

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG**  
**ENGENHARIA CIVIL**  
**HUMBERTO SOARES DE AGUIAR NETO**

**ANALISE COMPARATIVA ENTRE CONCRETOS NORMAIS E CONCRETOS LEVES**  
**PARA PRODUÇÃO E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE**  
**MÉDIO PORTE**

**Varginha – MG**  
**2020**

**HUMBERTO SOARES DE AGUIAR NETO**

**ANALISE COMPARATIVA ENTRE CONCRETOS NORMAIS E CONCRETOS LEVES  
PARA PRODUÇÃO E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE  
MÉDIO PORTE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS como pré-requisito para a obtenção do grau de bacharel, sob a orientação do professor Me. Ivan Francklin Júnior.

**Varginha – MG  
2020**

**HUMBERTO SOARES DE AGUIAR NETO**

**ANALISE COMPARATIVA ENTRE CONCRETOS NORMAIS E CONCRETOS LEVES  
PARA PRODUÇÃO E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE  
MÉDIO PORTE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS como pré-requisito para a obtenção do grau de bacharel pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em        /        /

---

Professor MSc. Ivan Francklin Júnior

---

Membro da banca examinadora I

---

Membro da banca examinadora II

OBS.:

Dedico este trabalho a toda minha família pelo incentivo aos meus estudos.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida, força, sabedoria e lucidez que me concedeu para enfrentar as lutas diárias.

Agradeço especialmente a minha mãe Maria Aparecida de Oliveira Soares pela oportunidade e pelo incentivo e apoio durante toda esta jornada.

Agradeço a Rariany e todos os meus familiares que me ajudaram e me apoiaram de maneira direta e indireta.

Agradeço a todos os professores, tanto da escola como da universidade e da vida, que me auxiliaram na construção do meu conhecimento.

Agradeço aos meus amigos de classe, Gabriel, Geovani e Eduardo pelo companheirismo, paciência e parceria durante todo o período acadêmico.

Por fim agradeço ao Prof. Me. Ivan Francklin Júnior pela disposição, pelo apoio e dedicação demonstrada durante todo o tempo na orientação deste trabalho.

“Consagre ao Senhor tudo o que você faz, e os seus planos serão bem-sucedidos.”  
Provérbios, Cap. 16, vers. 3.

## RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo analisar e demonstrar as principais características que diferenciam a utilização de concretos normais e concretos leves estruturais. O estudo proposto se inicia na análise bibliográfica para a execução de um edifício de médio porte, tipo de estrutura mais utilizada no atual momento em Varginha MG.

Os concretos produzidos com agregados leves possuem uma redução significativa da massa específica. Segundo Rossignolo (2009), pode-se afirmar que, especialmente estruturas de grande porte, como pontes e edifícios de múltiplos pavimentos, possuem peso estrutural elevado comparando as cargas geradas pelo concreto normal. Podendo obter uma redução considerável no peso total da estrutura utilizando os agregados leves.

A principal vantagem na utilização deste agregado é a diminuição das cargas geradas pelo peso próprio das estruturas, que resulta em um alívio considerável nas fundações. Onde a sua utilização se mostra viável em estruturas de grande porte.

Este estudo visa determinar indicadores comparativos entre a utilização de dois concretos normal e leve em estrutura de médio porte, visando os fatores técnicos e econômicos, com objetivo de analisar a sua viabilização no atual momento.

São feitas comparações do comportamento estrutural de um mesmo edifício em análise, de 7 pavimentos, em concreto convencional e concreto leve, a partir dos resultados obtidos em análise do dimensionamento obteve-se o consumo de materiais para ambas as estruturas.

Para o concreto armado leve, adotou-se um peso específico de  $1,79 \text{ tf/m}^3$ , e uma resistência característica à compressão de 30 MPa, valores obtidos em ensaios realizados neste estudo. Para o concreto convencional adotou-se o peso específico de  $2,5 \text{ tf/m}^3$ , e uma mesma resistência de 30 MPa para efeito comparativo.

Foi realizado adequações nos critérios de dimensionamento da NBR 6118 (2014), com base nas prescrições normativas internacionais, como, EUROCODE 2 (1999), do ACI 318 (2008) e ACI 213 (2003), devido a inexistência de norma brasileira específica para este tipo de material.

O software utilizado para processamento das estruturas foi o da TQS Informática – TQS Unipro\_LP&S + Alvest - versão 21.11. Os resultados obtidos apresentaram deslocamentos laterais maiores no edifício em concreto leve. Houve redução no consumo de armadura nas lajes em cerca

de 5,46% empregando o concreto leve, houve um acréscimo no consumo de armadura nos outros elementos estruturais em torno de 6,48% nas vigas e 8,46% nos pilares.

De um modo geral houve acréscimo de 3,07% em toda a estrutura, e uma redução dos esforços totais na fundação em torno de 8,38% equivalente a 84,7 toneladas.

**Palavras-chave:** Concreto convencional, concreto leve.



## **ABSTRACT**

*This dissertation aims to analyze and demonstrate the main characteristics that differentiate the use of normal and light structural concrete. The proposed study begins with a bibliographic analysis for the execution of a medium-sized building, the most currently used in Varginha MG.*

*Concretes produced with light aggregates have a significant reduction in specific mass. According to Rossignolo (2009), it can be said that, especially large structures, such as bridges and buildings with multiple floors, have a high structural weight when comparing the loads generated by normal concrete. Being able to obtain a considerable reduction in the total weight of the structure using the light aggregates.*

*The main advantage in the use of this aggregate is the reduction of the loads generated by the structures own weight, which results in a considerable relief in the foundations. Where its use proves to be viable in large structures.*

*This study aims to determine comparative indicators between the use of two normal and light concretes in médium-sized structures, aiming at technical and economic factors, with the objective of analyzing their feasibility at the current moment.*

*Comparisons are made of the structural behavior of the same building under analysis, of 7 floors, in convencional concrete and light concrete, from the results obtained in the analysis of the dimensioning the consumption of materials for both structures was obtained.*

*For lightweight reinforced concrete, a specific weight of 1,79 tf/m<sup>3</sup> and a characteristic compressive strength of 30 MPa were adopted, values obtained in tests carried out in this study. For conventional concrete the specific weight of 2,5 tf/m<sup>3</sup> was adopted, and the same resistance of 30 MPa for comparative effect.*

*Adjustments were made to the design criteria of NBR 6118 (2014), based on international normative prescriptions, such as EUROCODE 2 (1999), ACI 318 (2008) and ACI 213 (2003), due to the lack of a specific Brazilian standard for this type of material.*

*The software used for processing the structures was that of TQS Informática – TQS Unipro\_LP & S + Alvest – version 21.11. The results obtained showed greater lateral displacements in the light concrete building. There was a reduction in the consumption of reinforcement in the slabs by about 5,46% using light concrete, there was na increase in the*

*consumption of reinforcement in the other structural elements around 6,48% in the beams and 8,46% in the columns.*

*In general, there was na increase of 3,07% in the entire structure, and a reduction of total efforts on the foundation around 8,38% equivalente to 84,7 tons.*

**Keywords:** *Conventional concrete, lightweight concrete.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Resistencia à compressão versus relação água cimento para uma mesma idade.....	19
Figura 2 – Coliseu de Roma.....	22
Figura 3 – Panteão de Roma.....	23
Figura 4 – Embarcação USS Selma.....	24
Figura 5 – Edifício Southwestern Bell Telephone Company.....	25
Figura 6 – Efeito da frequência de vibração durante o adensamento de concretos leves.....	26
Figura 7 – Ruptura dos concretos com agregados leves (à esquerda), e com agregados convencionais – basalto (à direita) .....	28
Figura 8 – Resistência à compressão da argamassa.....	28
Figura 9 – Curvas tensão-deformação para concretos produzidos com argila expandida; (A) somente agregados leves; (B) agregado miúdo normal.....	30
Figura 10 – Diagrama parábola-retângulo para concreto à compressão.....	35
Figura 11 – Treliça de Morsch.....	36
Figura 12 – Ancoragem reta à tração.....	38
Figura 13 – Área de região de envolvimento.....	41
Figura 14 – Argila Expandida 0500.....	49
Figura 15 – Faixa granulométrica do Agregado miúdo.....	50
Figura 16 – Argila Expandida 1506.....	51
Figura 17 – Agregado Graúdo retido nas peneiras.....	52
Figura 18 – Faixa granulométrica do agregado graúdo.....	52
Figura 19 – Abatimento traço T2-CL.....	53
Figura 20 – Corpos de prova imersos em câmara úmida.....	54
Figura 21 – Linha de ruptura por compressão no concreto leve.....	55
Figura 22 – Planta do Pavimento Tipo.....	56
Figura 23 – Corte AA.....	57
Figura 24 – Estrutura.....	59
Figura 25 – Coeficiente de arrasto – Vento X.....	62
Figura 26 – Coeficiente de arrasto – Vento Y.....	62
Figura 27 – Força de arrasto em cada pavimento das estruturas.....	65
Figura 28 – Deslocamento Horizontais Vento X.....	71
Figura 29 – Deslocamento Horizontais Vento Y.....	71
Figura 30: Consumo total de materiais Estrutura A (concreto convencional) .....	78
Figura 31: Consumo total de materiais Estrutura A (concreto convencional) .....	78

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classes de agressividade Ambiental (CAA).....	20
Quadro 2 – Requisitos de ruptura de resistência à compressão e tração.....	29
Quadro 3 – Resultados obtidos por GOMES.....	31
Quadro 4 – Composição granulométrica.....	33
Quadro 5 – Massa específica aparente.....	33
Quadro 6 – Valores correspondentes de resistência à compressão e massa específica aparente.....	34
Quadro 7 – Composição granulométrica da argila expandida 0500.....	50
Quadro 8 – Composição granulométrica da argila expandida 1506.....	51
Quadro 9 – Composição do traço.....	53
Quadro 10 – Valor médio de resistência à compressão e massa específica dos corpos de prova.....	54
Quadro 11 – Forças de arrasto na edificação para vento nas direções X e Y.....	65
Quadro 12 – Características dos concretos utilizados.....	67
Quadro 13 – Flechas totais nas lajes do pavimento tipo.....	69
Quadro 14 – Flechas totais nas vigas do pavimento tipo.....	70
Quadro 15 – Valores do coeficiente $\gamma_z$ .....	72
Quadro 16 – Esforços totais nas fundações.....	75
Quadro 17 – Quantitativo materiais Pavimento Tipo – Tipo 2.....	76
Quadro 18 – Custos totais dos materiais.....	79

## 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;

$\alpha$  = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal;

$\epsilon_c$  = deformação do concreto à compressão;

$\epsilon_s$  = deformação específica do aço;

$\phi$  = diâmetro da barra;

$\gamma_c$  = coeficiente de minoração do concreto;

$\gamma_s$  = coeficiente de minoração do aço;

$\varphi_{cc}$  = coeficiente de fluência do concreto comum;

$\varphi_{cl}$  = coeficiente de fluência do concreto leve;

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$\rho_{cl}$  = massa específica do concreto leve;

$\rho_{min}$  = taxa mínima de armadura;

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

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
<b>1.1 Objetivos.....</b>	<b>15</b>
1.1.1 Objetivo geral.....	15
1.1.2 Objetivos específicos.....	15
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>15</b>
<b>2.1 Concreto.....</b>	<b>15</b>
2.1.1 Breve histórico sobre o concreto de cimento Portland.....	16
2.1.2 Propriedades dos concretos normais no estado fresco.....	17
2.1.2.1 Consistência e Trabalhabilidade.....	17
2.1.3 Propriedades dos concretos normais no estado endurecido.....	18
2.1.3.1 Resistência à Compressão.....	18
2.1.3.2 Resistência à Tração.....	19
2.1.4 Parâmetros normativos dos concretos normais estruturais.....	20
<b>2.2 Breve histórico sobre o concreto leve.....</b>	<b>21</b>
2.2.1 Propriedades dos concretos leve no estado fresco.....	25
2.2.1.1 Trabalhabilidade.....	25
2.2.2 Propriedades dos concretos leve no estado endurecido.....	27
2.2.2.1 Resistência à Compressão.....	27
2.2.2.2 Resistência à Tração.....	29
2.2.2.3 Módulo de Elasticidade.....	29
2.2.3 Durabilidade do concreto com agregados leves.....	32
2.2.4 Propriedades térmicas de concretos com agregados leves.....	32
2.2.5 Parâmetros normativos dos concretos leve estruturais.....	33
<b>3 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO LEVE.....</b>	<b>34</b>
<b>3.1 Dimensionamento no Estado Limite Último (ELU).....</b>	<b>34</b>
3.1.2 Elementos sujeitos à Flexão Simples.....	35
3.1.3 Elementos sujeitos à Força Cortante – Cisalhamento.....	36
3.1.4 Ancoragem por Aderência.....	37
<b>3.2 Verificação no Estado Limite de Serviço (ELS).....</b>	<b>39</b>
3.2.1 Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W) .....	39
3.2.2 Estado limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF) .....	41
3.2.2.1 Deslocamentos limites.....	41
3.2.2.2 Cálculo dos Deslocamentos Verticais.....	43
3.2.2.3 Cálculo dos Deslocamentos Horizontais.....	45
3.2.2.4 Cálculo das ações do vento.....	48
<b>4 MATERIAIS UTILIZADOS.....</b>	<b>48</b>
<b>4.1 Propriedades do concreto leve estudado.....</b>	<b>48</b>
4.1.1 Cimento Portland.....	49
4.1.2 Agregado miúdo.....	49
4.1.3 Agregado graúdo.....	51
4.1.4 Definição do traço.....	52

4.1.5 Moldagem dos corpos de prova.....	53
<b>5 ESTRUTURAS ESTUDADAS.....</b>	<b>55</b>
<b>5.1 Projeto Arquitetônico escolhido.....</b>	<b>56</b>
<b>5.2 Estrutura.....</b>	<b>58</b>
<b>5.3 Cargas Adotadas.....</b>	<b>60</b>
5.3.1 Cargas Verticais.....	61
5.3.2 Cargas Horizontais.....	61
5.3.2.1 Cálculo das ações do vento.....	62
<b>5.4 Ancoragem por Aderência no Concreto Leve.....</b>	<b>65</b>
<b>6 MODELO ESTRUTURAL ADOTADO.....</b>	<b>66</b>
<b>6.1 Condições Adotadas no Modelo de Pórtico Espacial.....</b>	<b>66</b>
<b>6.2 Adaptações Feitas no Software TQS.....</b>	<b>68</b>
<b>7 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS.....</b>	<b>68</b>
<b>7.1 Estruturas.....</b>	<b>69</b>
7.1.1 Flechas Máximas nas Lajes.....	69
7.1.2 Flechas Máximas nas Vigas.....	70
7.1.3 Deslocamentos Laterais.....	71
7.1.4 Coeficiente $\gamma_z$ .....	72
7.1.5 Esforços Totais na Fundação.....	74
7.1.6 Comparativo Consumo dos Materiais.....	76
7.1.7 Custos para as Estruturas Estrutura A e Estrutura B.....	77
<b>8 CONCLUSÕES.....</b>	<b>79</b>
<b>8.1 Sugestões para Estudos Futuros.....</b>	<b>81</b>
<b>9 CRONOGRAMA.....</b>	<b>82</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>83</b>



## 1 INTRODUÇÃO

A grande desvantagem na utilização do concreto armado é seu elevado peso próprio. Os concretos produzidos com agregados leves possuem uma redução significativa da massa específica. Segundo Rossignolo (2009), pode-se afirmar que, especialmente em estruturas de grande porte, como pontes e edifícios de múltiplos pavimentos, que possuem peso estrutural elevado, pode-se obter uma redução considerável no peso total da estrutura utilizando o concreto leve estrutural.

A principal vantagem na utilização deste concreto é a diminuição das cargas geradas pelo peso próprio das estruturas, que resulta em um alívio considerável nas fundações.

Segundo Sússekind (1980) o concreto armado convencional, de densidade normal, tem sido o material estrutural mais utilizado no Brasil nos últimos 50 anos. Fato associado as grandes vantagens do material, nas quais se destacam:

- a) Economia, a mais importante dentre todas;
- b) Fácil acesso a matéria prima utilizada na composição dos concretos convencionais, como os agregados convencionais;
- c) Ótima durabilidade;
- d) Grande resistência a efeitos térmicos, desgastes mecânicos e atmosféricos;
- e) Fácil adaptação a qualquer tipo de forma, tornando-o um material de fácil manuseio, permitindo total liberdade à concepção arquitetônica.

Em contrapartida, também segundo Sússekind (1980) a desvantagem que se destaca é o elevado peso próprio do concreto armado convencional. A utilização de concretos de menor densidade surgem então como forma de solução natural para esse problema.

O chamado concreto leve é feito com a substituição dos agregados convencionais por agregados leves, onde em geral o mais comum utilizado em concretos leve estrutural é a argila expandida. Em Minas Gerais, o agregado leve habitualmente utilizado é a argila expandida produzida pela CINEXPAN – Industria e Comercio Ltda, de Várzea Paulista, São Paulo. A argila expandida é um agregado de baixa densidade que se apresenta em forma de bolinhas de cerâmica leve e arredondada, possui uma estrutura interna esponjosa com microporos e uma casca rígida e resistente. As principais características do agregado leve produzido pela CINEXPAN são: baixa massa específica, inercia química, estabilidade dimensional, incombustibilidade, além de propriedades de isolamento térmico e acústico.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo geral:**

Desenvolver um estudo comparativo entre o concreto leve estrutural e o concreto normal estrutural por meio de estudos bibliográficos e ensaios tecnológicos laboratoriais.

### **1.1.2 Objetivos específicos:**

- Identificação dos concretos leves atualmente disponíveis;
- Realizar estudos da viabilização econômica na utilização dos concretos leves para fins estruturais;
- Revisão das propriedades físicas e mecânicas usuais para concretos leves disponibilizadas na literatura;
- Revisão de critérios para dimensionamento à flexão, compressão e cisalhamento disponíveis em normatização nacional, internacional e literatura técnica específica;
- Escolher os agregados que serão utilizados para realização dos estudos tecnológicos;
- Dimensionar e detalhar os elementos estruturais que compõe a edificação estudada em concreto armado convencional;
- Dimensionar e detalhar os elementos estruturais que compõe a edificação estudada em concreto leve estrutural;
- Quantificar os materiais para a execução da parte estrutural da edificação estudada e o respectivo custo utilizando concreto convencional e concreto leve estrutural, sendo contabilizado cimento, agregados graúdos e miúdos, aço e formas.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Concreto**

Segundo Mehta e Monteiro (2014) o concreto é um material composto de água, cimento e agregados, e possui uma microestrutura altamente complexa e heterogênea. Por possuir o

cimento como agente químico principal, o concreto tem um alto custo com este material em sua produção, o principal objetivo da utilização dos agregados graúdos é diminuir o custo com cimento sem que a qualidade do produto final seja muito afetada.

Os concretos normais possuem uma boa trabalhabilidade, se adaptando a várias formas, além de quando corretamente executado, conforme as normas, ser um material durável.

O concreto possui uma boa resistência a compressão, em contra partida apresenta um baixo índice de resistência à tração, onde para a sua utilização estrutural é necessário a associação entre o concreto simples e a armadura convenientemente adicionada, de modo que ambos trabalhem em equilíbrio, Mehta e Monteiro (2014).

Algumas de suas limitações é o seu peso específico elevado, acarretando em estruturas com elevado peso próprio, limitando seu uso em determinadas situações ou aumentando consideravelmente o custo com armaduras de aço.

### 2.1.1 Breve histórico sobre o concreto de cimento Portland

Segundo Neville (1997), a utilização de materiais cimentícios é bastante antiga. Os Egípcios em suas edificações utilizavam gesso impuro, os Gregos e os Romanos utilizavam como material cimentício o calcário calcinado. Posteriormente estes construtores aprenderam a adicionar agregados a pasta utilizada para construção, como agregados passaram a utilizar areia, rochas fragmentadas ou fragmentos de telhas e tijolos a pasta de calcário e água, então estes foram os primeiros concretos da história.

Os Romanos possuíam dificuldades em construções submersas, pois a argamassa de cal não endurecia sub a água, então os Romanos moíam cinzas volantes ou telhas de barro cozido juntamente com a cal, a sílica e a alumina contidas nestes materiais reagiam com a cal e produziam o que se tornou conhecido como cimento pozolânico, devido a utilização das cinzas vulcânicas inicialmente encontradas na cidade de Pozzuoli próxima ao monte Vesúvio. Atualmente o nome “cimento pozolânico” ainda é utilizado para descrever cimentos obtidos pela moagem de materiais naturais em temperatura ambiente.

A Idade Média trouxe um declínio geral no uso e na qualidade do cimento, somente no século XVIII houveram avanços no conhecimento sobre o material. John Smeaton, responsável pela reconstrução do Farol de Eddystone, em 1756, descobriu que ao misturar a pozolana com calcário contendo elevado teor de material argiloso era obtido uma argamassa com melhores características. Ao verificar os benefícios provindos da argila, até então considerada como

indesejável, Smeaton foi o primeiro a descobrir as propriedades químicas da cal hidráulica, material obtido pela calcinação da mistura de calcário e argila.

Posteriormente, outros cimentos hidráulicos foram desenvolvidos, como o cimento Romano, obtido por James Parker através do método de calcinação de nódulos de calcário argiloso, aperfeiçoamentos desde então foram aplicados, Joseph Aspdin, pedreiro e construtor culminou a patente cimento Portland, em 1824. Esse cimento era produzido pela mistura de argila finamente moída e calcário, juntamente aquecidos em um forno até a extinção do CO<sub>2</sub>, que ocorre em temperaturas inferiores as necessárias para clinquerização, o nome cimento Portland, foi atribuído originalmente devido as características semelhantes e qualidades do cimento com a pedra de Portland, calcário extraído em Dorset. Ainda é utilizado para descrever cimento produzido através da queima, à temperatura de clinquerização, dos materiais calcários e argilosos ou de materiais que possuam sílica, alumina e óxidos de ferro, e posteriormente pela moagem do clínquer resultante Neville (1997).

### 2.1.2 Propriedades dos concretos normais no estado fresco

Os concretos no estado fresco tem um comportamento bastante fluido, possibilitando assim uma boa trabalhabilidade. Outras características que se destacam são:

#### 2.1.2.1 Consistência e Trabalhabilidade

A consistência está relacionada ao processo de transporte, lançamento e adensamento do concreto, corresponde a menor ou maior capacidade que o concreto tem de se deformar, em geral, varia com a quantidade de água utilizada, granulometria dos agregados e a utilização de produtos químicos como os aditivos.

Concretos com menor consistência são mais aplicáveis em elementos com alta taxa de armadura, onde o concreto apresentam maior dificuldade de adensamento. Entretanto, não havendo grande taxas de armadura nas peças, é melhor produzir concretos com maior consistência.

Uma maneira de medir a consistência de um concreto é pelo chamado abatimento ou slump, onde uma quantidade predeterminada de concreto é colocada em um molde metálico normalizado, quando retirado é efetuado a medição da deformação provocada, a determinação da consistência do concreto é regulamentado pela norma ABNT NBR NM 67:1998

Quanto maior o slump de um concreto, mais fácil será o lançamento e adensamento do mesmo, portando uma boa trabalhabilidade. Existem aditivos para a produção de concretos autodensáveis, que segundo Carvalho e Filho (2014) são concretos quase fluidos e não necessitam de nenhuma energia de adensamento, obtidos com a utilização de aditivos e não por meio do aumento da quantidade de água, o que causaria a alteração na relação água/cimento gerando uma diminuição considerável da resistência do concreto e um elevado índice de porosidade.

### 2.1.3 Propriedades dos concretos normais no estado endurecido

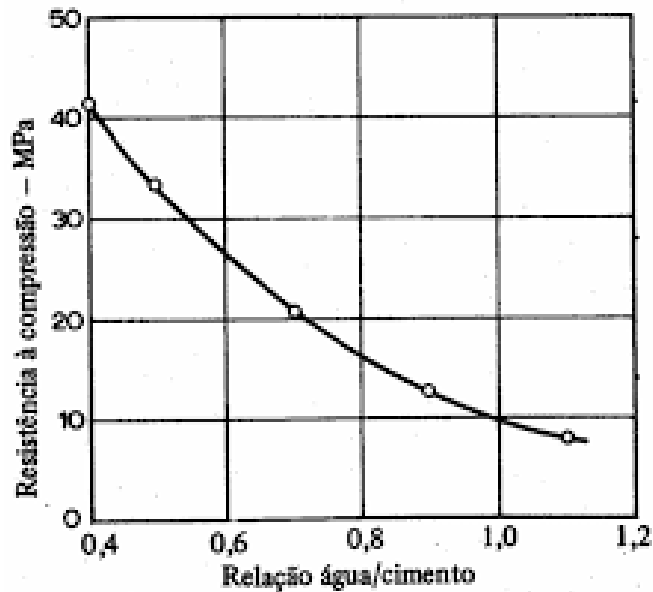
O concreto no estado endurecido possui diversas características, destacando-se a resistência mecânica, massa específica e módulo de elasticidade, portanto, as mais comumente analisadas.

#### 2.1.3.1 Resistência à Compressão

No concreto endurecido, as características mais interessantes são as propriedades mecânicas, destacando-se a resistência à compressão. Segundo Quadros (2014), na prática da engenharia, a principal característica que torna fator de decisão, principalmente no canteiro de obra, é a resistência a compressão, um exemplo é o momento de retirada de formas de lajes e vigas, feita normalmente quando a resistência à compressão é atingida, o que desconsidera as características como módulo de elasticidade e a resistência à tração, visto que nesta ação não é considerado as prováveis deformações e microfissuras que possam surgir.

Por ser um material heterogêneo são vários os aspectos que influenciam as propriedades físicas e mecânicas do concreto, a relação água/cimento é o principal fator que influencia essas características. Segundo Mehta e Monteiro (2014) a relação água/cimento influencia diretamente a porosidade da pasta de cimento, também como a zona de transição entre a pasta cimento e o agregado graúdo, onde uma maior relação água/cimento torna o concreto mais poroso e conseqüentemente menos resistente. Na Figura 1 pode se verificar que a resistência a compressão diminui à medida que a relação água/cimento é aumentada para um cimento de mesma idade.

**Figura 1:** Resistência à compressão versus relação água cimento para uma mesma idade.



Fonte: Neville (1997).

Sendo assim, as características físicas do concreto influenciam diretamente no ensaio de resistência à compressão, Neville (1997) afirma que índices de vazios de 2% e 5% nos concretos podem ocasionar uma perda de resistência à compressão de 10% e 30% respectivamente.

#### 2.1.3.2 Resistência à Tração

Para Carvalho e Filho (2014), o concreto é um material que possui baixos níveis de resistência à tração, onde normalmente é descartado a influência da resistência à tração do concreto no projeto.

Segundo Quadros (2014), a resistência à tração tem relação com a resistência à compressão sendo maior quando esta for maior. A resistência à tração é um fator preponderante na durabilidade do concreto em função da fissuração, sendo assim, o conhecimento desta propriedade é de extrema importância para o dimensionamento adequado de estruturas de concreto armado principalmente no ponto de vista de fissuração e durabilidade.

O ensaio de tração direta em laboratório é complicado de ser executado e qualquer descuido pode trazer alterações significativas no resultado do ensaio. Por isso, normalmente a resistência à tração do concreto é determinada pelo ensaio de compressão diametral, também chamado de Ensaio Brasileiro, pois foi desenvolvido por Lobo Carneiro e sua equipe.

#### 2.1.4 Parâmetros normativos dos concretos normais estruturais

As estruturas dimensionadas pela Norma Brasileira de Projeto de Estruturas de Concreto ABNT NBR 6118 (2014), devem obedecer aos requisitos mínimos de qualidade no que se refere à capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade da estrutura.

Para Araújo (2014) a durabilidade das estruturas de concreto armado dependem da qualidade e características do concreto. Para garantir a mesma, é necessário a utilização de materiais de qualidade e uma relação água/cimento menor, pois esta ação diminui a sua porosidade, dificultando a penetração de água e gases no interior do concreto. Portanto, em ambientes mais agressivos exige-se um concreto de melhor qualidade com menor relação água/cimento e um cobrimento maior para proteção das armaduras.

A espessura do cobrimento é variável de acordo com a classe de agressividade ambiental que o edifício será construído, portando devem ser classificada de acordo com o Quadro 1.

**Quadro 1:** Classes de agressividade ambiental (CAA).

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

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, P 17.

Segundo a NBR 6118 (2014), para garantir uma boa vida útil, evitando ataque por agentes químicos deve-se respeitar os cobrimentos especificados em norma, para evitar a

despassivação por ação de cloretos ou carbonatação, dentre outros. Como cita a NBR 6118 (2014) Pág. 16:

#### 6.3.3.1 Despassivação por carbonatação

É a despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.

#### 6.3.3.2 Despassivação por ação de cloretos

Consiste na ruptura local da camada de passivação, causada por elevado teor de íon-cloro. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável o uso de um concreto de pequena porosidade. O uso de cimento composto com adição de escória ou material pozolânico é também recomendável nestes casos.

Ainda para NBR 6118 (2014), de modo a garantir o cobrimento mínimo estabelecido deve ser considerado um cobrimento nominal, onde deve ser respeitado o cobrimento mínimo estabelecido acrescido da tolerância de execução. Portanto, é admissível a tolerância de 10mm durante a execução da obra, entretanto, caso haja controle adequado de qualidade durante a execução pode ser adotado como tolerância máxima o valor de 5mm.

## 2.2 Breve histórico sobre o concreto leve

O chamado concreto leve é feito com a substituição dos agregados convencionais por agregados leves, onde em geral o mais comum utilizado em concretos leve estrutural é a argila expandida. Segundo Neville (1997) os intervalos típicos de massa específica dos concretos leves são classificados em 3 níveis, sendo eles:

### a) Concretos de baixa massa específica:

Os concretos pouco densos não são utilizados para fins estruturais, sendo utilizados principalmente para isolamento térmico. Tais concretos com baixa massa específica, raramente excedendo  $800 \text{ kg/m}^3$ , apresentam baixos coeficientes de condutividade térmica, que lhes concede boas características de isolamento, em contra partida apresentam baixos valores de resistência à compressão, variando de 0,7 MPa a 7 MPa.

### b) Concreto de moderada resistência:

O concreto de moderada resistência, possui características de isolamento térmica intermediária entre os concretos de baixa massa específica e o concreto estrutural leve, o mesmo



apresenta resistência à compressão dentre 7 MPa a 17 MPa e massa específica de 800 kg/m<sup>3</sup> a 1350 kg/m<sup>3</sup>, normalmente utilizado para enchimento.

c) Concreto leve estrutural:

São concretos com massa específica entre 1350 kg/m<sup>3</sup> e 1850 kg/m<sup>3</sup>, usualmente fabricados com argila expandida.

Registros da utilização do concreto leve em estruturas são fáceis de serem encontrados, presentes na arquitetura de vários países situados principalmente em regiões vulcânicas, onde estas aplicações surgiram da utilização da matéria-prima local, pois parte de materiais de origem vulcânica apresentam propriedades benéficas para sua utilização, como isolamento térmico e baixa densidade o que reduz a carga permanente.

O primeiro registro da aplicação utilizando-se de agregados leves, data de aproximadamente 1100 a.C. onde construtores pré-colombianos utilizaram uma mistura de pedra-pomes juntamente com um ligante a base de cinzas volantes e cal, na região da atual cidade de El Tajin, México. (ROSSIGNOLO, 2009).

A pesar destes registros, as aplicações históricas da utilização de concretos com agregados leves mais conhecidas foram construídas pelos romanos, durante a República Romana. O Império Romano e o Império Bizantino, com destaque na Itália, o Porto de Casa, a cobertura de Panteão e o Coliseu de Roma Figura 2, são obras onde os Romanos utilizaram destes materiais com a intenção de reduzir as cargas nas estruturas. (ACI 213R, 2003)

**Figura 2:** Coliseu de Roma.



Fonte: [www.tudosobreroma.com/atividades/tour-coliseu-arena-gladiadores](http://www.tudosobreroma.com/atividades/tour-coliseu-arena-gladiadores)

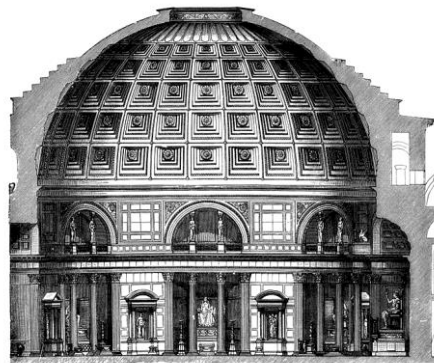
O Porto de Casa, construído em 273 a.C. foi construído na Itália, utilizando-se de agregados leve de origem vulcânica, este porto localizado a 140km de Roma onde foram

executadas 4 estruturas para aportar embarcações. Esta estrutura perdurou por mais de dois mil anos resistindo às ações da natureza, apresentando apenas abrasões na superfície, deixando de ser utilizado devido ao assoreamento do porto.

O anfiteatro com capacidade para 50 mil espectadores Coliseu de Roma, construído entre os anos de 75 e 80 a.C., teve a utilização de concreto com agregados leves em sua construção, mais especificamente, na estrutura de fundação e em diversas paredes. (ROSSIGNOLO, 2009).

Outra grande obra, exemplo da utilização do concreto leve, a cobertura do Panteão de Roma Figura 3, cúpula com diâmetro de 43,3m. Após a obra ser avariada por um incêndio, o imperador Adriano decidiu, em 125 d.C. executar a reconstrução utilizando concreto com pedra-pomes, visando melhorar o desempenho estrutural, o projeto apresentava algumas inovações como a utilização de concretos de massa específica e espessura variáveis (mais espesso na base e menos no topo), a cúpula ainda se encontra em perfeito estado de conservação e é utilizada para fins religiosos. (ACI 213R, 2003).

**Figura 3:** Panteão de Roma.

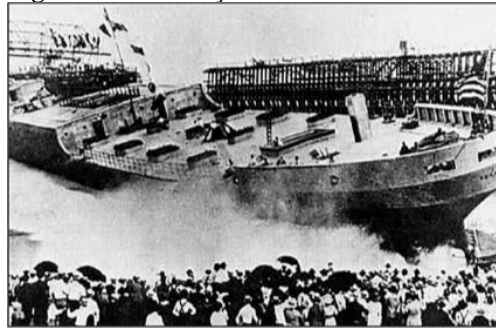


Fonte: [www.escolaluismadureira7.blogspot.com/2016/02/pantheon-o-panteao-de-roma.html](http://www.escolaluismadureira7.blogspot.com/2016/02/pantheon-o-panteao-de-roma.html)

O engenheiro Stephen J. Hayde, fabricante de tijolos cerâmicos da cidade de Kansas, nos Estados Unidos, inventou e empregou o processo de produção do agregado de argila expandida, Hayde observou que a etapa de aquecimento dos fornos os tijolos se expandiam e tornavam-se elementos deformados e leves. Hayde analisou que reduzindo os tijolos expandidos, o produto resultante poderia ser utilizado como agregado graúdo na produção do concreto leve. Após quase uma década, em 1918, Hayde patenteou e empregou o processo de fabricação de agregados leve em forno rotativo, produzidos de pequenas partículas de xisto, argila e ardósia, denominados Haydile. (ACI 213R 2003)

Logo após a invenção, primeiras aplicações dos agregados leves criados por Hayde em concretos de cimento Portland foram durante a Primeira Guerra Mundial, quando a *American Emergency Fleet Building Corporation* construiu embarcações utilizando o concreto leve. Neste período foram construídas 14 embarcações, um exemplo dessas embarcações é o USS Selma Figura 4 com 123,3m de comprimento. O uso desse material na construção de embarcações se tornou mais intenso durante a Segunda Guerra Mundial, onde foram construídos 488 navios, o que permitiu uma grande economia com chapas de aço. (ROSSIGNOLO, 2009).

**Figura 4:** Embarcação USS Selma.



Fonte: Rossigolo (2009) P.22.

Posteriormente iniciaram estudos para aplicação estrutural do concreto leve, a primeira edificação utilizando os agregados leves artificiais ocorreu em 1922, no ginásio da Westport High School, na cidade de Kansas. A motivação para o uso deste material foi a baixa capacidade de suporte de carga do solo, com objetivo de reduzir o peso total da estrutura e com isso reduzir os custos com a estrutura de fundação, mesmo com o custo destes agregados leves sendo cerca de 150% dos agregados convencionais na época, o uso deste material proporcionou uma redução no custo geral da edificação. (ROSSIGNOLO, 2009).

Já a primeira aplicação estrutural em edifícios de múltiplos pavimentos ocorreu em 1929, também na cidade de Kansas. Inicialmente construído com concreto normal o edifício de escritórios Southwestern Bell Telephone Company, Figura 5, possuía 14 pavimentos, o projeto inicial foi construído para receber mais oito pavimentos de concreto normal, entretanto, os projetistas verificaram que se fosse utilizado o concreto leve no projeto de expansão do edifício seria possível adicionar seis pavimentos além dos oito já previstos. Desse modo, utilizando o concreto leve o projeto de expansão do edifício foi finalizado com a adição de 14 novos pavimentos compostos pelo material, com 25MPa de resistência à compressão aos 28 dias. (ROSSIGNOLO, 2009).

**Figura 5:** Edifício Southwestern Bell Telephone Company.



Fonte: Rossignolo (2009) p.24

Deste então, a utilização do concreto leve tem sido motivo de diversas pesquisas, principalmente o desenvolvimento de estudos sobre as propriedades físicas e mecânicas dos concretos leve.

### 2.2.1 Propriedades dos concretos leve no estado fresco

Assim como nos concretos convencionais, o concreto leve no estado fresco tem um comportamento bastante fluido, possibilitando assim uma boa trabalhabilidade. Outras características que se destacam são:

#### 2.2.1.1 Trabalhabilidade

Os concretos leves comportam-se de maneira diferente dos concretos normais, devido à baixa massa específica dos agregados utilizados em sua composição, o concreto leve apresentar melhor fator de adensamento, pois a força oriunda da gravidade necessária para adensar o concreto leve é menor quando sua massa específica é menor.

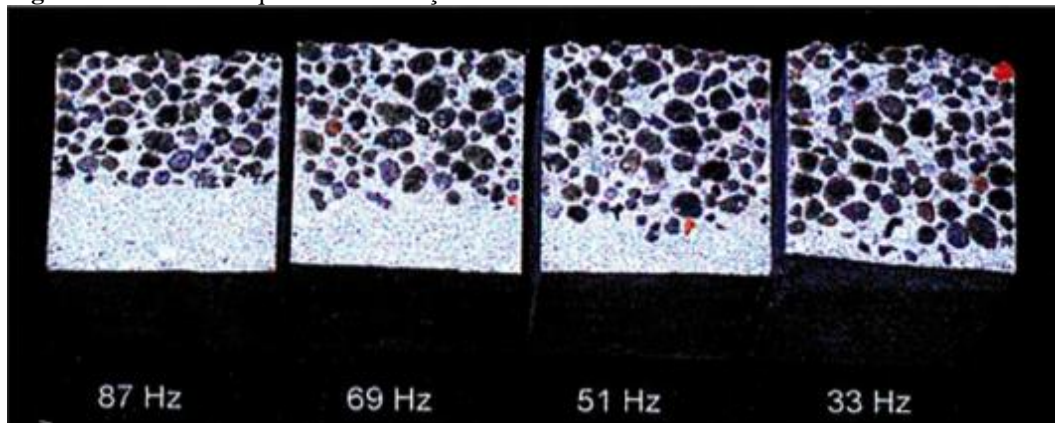
Devido a suas características de baixa massa específica o abatimento de 75mm é o suficiente para uma boa trabalhabilidade do concreto, o mesmo apresenta uma trabalhabilidade similar de um abatimento de 125mm em concretos normais. (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

O abatimento é uma importante característica do concreto leve, onde deve ser respeitado o abatimento máximo de 125mm, altos níveis de abatimento podem causar segregação dos agregados graúdos, diferentemente dos concretos convencionais os agregados graúdos flutuam para a superfície do concreto. (ACI 213R, 2003)

Segundo Rossignolo (2009), esse fenômeno de segregação pode ser reduzido e evitado controlando a dosagem como, relação água/cimento, o teor dos agregados miúdos e com adição de minerais como a sílica ativa.

O correto adensamento do concreto leve é de extrema importância para evitar a formação de vazios em volta do agregado, durante o processo de adensamento podem ser utilizadas técnicas usuais de adensamento, entretanto, é recomendado a utilização de vibradores com baixa frequência de vibração. Altos níveis de vibração podem causar a segregação dos agregados graúdos como mostrado na Figura 6.

**Figura 6:** Efeito da frequência de vibração durante o adensamento de concretos leves.



Fonte: Rossignolo (2009) P.55

Segundo Neville (1997), a substituição de parte dos agregados leves miúdos por agregados finos normais aumenta a facilidade de lançamento e o adensamento do concreto, mas em contrapartida a massa específica do concreto resultante é aumentada, dependendo da proporção substituídas desse material e dos valores de massa específico dos agregados finos, a substituição total do agregado miúdo leve por agregados finos normais pode resultar em um aumento da massa específica do concreto em 80 kg/m<sup>3</sup> a 160 kg/m<sup>3</sup>.

Em construções necessárias de bombeamento do concreto leve, a umidade e a granulometria dos agregados possuem grande importância, a pressurização necessária para o bombeamento do concreto contribui para entrada de água nos agregados leves que possuem uma quantidade maior de índice de vazios, para evitar que o agregado absorva parte da água definida no traço do concreto, perdendo assim trabalhabilidade no estado fresco, a pré-saturação do agregado é válida, e de extrema importância, pois esta absorção diminui a fluência do concreto podendo assim causar o entupimento dos dutos durante o lançamento. (ROSSIGNOLO, 2009).

Entretanto, esta absorção de água dos agregados leves é benéfica para o processo de hidratação do cimento, pois, ao reter parte da água, durante o processo de hidratação esta água é transferida para a pasta de cimento garantindo assim a presença de água necessária para as reações químicas desse processo, esse fenômeno denominado “cura interna” torna os concretos leves menos sensíveis as variações causadas pelo processo de cura nas idades iniciais. (ROSSIGNOLO, 2009).

## 2.2.2 Propriedades dos concretos leve no estado endurecido

Assim como nos concretos convencionais, o concreto leve no estado endurecido possui diversas características, destacando-se a resistência mecânica, massa específica e módulo de elasticidade, portanto, as mais comumente analisadas.

### 2.2.2.1 Resistência à Compressão

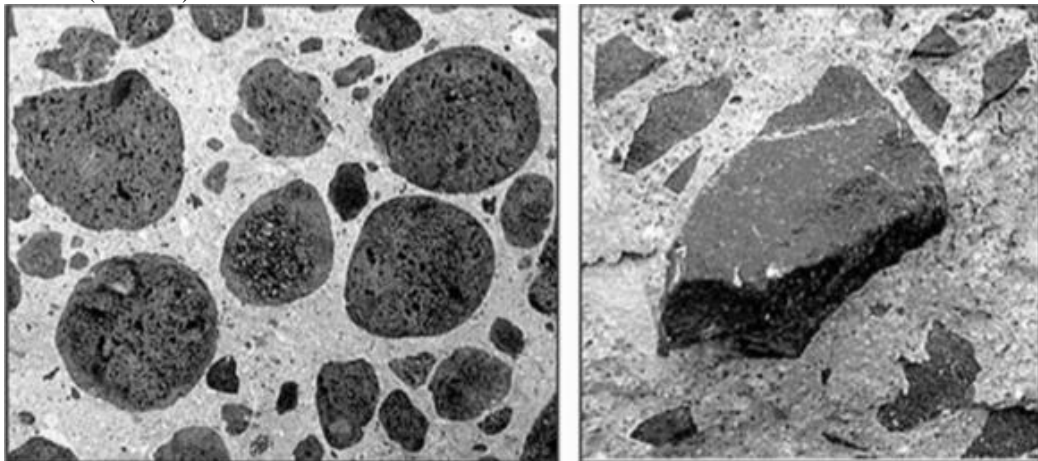
A resistência é definida como a habilidade de um material para resistir às tensões, normalmente em concretos produzidos com agregados graúdos normais, o agregado possui módulo de deformação maior que o da argamassa, normalmente inicializando assim a ruptura na zona de transição entre o agregado e a argamassa. Nesse caso, o agregado é a fase mais resistente do concreto, limitando assim suas características à resistência a compressão da argamassa e a zona de transição argamassa-agregado. (ROSSIGNOLO, 2009).

Diferentemente dos concretos normais os concretos produzidos com agregados leves como a argila expandida tem a limitação imposta pela resistência do agregado graúdo. Normalmente utiliza-se o potencial de resistência mecânica da argamassa, em função da maior

similaridade do módulo de deformação da argamassa e do agregado graúdo e da melhor qualidade da zona de transição. Sendo assim, normalmente nesse tipo de concreto, a ruptura não acontece pela diferença de deformação da argamassa e do agregado, mas sim pelo colapso da argamassa, muitas vezes iniciados em microfissuras nos agregados. (ROSSIGNOLO, 2009).

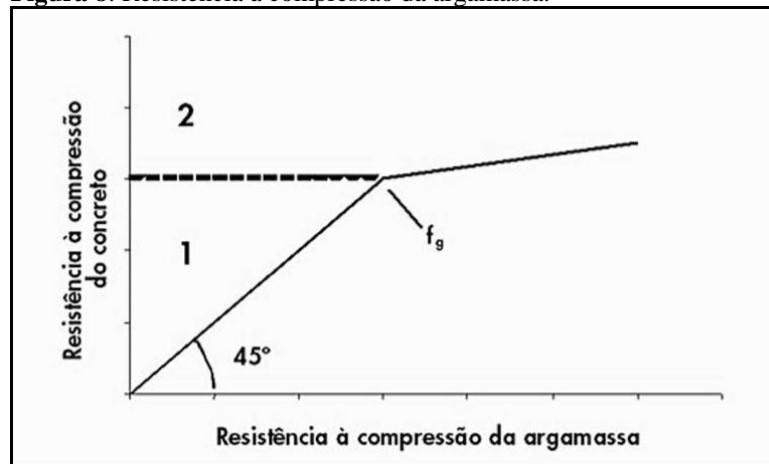
Ainda diferentemente dos concretos normais a linha de ruptura atravessa também os agregados Figura 7, desse modo o agregado leve se torna o material determinante da resistência máxima à compressão do concreto, criando assim um limite de resistência denominado “resistência ótima” onde o aumento da resistência da argamassa já não aumenta efetivamente a resistência à compressão do concreto, como mostrado na Figura 8, valores obtidos em pesquisa realizado por Rossignolo; Pereira, 2005.

**Figura 7:** Ruptura dos concretos com agregados leves (à esquerda), e com agregados convencionais - basalto (à direita).



Fonte: Rossignolo (2009) P.59.

**Figura 8:** Resistência à compressão da argamassa.



Fonte: Rossignolo (2009). P. 60.

### 2.2.2.2 Resistência à Tração

Assim como os concretos normais, devido as complicações geradas pelo ensaio de tração direta, o ensaio de tração dos concretos leve é feito pelo método de compressão diametral.

Os resultados obtidos em ensaios de resistência a tração por compressão diametral dos concretos leves curados em câmara úmida, segundo a ACI 213R 2003 possuem valores iguais ou próximos aos concretos normais de mesma resistência à compressão. Entretanto, os resultados dos ensaios mostraram que a resistência a tração do concreto leve é significativamente reduzida quando a cura é feita ao ar livre. Fato se deve a maior relação água/cimento utilizada na pasta do concreto leve, e à maior rapidez de secagem das camadas externas devido absorção parcial de água provida dos agregados leves.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), assim como nos concretos normais, a relação entre a resistência à tração dos concretos leves e a resistência a compressão decresce significativamente com o aumento da resistência do concreto. Ficando claro nas exigências da norma ASTM C330:2014 sobre as resistências dos concretos leves, como mostra a Quadro 2.

**Quadro 2:** Requisitos de ruptura de resistência à compressão e tração.

Máxima massa específica aos 28 dias (kg/m <sup>3</sup> )	Resistencia à tração mínima aos 28 dias (MPa)	Resistencia 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 agregados de peso normal e leves		
1840	2,3	28
1760	2,1	21
1680	2,1	17

Fonte: ASTM C330 (2014).

### 2.2.2.3 Módulo de Elasticidade

Como os agregados leves possuem valores de módulo de deformação relativamente baixos, os concretos produzidos com agregados leves apresentam valores menores de módulo de deformação em comparação com os concretos normais.

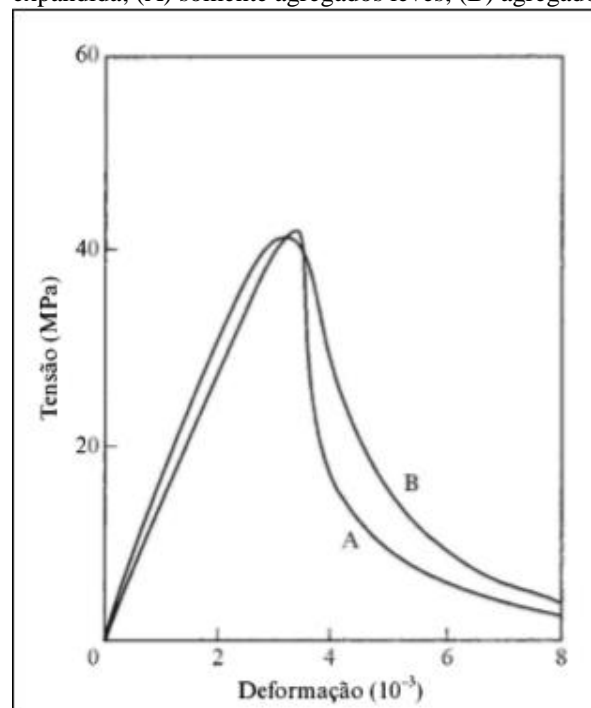


Assim como grande parte das propriedades do concreto leve, o módulo de deformação está diretamente ligado com a quantidade de agregado leve utilizado. Quanto mais aproximados os valores de módulo de deformação do agregado leve e da argamassa, melhor será o comportamento do concreto no regime elástico. Rossignolo (2009).

A inexistência do desenvolvimento precoce de microfissuração na zona de transição é um efeito da excelente aderência entre o agregado e a argamassa. Segundo Neville (1997), em virtude disso, a relação tensão-deformação no concreto leve com argila expandida é linear, frequentemente até 90% da tensão última aplicada.

Gráficos da relação tensão-deformação de concretos com agregados leves e composto, agregado graúdo leve e agregado miúdo normais, são apresentados na Figura 9, é notório que, quando utilizado apenas agregados leves do mesmo tipo, a parte descendente da curva é mais inclinada. A substituição de parte dos agregados resultam em uma ramo descendente menos inclinado, mas a inclinação do trecho ascendente é aumentada, devido ao agregado miúdo normal possuir maior módulo de elasticidade.

**Figura 9:** Curvas tensão-deformação para concretos produzidos com argila expandida; (A) somente agregados leves; (B) agregado miúdo normal.



Fonte: Neville (1997) P. 734.

Devido a boa aderência do agregado-argamassa o concreto leve com possui uma boa ação combinada, sendo assim, as propriedades como módulo de elasticidade do agregado leve

tem maior influência no módulo de elasticidade do concreto do que os agregados normais. Como as propriedades elásticas dos agregados leves são influenciadas pelo índice de vazios presente no agregado, por consequência sua massa específica, o módulo de elasticidade do concreto leve pode ser expresso por uma função da massa específica do concreto, bem como sua resistência à compressão Neville (1997).

Segundo a norma ACI 318 (2008), para concretos leves com resistência de até 41 MPa e massa específica entre 1.440 e 2.480 kg/m<sup>3</sup> o módulo de elasticidade  $E_{cl}$  em GPa pode ser expresso como:

$$E_{cl} = 43 \times 10^{-6} \times \rho_{cl}^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}}$$

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

$\rho_{cl}$  = massa específica do concreto leve;

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

A expressão é validada mas o módulo de elasticidade real pode chegar a ser até 20% diferente do valor calculado.

Em um estudo comparativo entre um concreto convencional com brita comum e um concreto leve estrutural com argila expandida, ambos com características de bombeamento, de mesma resistência à compressão, GOMES (2001) obteve em sua pesquisa os seguintes resultados apresentados no Quadro 3:

Quadro 3: 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 <sup>3</sup>	-	28 dias	23,00	23514
Concreto Leve	1795 kg/m <sup>3</sup>	1673 kg/m <sup>3</sup>	28 dias	23,70	14423

Fonte: Gomes (2001).

Analisando os resultados obtidos por GOMES (2001), pode-se observar, que o módulo de deformação do concreto leve obtido no ensaio (14423 MPa) foi 38,66% menor que o concreto convencional (23514 MPa). Segundo os resultados obtidos por GOMES (2001), o

modulo de elasticidade do concreto leve variam entre 50 e 67% do valor do concreto convencional de mesma resistência à compressão.

### 2.2.3 Durabilidade do concreto com agregados leves

A utilização de agregados leves nos concretos não causam efeitos adversos em sua durabilidade, exceto quando o agregado saturado é exposto a ambientes onde houver ação que cause o gelo e degelo da água em seu interior, a expansão causada pelo congelamento da água pode destruir a aderência do agregado com a matriz envolvente e levar o concreto a ruptura, onde a incorporação de ar é necessária assim como nos concretos normais exposto a este tipo de ambiente.

Os poros gerados nos agregados leves pela expansão do material não influenciam diretamente a permeabilidade do concreto leve, devido a sua descontinuidade dos poros, onde a permeabilidade do concreto é controlada pela permeabilidade da argamassa endurecida. O concreto leve possui baixa permeabilidade que é resultado de diversos fatores, como, a alta qualidade da ligação agregado-argamassa, isso devido ao processo de hidratação continua que o agregado leve propõe, reduzindo os vazios na zona de transição diminuindo assim a facilidade do fluxo de água em seu entorno, Neville (1997).

### 2.2.4 Propriedades térmicas de concretos com agregados leves

Em geral, os concretos com agregados leves apresentam menor dilatação térmica do que os concretos normais. Sendo assim, a menor dilatação térmica dos concretos leves reduz a tendência à flambagem ou ao empenamento quando ambas faces do elemento estão expostas à temperaturas diferentes Neville (1997).

Agregados leves como argila expandida são produzidos a temperaturas acima de 1.100°C, sendo assim, o agregado é estável em altas temperaturas, possuindo assim uma baixa condutividade térmica reduzindo a elevação da temperatura da armadura em ocorrência de incêndios Neville (1997).

### 2.2.5 Parâmetros normativos dos concretos leve estruturais

Os agregados leves possuem origem naturais ou artificiais, sendo que os agregados naturais possuem uma baixa utilização em concretos estruturais, isto devido a sua grande variabilidade de suas propriedades físicas e mecânicas, sendo mais utilizados em concretos leves não estruturais. Os agregados artificiais como a argila expandida e o poliestireno expandido (EPS) podem ser obtidos a partir do tratamento térmico de sua matéria prima. Os concretos produzidos com adição destes agregados apresentam sua massa específica consideravelmente reduzida.

Segundo a NM 35/95, a composição granulométrica deve estar dentro dos limites constantes no Quadro 4.

**Quadro 4:** Composição granulométrica.

Graduação do agregado		Porcentagem, em massa, acumulada em peneiras de malha quadrada								
F A I X A	Dimensão (mm)	25 mm	19 mm	12,5 mm	9,5 mm	4,75 mm	2,36 mm	1,18 mm	300 µm	150 µm
		1	12,5 a 0	-	0	0 - 5	-	20 - 50	-	-
2	9,5 a 0	-	-	0	0 - 10	10 - 35	35 - 65	-	75 - 90	85 - 95
3	4,75 a 0	-	-	-	0	0 - 15	-	20 - 60	65 - 90	75 - 95
4	25 a 12,5	0 - 5	-	90 - 100	-	-	-	-	-	-
5	25 a 4,75	0 - 5	-	40 - 75	-	90 - 100	-	-	-	-
6	19 a 4,75	0	0 - 10	-	40 - 80	90 - 100	-	-	-	-
7	12,5 a 4,75	-	0	0 - 10	20 - 60	80 - 100	90 - 100	-	-	-
8	9,5 a 2,36	-	-	0	0 - 20	60 - 95	90 - 100	-	-	-

Fonte: NM 35/95 p.3

Onde a massa específica aparente do agregado leve seco e solto deve obedecer aos limites da Quadro 5.

**Quadro 5:** Massa específica aparente.

Graduação do agregado (Faixa)	Massa específica aparente máxima do agregado no estado seco e solto  Kg/m <sup>3</sup>
1 e 2	1040
3	1120
4, 5, 6, 7 e 8	880

Fonte: NM 35/95 p.3

Os concretos estruturais composto com agregado leve, devem seguir valores de resistência à compressão constante, sem exceder os valores máximos correspondentes de massa específica aparente exibidos na Quadro 6. Onde valores intermediários de resistência e massa específica podem ser obtidos por interpolação.

**Quadro 6:** Valores correspondentes de resistência à compressão e massa específica aparente.

Resistência à compressão aos 28 dias (valores mínimos)	Massa específica aparente (valores máximos)
MPa	Kg/m <sup>3</sup>
28	1840
21	1760
17	1680

Fonte: NM 35/95 p.5

### **3 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO LEVE**

Os concretos leves possuem diferentes propriedades físicas e mecânicas quando comparados aos concretos normais, portanto, exigem critérios especiais de dimensionamento.

Sendo assim, serão apresentados os critérios de dimensionamento de peças em concreto leve encontrados em normas nacionais e internacionais, bem como em literatura técnica congruente.

Portanto, o estudo inclui a análise dos critérios para dimensionamento no Estado Limite Último (ELU) quanto para verificação no Estado Limite de Serviço (ELS).

#### **3.1 Dimensionamento no Estado Limite Último (ELU)**

A NBR 6118:2014 define o ELU como sendo “estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”.

Portanto, o dimensionamento no ELU deve-se garantir a segurança adequada e boa ductilidade, de modo que uma eventual falha na estrutura ocorra de forma avisada alertando o usuário.

### 3.1.2 Elementos sujeitos à Flexão Simples

O valor de cálculo de resistência à compressão para concreto leve é recomendado pelo EUROCODE 2 (1999) é dada pela seguinte equação:

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

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

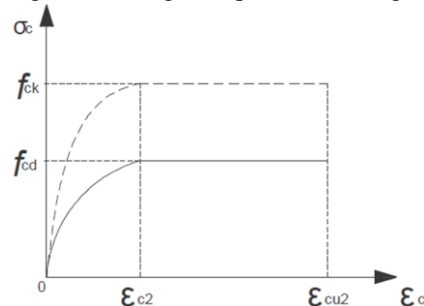
$\gamma_c$  = coeficiente de minoração do concreto;

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

$\alpha_{lct}$  = coeficiente recomendado = 0,85;

A Figura 10 apresenta o diagrama de cálculo para concreto à compressão proposto pelo EUROCODE 2 (1999).

Figura 10: Diagrama parábola-retângulo para concreto à compressão.



Fonte: EUROCODE 2 (1999).

O diagrama parábola-retângulo para concretos estruturais leve é definido pelas seguintes equações:

$$\sigma_{Ic} = f_{lcd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu2}} \right)^n \right], \text{ para } 0 \leq \epsilon_{c2} \leq \epsilon_{cu2}$$

$$\sigma_{Ic} = f_{lcd}, \text{ para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

Os valores de  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu2}$  dependem da classe do concreto leve e são apresentados a seguir:

Concretos leves com resistência inferior a 55/ 60 MPa  $\epsilon_{c2}$  (‰) = 2,0 e  $\epsilon_{cu2}$  (‰) = 3,5  $\eta_1$ ;

Concretos leves com resistência entre 55/ 60 MPa  $\epsilon_{c2}$  (‰) = 2,2 e  $\epsilon_{cu2}$  (‰) = 3,1  $\eta_1$ ;

Concretos leves com resistência entre 60 a 66 MPa  $\epsilon_{c2}$  (‰) = 2,3 e  $\epsilon_{cu2}$  (‰) = 2,9  $\eta_1$ ;

Concretos leves com resistência entre 70 a 77 MPa  $\epsilon_{c2}$  (‰) = 2,4 e  $\epsilon_{cu2}$  (‰) = 2,7  $\eta_1$ ;

Concretos leves com resistência entre 80 a 88 MPa  $\epsilon_{c2}$  (‰) = 2,5 e  $\epsilon_{cu2}$  (‰) = 2,6  $\eta_1$ .

Sendo  $\eta_1$  um coeficiente para determinação da tensão de tração dado por:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$$

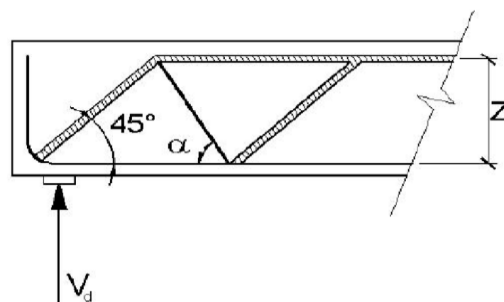
Onde  $\rho$  é a massa específica do concreto leve em  $\text{kg/m}^3$

### 3.1.3 Elementos sujeitos à Força Cortante – Cisalhamento

A teoria de treliça desenvolvida por Morsch tem sido utilizado para dimensionamento das armaduras de combate ao cisalhamento, sejam elas composto de estribos e/ou barras inclinadas. Este modelo tem sido adotado por diversas Normas Internacionais, assim como pela Norma Brasileira NBR 6118:2014.

Morsch propôs que, uma viga de concreto após a fissuração do concreto, tinha o comportamento de uma treliça, onde a armadura longitudinal de tração e a zona comprimida fazem o papel dos banzos tracionado e comprimido respectivamente, a armadura transversal, constituída de estribo ou barras inclinadas, constitui montantes ou diagonais tracionados, o intervalo entre duas fissuras consecutivas comporta-se como uma diagonal comprimida Silva (2003). A Figura 11 ilustra clássica treliça de Morsch.

Figura 11: Treliça de Morsch



Fonte: Silva (2003).

Anteriormente, alguns estudos foram desenvolvidos no Brasil com objetivo de verificar o comportamento e a resistência ao esforço cortante de elementos produzidos com concreto leve estrutural. Pode-se destacar a pesquisa feita por Castro em 1975, onde ele ensaiou 10 vigas de concreto leve até a ruptura. Sendo que, as vigas foram divididas em 2 grupos de acordo com o tipo de ruptura. Onde no primeiro grupo, a ruptura se apresentou pelo escoamento da armadura transversal e no segundo grupo por esmagamento da biela de concreto. Após análise dos resultados, Castro (1975) concluiu que a resistência do concreto leve ao esforço de cortante é comparável à resistência dos concretos normais.

O EUROCODE 2 (1999) traz a seguinte equação para a tensão máxima de cisalhamento em peças feita com concreto leve estrutural:

$$\sigma_{Rd,max} = v_{cl} \cdot f_{cd} = \left[ 0,6 - \left( \frac{f_{ck}}{235} \right) \right] \cdot f_{cd}$$

Onde:

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

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

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

$v_{cl} = 0,85$  fator de redução da força de cisalhamento;

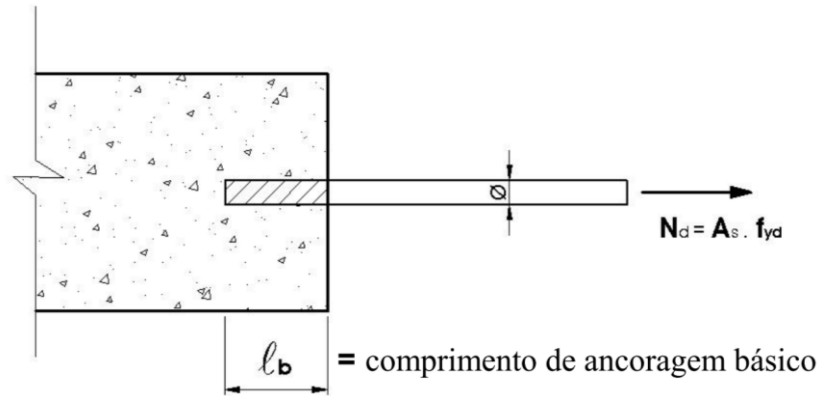
O manual CEB/FIP (1997) recomenda que para vigas armadas de concreto leve, a relação entre a área da seção transversal e a armadura transversal não seja menor que 0,20%.

### 3.1.4 Ancoragem por Aderência

O comprimento de ancoragem básico é definido como o comprimento reto necessário da armadura para ancorar a força limite ( $A_s f_{yd}$ ), admitindo-se a resistência de aderência uniforme igual a  $f_{bd}$  ao longo desse comprimento.



Figura 12: Ancoragem reta à tração.



Fonte: Silva (2003).

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta a seguinte expressão para determinação do comprimento de ancoragem para peças executadas em concreto normal:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Onde:

$l_b$  = comprimento de ancoragem reta à tração, no concreto normal;

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

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

$\phi$  = diâmetro da barra;

Sendo  $f_{bd}$  obtido através da seguinte equação:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

Onde:

$\eta_1 = 2,25$  (CA 50 para barra usual, nervurada, de alta aderência);

$\eta_2 = 1,0$  (Situação de boa aderência) e  $0,7$  (Situação de má aderência)

$\eta_3 = 1,0$  para barras com  $\phi$  até 32mm.

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

O EUROCODE 2 (1999) adota a mesma expressão utilizada no concreto normal para o concreto leve, entretanto, o valor de resistência de aderência  $f_{bd}$  difere de um concreto para o

outro. Segundo o EUROCODE 2 (1999) o valor de cálculo da resistência do concreto leve, pode ser obtido pela mesma equação mencionada, substituindo o valor de  $f_{ctd}$  por  $f_{ctld}$ , dado por:

$$f_{ctld} = (0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta_3) / \gamma_c$$

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

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

### 3.2 Verificação no Estado Limite de Serviço (ELS)

O Estado Limite de Serviço está relacionado ao conforto do usuário e à durabilidade, a fim de manter uma boa aparência e boa utilização das estruturas, tanto quanto em relação aos usuários da mesma, ou quanto às máquinas e equipamentos suportados pelas estruturas.

#### 3.2.1 Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W)

Os estados limites de serviços estão diretamente relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das estruturas.

A NBR 6118:2014 afirma que “a fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração, onde mesmo sob as ações de serviço os valores críticos de tensões de tração são atingidos”.

Portanto, busca-se controlar a fissuração do concreto para proteger as armaduras quando a corrosão e a aceitabilidade sensorial dos usuários. Sendo assim, uma das condições necessárias para garantir o controle sobre a fissuração do concreto é a adoção dos cobrimentos mínimos, exigidos pela norma, de acordo com a classe de agressividade em que se encontra a edificação.

A resistência à tração é um elemento importante na avaliação de fissuração do concreto. Segundo Sobral (1987), os resultados obtidos em ensaios de resistência à tração de concretos leves, quando curados ao ar livre, reduz o valor desta resistência, quando comparado com concretos normais de mesma resistência.

O EUROCODE 2 (1999) estabelece que a resistência à tração dos concretos leves, pode ser obtida multiplicando o valor da resistência à tração do concreto normal por um fator de minoração  $\eta_3$  ficando assim definido como:

$$f_{cltm} = \eta_3 \cdot f_{ctm}$$

Onde:

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

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

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

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

Todos os critérios estabelecidos para cálculo no Estado Limite de Serviço utilizados em peças executadas com concretos normais, são válidos também para as peças executadas com concreto leve estrutural. Sendo necessário apenas a substituição dos valores do módulo de deformação e da tensão de tração média do concreto normal pelos respectivos valores do concreto leve.

A NBR 6118:2014 determina que a fissuração em peças executadas com concretos normais seja a menor dentre as obtidas, empregando-se as seguinte equações:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

Onde:

$\sigma_{si}$  = tensão de tração no centroide da armadura considerada;

$\phi_i$  = diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

$E_{si}$  = módulo de deformação do aço da barra considerada, de diâmetro  $\phi_i$ ;

$\rho_{ri}$  = taxa de armadura passiva em relação à área da região de envolvimento  $A_{cri}$ ;

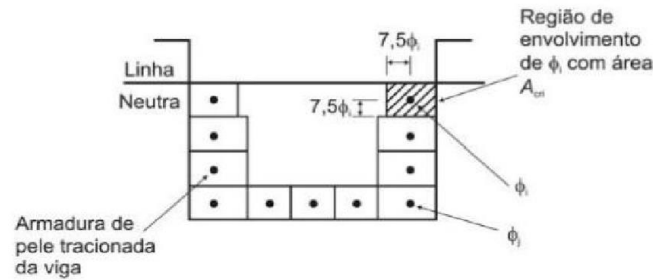
$\eta_i$  = coeficiente de conformação superficial da armadura considerada, sendo:

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

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

A área de região de envolvimento ( $A_{cri}$ ) é apresentada na Figura 13.

Figura 13: Área de região de envolvimento.



Fonte: NBR 6118:2014.

As normas brasileiras atuais não fazem menção à abertura de fissuras em concretos leves estruturais. EUROCODE 2 (1999) recomenda que sejam utilizados os mesmos critérios de controle de fissuração utilizados nos concretos normais para execução do concreto leve, substituindo apenas a tensão  $f_{ctm}$  por  $f_{ctm}$ .

### 3.2.2 Estado limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF)

Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da estrutura.

#### 3.2.2.1 Deslocamentos limites

É definido como Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF), o estado em que a estrutura atinge os limites de deformação para a utilização normal da estrutura. A NBR 6118 (2014) cita que “deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do Estado Limite de Deformações excessivas da estrutura”. A norma ainda cita que a verificação desses deslocamentos limites “deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções dos elementos estruturais, considerando a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo da armadura e as deformações diferidas no tempo”.

Para efeito de verificação dos deslocamentos limites a NBR 6118 (2014) classifica em quatro grupos básicos a seguir:

- a) Aceitabilidade sensorial: O limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou 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, como exemplo: Alvenarias, revestimentos, etc;
- d) Efeitos em elementos estruturais: Os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas.

O edifício a ser analisado neste trabalho é um edifício comercial, constituído de alvenaria não estrutural, as quais são apoiadas em geral sobre lajes ou sobre vigas. Assim, com base nas prescrições da NBR 6118 (2014), serão utilizados os seguintes valores para deslocamentos limites:

- a) Deslocamento vertical em lajes e vigas:  
 $l/250$  para elementos estruturais, considerando todas as cargas aplicadas;
- b) Deslocamento lateral da edificação:  
( $H/1700$ ) ou ( $H_i/850$ ) entre pavimentos, onde  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dos pavimentos vizinhos.

Para a verificação dos deslocamentos verticais ou laterais da edificação, serão feitas a partir das combinações das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos, conforme forem as combinações: Cargas Quase Permanentes (CQP), Frequentes (CF), ou combinações raras (CR).

A classificação das combinações de serviço é feita conforme a sua permanência na estrutura, estabelecidas como:

- a) Quase permanente: Cargas que atuam durante grande parte do período de vida da estrutura;
- b) Frequentes: Carregamentos que repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura; e
- c) Raras: Ocorrem algumas vezes durante todo o período de vida da estrutura.

Todos os cálculos e a limitação das deformações e deslocamentos de cada elemento estrutural, e também deslocamento lateral da edificação, será controlado sempre em concordância com os valores limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014)

### 3.2.2.2 Cálculo dos Deslocamentos Verticais

Por possuir módulo de elasticidade significativamente menor quando comparado com concreto convencional de mesma resistência à compressão, o controle de flechas em peças executadas com concreto leve estrutural é uma importante consideração de projeto. Conforme análise dos resultados citado no Quadro 3: Resultados obtidos por GOMES, os valores do módulo de elasticidade do concreto leve ( $E_{cl}$ ) variam entre 50 e 67% do ( $E_{cc}$ ).

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

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

## Vigas

Para determinação aproximada da flecha imediata em vigas composta de concreto convencional, segundo a NBR 6118 (2014), pode ser calculada através da expressão de rigidez equivalente dada a seguir:

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

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

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

$E_s$  = 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;

$M_r$  = momento de fissuração do elemento estrutural.

O momento de fissuração da viga é dado por:

$$M_r = \frac{(\alpha \cdot F_{ct} \cdot I_c)}{Y_t}$$

Onde:

$\alpha$  = 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 de  $f_{ctm}$ , no lugar de  $f_{ct}$ .

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

$Y_t$  = distância do centro de gravidade da seção à borda mais tracionada.

O EUROCODE 2 (1999) cita que todos os critérios estabelecidos para cálculo no Estado Limite de Serviço, para peças executadas em concreto convencional, são aplicáveis também para peças executadas em concreto leve, sendo necessário apenas a substituição dos valores do módulo de elasticidade e tensão de tração média do concreto comum pelos respectivos valores do concreto leve.

A NBR 6118 (2014) indica, que a flecha adicional diferida, devido as cargas de longa duração em função da fluência, em vigas executadas com concreto convencional, pode ser calculado de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator  $\alpha_f$  dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50p'}$$

Onde:

$$p' = \frac{A_s'}{bd}$$

$\xi$  = é um coeficiente em função do tempo. Pode ser calculado pelas seguintes expressões:

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

$$\xi(t) = 0,68 (0,996^t) t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

Silva (2003) cita que, com relação à deformação lenta, o valor final dela é, no concreto leve, igual ou um pouco menor que no concreto convencional de mesma resistência à compressão, dependendo apenas da relação dos módulos de elasticidade. Portanto, para verificação da flecha a longo prazo das vigas executadas em concreto leve estrutural, será adotada a mesma equação válida para o concreto convencional, com as devidas adaptações já mencionadas na verificação da flecha imediata.

## Lajes

Segundo a NBR 6118 (2014), desde que os momentos fletores em serviço sejam menos que o momento de fissuração da laje, a verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva pode ser feito utilizando os valores de rigidez do Estádio I, considerando o módulo de elasticidade secante do concreto. Esta norma ainda cita que nos Estados Limites de Serviço, as estruturas trabalham parcialmente no Estádio I e, parcialmente, no Estádio II. Onde a separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração.

### 3.2.2.3 Cálculo dos Deslocamentos Horizontais

O cálculo do deslocamento horizontal da estrutura, é de extrema importância, pois quando o edifício é submetido a ações de cargas horizontais e verticais o deslocamento gerado leva as seguintes considerações:



- a) Caso o deslocamento ultrapasse os limites estabelecidos no Estado Limite de Deformação Excessiva,  $\frac{H}{1700}$  ou  $\frac{H_i}{850}$  (entre pavimentos), mesmo que a estrutura não entre em colapso, esse deslocamento provocará efeitos indesejáveis em elementos não estruturais, como: Deslocamento de alvenarias, divisórias, janelas, e até mesmo extração de revestimentos externos nas fachadas, principalmente quando utilizado em placas como mármore.
- b) Na estrutura, o deslocamento horizontal pode provocar efeitos de 2º ordem, pois, quando a estrutura sofre a ação de cargas horizontais e verticais, os nós deslocam-se horizontalmente, surgindo, então, os esforços de 2º ordem, chamados de efeitos globais de 2º ordem.

Segundo a NBR 6118 (2014), pode-se considerar como estruturas de nós fixos aquelas que, quando os deslocamentos horizontais dos nós são considerados pequenos, e conseqüentemente os efeitos globais de 2º ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1º ordem). A norma ainda indica, que, nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2º ordem.

A NBR 6118 (2014) apresenta dois processos para a qualificação das estruturas como de nós fixos, podendo assim dispensar a consideração dos efeitos globais de 2º ordem. Estes processos são:

### **Parâmetro de instabilidade $\alpha$**

A NBR 6118 (2014) cita que, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada de nós fixos, quando seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que  $\alpha_1$ , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)}$$

Onde:

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

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \leq 3$$

Onde:

$n$  = 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;

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

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

O valor de  $I_c$  deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

### **Coefficiente $\gamma_z$**

Segundo a NBR 6118 (2014), o coeficiente  $\gamma_z$  de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, é válido para estruturas com no mínimo quatro andares e reticuladas, onde o coeficiente  $\gamma_z$ , pode ser determinado a partir de uma análise linear de 1º ordem, para cada caso de carregamento, podendo ser calculado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

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;

$\Delta M_{tot,d}$  = 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 a estrutura de nós fixos quando a condição  $\gamma_z \leq 1,1$  for obedecida.

Segundo a NBR 6118 (2014), caso o coeficiente  $\gamma_z$  for superior a 1,1, a estrutura é considerada de nós móveis, onde deve ser considerado os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física do material, sendo assim, deve ser considerado, os efeitos globais e locais de 2º ordem no dimensionamento.

### 3.2.2.4 Cálculo das ações do vento

Segundo a NBR 6123 (1988), o carregamento horizontal devido à ações providas do vento é determinado considerando-se, para cada direção de atuação do mesmo, uma força de arrasto, em cada pavimento do edifício. Onde, esta força de arrasto  $F_a$  é calculada pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A$$

Onde:

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

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

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

## 4 MATERIAIS UTILIZADOS

Os concretos leves estruturais tem suas propriedades mecânicas diretamente limitadas e relativa às propriedades do agregado utilizado. Portanto, torna-se abstruso generalizar esse material referente ao dimensionamento de peças utilizando o concreto leve, visto que, um determinado agregado pode ser convenientemente adequado para determinado tipo de aplicação. Sendo assim, é de extrema importância que haja uma caracterização dos concretos utilizados, bem como uma limitação de uso. No estudo a ser realizado serão considerado dois exemplos, onde serão utilizados dois tipos de concreto, o concreto normal e o concreto leve de argila expandida.

Para efeito comparativo, adotou-se como valor de resistência à compressão para o concreto convencional o mesmo obtido no ensaios do concreto leve.

### 4.1 Propriedades do concreto leve estudado

Todos os métodos de ensaios utilizados na pesquisa foram realizados no Laboratório da Cidade Universitária – Grupo UNIS na cidade de Varginha, Minas Gerais.

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram caracterizados através de ensaios físicos, obedecendo as recomendações da ABNT.

#### 4.1.1 Cimento Portland

Utilizou-se para produção do concreto leve o cimento Portland composto tipo CP-V – ARI – RS, fabricado pela empresa CRH (Cimento Campeão), este cimento tem a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias de cura, além de possuir resistência a sulfatos.

#### 4.1.2 Agregado miúdo

Na produção do concreto leve foi utilizado como agregado miúdo a argila expandida 0500 com dimensão máxima característica igual a 4,8mm, com uma massa específica de 1,56 g/cm<sup>3</sup>.

Figura 14: Argila Expandida 0500



Fonte: O Autor.

A composição granulométrica desse material foi realizada de acordo com as recomendações da NBR NM 248 (2003). O resultado da composição é apresentado no Quadro 7.

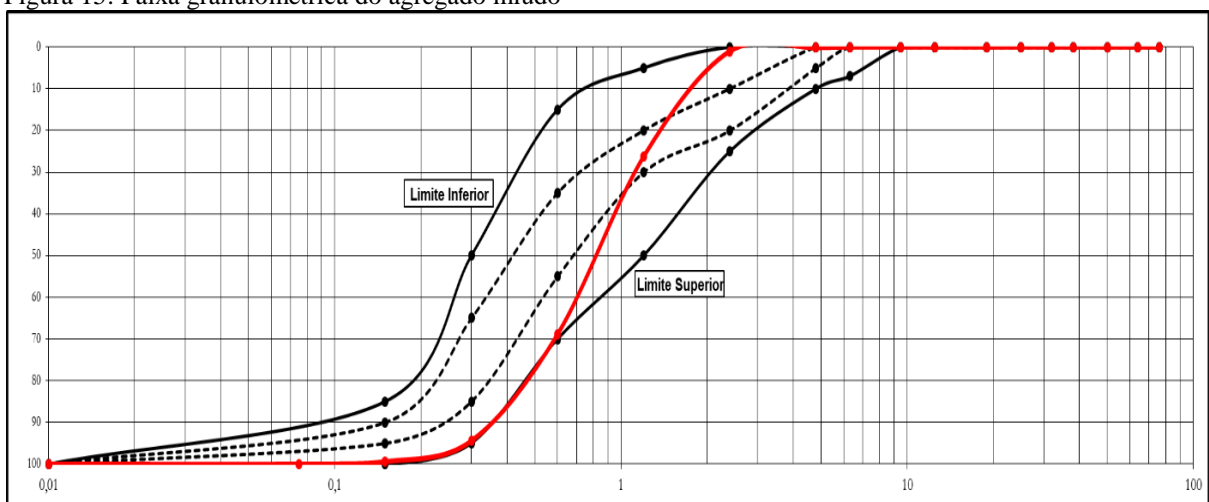
Quadro 7: Composição granulométrica da argila expandida 0500

Peneira (mm)	Material Retido (g)	Percentual Retido (%)	Percentual Acumulado (%)
4,8	0,83	0,17	0,17
2,4	4,17	0,83	1,00
1,2	125,44	25,08	26,08
0,6	213,94	42,78	68,86
0,3	128,04	25,60	94,47
0,15	24,82	4,96	99,43
Fundo	2,84	0,57	100
Total	500,08	100	100

Fonte: O Autor.

A curva granulométrica da argila 0500, mostrou uma distribuição de partículas uniforme, com tendência a distribuição contínua entre os diâmetros 0,15mm e 2,4mm. O material ficou próximo ao limite superior dos agregados miúdos, como mostrado na curva granulométrica apresentada da Figura 15 representado pela linha laranja:

Figura 15: Faixa granulométrica do agregado miúdo



Fonte: O Autor.

#### 4.1.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado na produção do concreto leve foi a argila expandida 1506 com dimensão máxima característica igual a 9,5mm, com uma massa específica de 1,12g/cm<sup>3</sup>.

Figura 16: Argila Expandida 1506



Fonte: O Autor.

A composição granulométrica desse material foi realizada de acordo com as recomendações da NBR NM 248 (2003). O resultado da composição é apresentado no Quadro 8.

Quadro 8: Composição granulométrica da argila expandida 1506

Peneira (mm)	Material Retido (g)	Percentual Retido (%)	Percentual Acumulado (%)
9,5	341,68	68,31	68,31
6,3	140,85	28,16	96,47
4,8	15,98	3,19	99,66
2,4	1,68	0,34	100
1,2	0	0	-
<0,6	0	0	-
Fundo	0	0	-
Total	500,19	100	100

Fonte: O Autor.

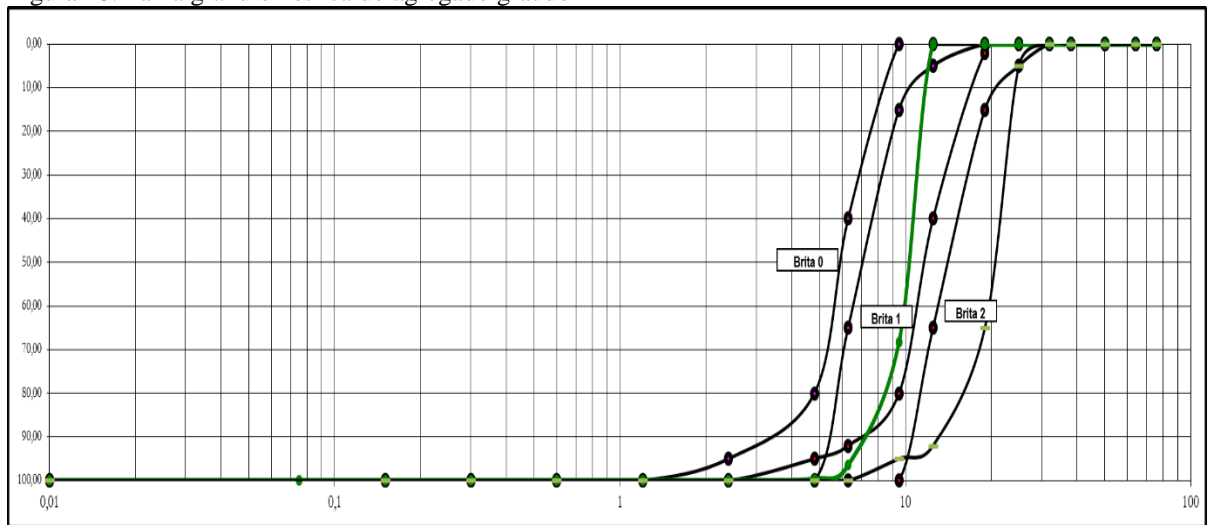
Figura 17: Agregado graúdo retido nas peneiras



Fonte: O Autor.

A curva granulométrica da argila 1506 apresentou uma distribuição característica de material mal graduado, indicando que a maior parte dos grãos se mostrou do mesmo tamanho, caracterizando o material com uma graduação uniforme, como mostrado na curva granulométrica apresentada da Figura 18 representado pela linha verde:

Figura 18: Faixa granulométrica do agregado graúdo



Fonte: O Autor.

#### 4.1.4 Definição do traço

A composição dos traços foi definida de acordo com as recomendações do ACI 211.2-98, observando os ajustes necessários para alcançar o objetivo desta pesquisa. O traço adotado foi esta apresentado no Quadro 9:

Quadro 9: Composição do Traço

Traço	Proporção dos Materiais			
	Cimento CP-V-ARI RS	Argila 0500	Argila 1506	Fator a/c
T2-CL	1	1,15	0,75	0,5

Fonte: O Autor.

Para composição do traço escolhido, foram feitos vários experimentos a fim de obter o traço com melhor desempenho.

#### 4.1.5 Moldagem dos corpos de prova

No processo de mistura dos materiais, foi empregada a seguinte ordem: primeiro foi efetuado a limpeza da betoneira com água, em seguida seca, colocou-se na betoneira as argilas, metade da água, depois o cimento e finalmente o restante da água. A mistura do concreto se deu por cerca de cinco minutos de funcionamento da betoneira, observando a consistência esperada. Após amassamento, foi realizado ensaio de abatimento do tronco de cone (Slump Test), regido pela NBR NM 67 (1998), em que se obteve um abatimento de 50mm, apresentado na Figura 19:

Figura 19: abatimento traço T2-CL

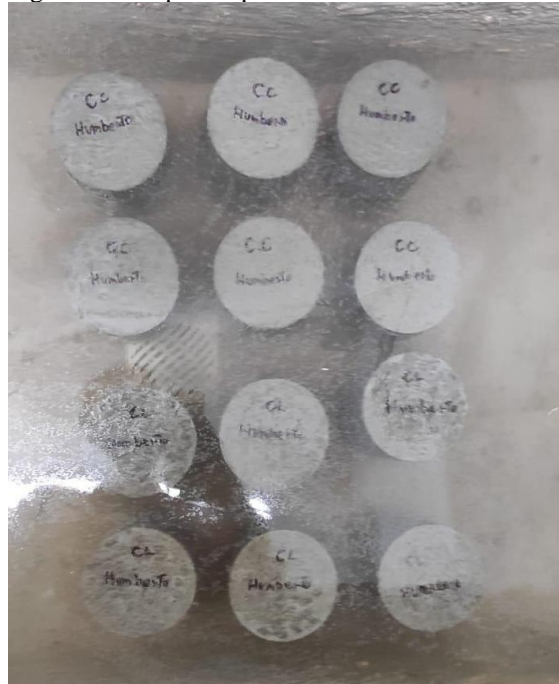


Fonte: O Autor.



Para cada traço estudado foram moldados 6 corpos de prova, com diâmetro de 100mm e altura de 200mm. Os corpos de prova permaneceram nos moldes por 24 horas, posteriormente foram desmoldados e, em seguida, imersos em câmara úmida, onde permaneceram por um período de 7 dias. Conforme apresentado na Figura 20:

Figura 20: Corpos de prova imersos em câmara úmida



Fonte: O Autor.

Os ensaios de compressão e massa específica, apresentaram resultados aceitáveis de acordo com as normas prescritas. Foi realizado os ensaios de resistência à compressão conforme a NBR 5739 (2018) com idade de 7 dias. Os valores médios de resistência à compressão e massa específica seca do concreto leve são apresentados no Quadro 10:

Quadro 10: Valor médio de resistência à compressão e massa específica dos corpos de prova

Traço	Resistência à	Massa Específica
	Compressão (MPa)	(kg/m <sup>3</sup> )
	(7 dias)	(28 dias)
T2-CL	29,93	1690

Fonte: O Autor.

Os concretos convencionais apresentam valores de massa específica em torno de 2400 kg/m<sup>3</sup>, o concreto leve apresentou uma redução nos valores de massa específica em cerca de 30%. A respeito dos valores de resistência à compressão, observa-se que o concreto leve apresentou valores aceitáveis sobre o consumo de cimento utilizado no traço, 449 kg de cimento por 1 m<sup>3</sup> de concreto. Segundo Pereira (2008), isso é comum para o concreto leve, pois com níveis de resistência à compressão entre 20 MPa e 34 MPa, o consumo de cimento é normalmente mais alto.

No ensaio de resistência à compressão, os corpos de prova apresentaram fissuras de rompimento de forma colunar. Segundo Pereira (2008) isto ocorre devido o plano de ruptura atravessar também o agregado, devido sua fragilidade e maior rigidez da matriz, como pode ser observado na Figura 21:

Figura 21: Linha de ruptura por compressão no concreto leve



Fonte: O Autor.

## 5 ESTRUTURAS ESTUDADAS

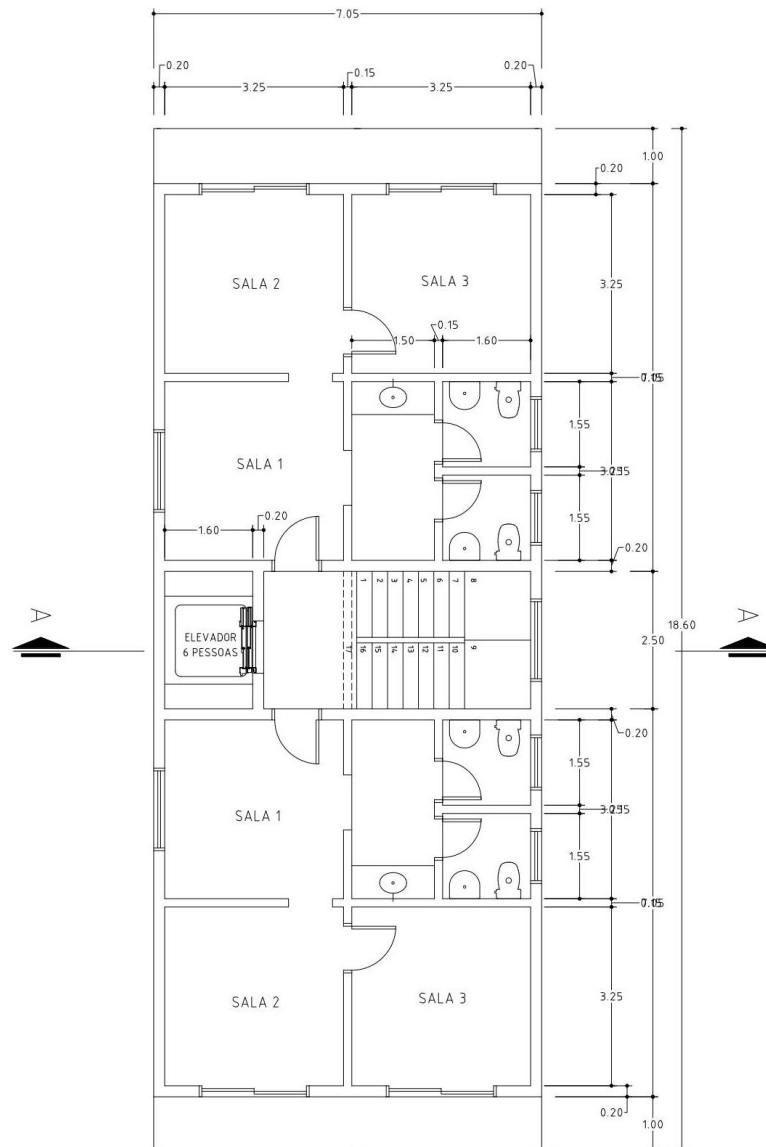
Neste capítulo são apresentados as características das estruturas a serem analisadas no estudo comparativo entre o concreto convencional e o concreto leve estrutural. Para efeito comparativo as estruturas possuem o mesmo projeto arquitetônico, diferindo apenas às

dimensões dos elementos de sustentação, os carregamentos atuantes, bem como as combinações consideradas na análise delas, são também apresentados.

### 5.1 Projeto Arquitetônico escolhido

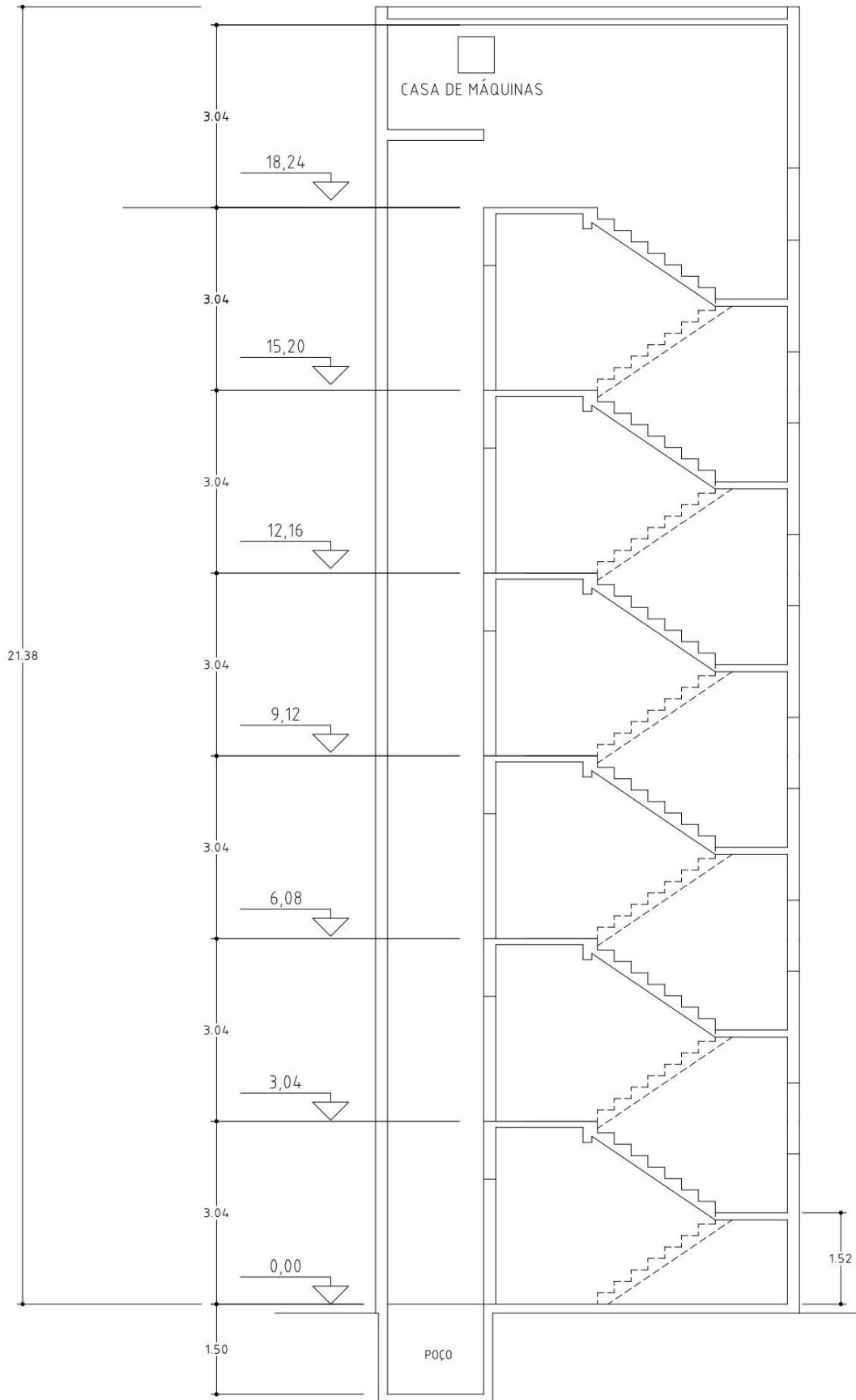
O edifício escolhido é um prédio comercial, os detalhes do projeto arquitetônico do edifício estão apresentados nas figuras, Figura 22 e Figura 23. Pode-se observar que o prédio possui dois apartamentos comerciais por andar, tendo cada um aproximadamente 49,70 m<sup>2</sup> de área, distribuídos em 7 pavimentos, com pé-direito de 3,04 m.

Figura 22: Planta do Pavimento Tipo



Fonte: O autor.

Figura 23: Corte AA



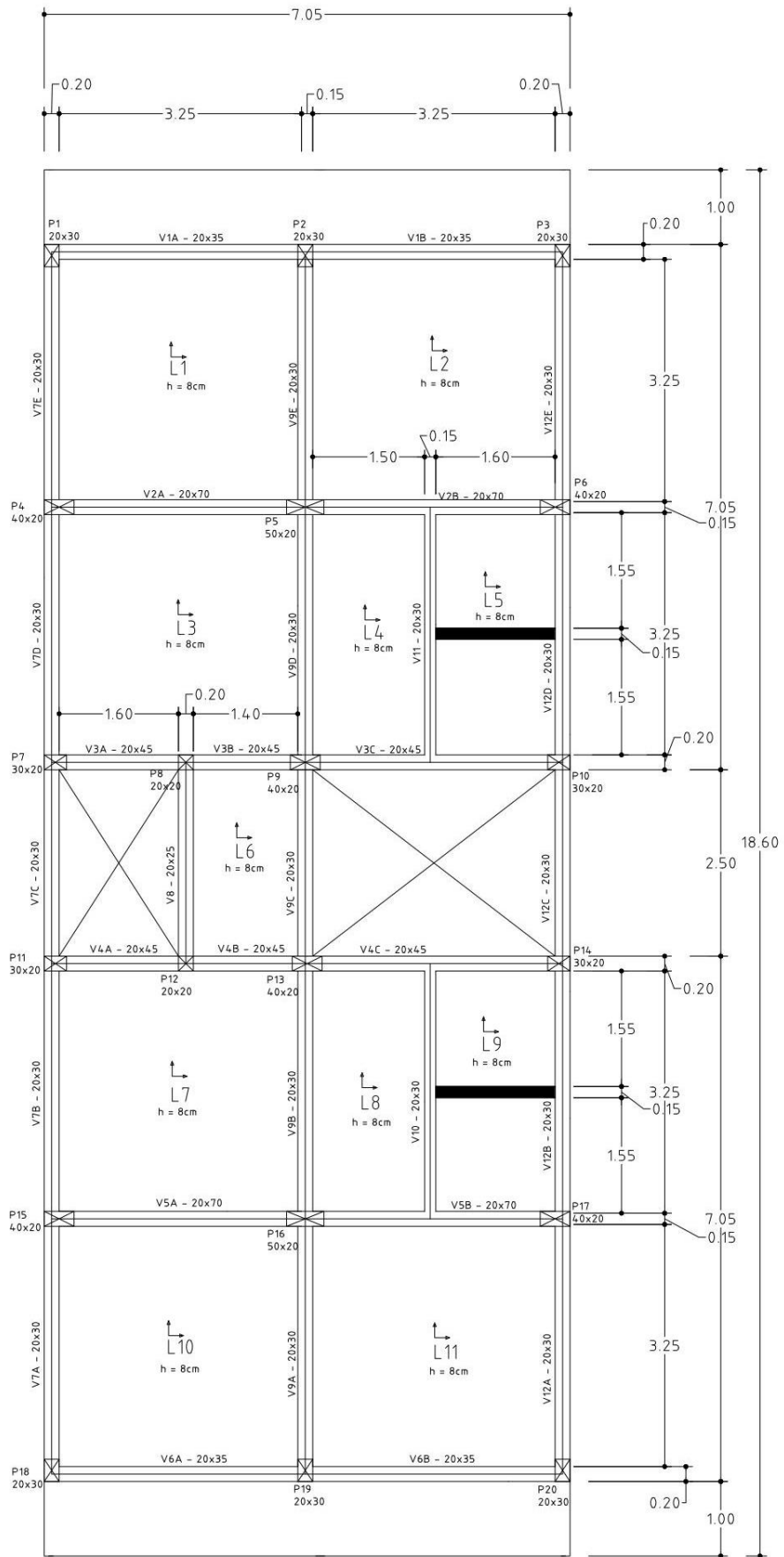
Fonte: O autor.

As alvenarias são tijolos cerâmicos, com espessuras definidas no projeto arquitetônico, e os revestimentos de piso são em cerâmicas. Esse edifício foi executado em concreto convencional com resistência a compressão de 30 MPa.

## **5.2 Estrutura**

Para o edifício em estudo de 7 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 Figura 22, foi feito o lançamento de uma estrutura apresentada na Figura 24, denominado Estrutura.

Figura 24: Estrutura



Fonte: O autor.

A estrutura 1, em planta, é composta de 20 pilares, 12 vigas e 11 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, a fim de reutilizar as formas com o objetivo de um melhor reaproveitamento delas, bem como de acelerar o processo de execução e construção do edifício.

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

### **Estrutura A**

Na **Estrutura A**, as lajes, vigas e os pilares são constituídos de concreto armado convencional. Serão seguidos todos os critérios normativos da NBR 6118 (2014) com todas as combinações de carregamentos prescritos na mesma, serão determinados os deslocamentos verticais e laterais, a distribuição de esforços nas vigas e pilares, bem como as cargas na fundação. Serão calculados também, os quantitativos dos materiais gasto para execução do projeto, como, área de formas, volume de concreto e aço, objetivando estimar o custo total da **Estrutura A**.

### **Estrutura B**

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

## **5.3 Cargas Adotadas**

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

### 5.3.1 Cargas Verticais

As cargas verticais atuante em uma estrutura são compostas de diferentes tipos de cargas, sendo elas, as cargas permanentes e as cargas variáveis, sobrecargas, vento, etc... As cargas permanentes consideradas na estrutura em estudo, são constituídas pelo peso próprio dos elementos estruturais e das alvenarias de vedação, bem como o revestimento das lajes.

Para o concreto armado convencional, foi adotado o peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup>; para o concreto leve estrutural foi considerado o peso específico de 17,9 kN/m<sup>3</sup>, adicionado 1 kN/m<sup>3</sup> a mais que o obtido em ensaio considerando a adição de armaduras no concreto. O peso específico considerado para as alvenarias foi de 13 kN/m<sup>3</sup>, e a carga correspondente ao revestimento em todas as lajes foi de 1 kN/m<sup>2</sup>.

As sobrecargas utilizadas para dimensionamento do edifício comercial correspondem aos valores prescritos pela NBR 6120 (2019) destacando-se:

- Corredores de uso comum: sobrecarga = 3 kN/m<sup>2</sup>
- Salas de uso geral e sanitários: sobrecarga = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Escadas: sobrecarga = 3 kN/m<sup>2</sup>

Portanto, com base nos valores das sobrecargas adotadas, bem como os pesos específicos dos materiais dos elementos estruturais e das alvenarias de vedação, acima mencionados, foram adotados os mesmos carregamentos verticais aplicados nas lajes e vigas correspondentes nas estruturas, **Estrutura A** e **Estrutura B**, alterando somente o peso próprio, respectivamente.

### 5.3.2 Cargas Horizontais

O carregamento horizontal aplicado na estrutura estudada é composto pelas cargas provenientes da ação do vento nas fachadas do edifício. Sendo assim, obteve-se duas situações de carregamentos: Carregamentos na direção X (perpendicular à menor dimensão em planta do edifício) e o carregamento na direção Y (perpendicular à maior dimensão em planta do edifício).



A NBR 6123 (1988) regulamenta as ações provenientes do vento nas edificações. A força de arrasto a ser considerada para dimensionamento é obtida em função da velocidade básica do vento  $V_0$ , que é variável entre as regiões do país. Para efeito de dimensionamento foi adotado a velocidade de 33 m/s para a região de Varginha – MG, valor obtido de acordo com o mapa de isoplefas constante na NBR 6123 (1988).

### 5.3.2.1 Cálculo das ações do vento

O coeficiente de arrasto  $C_a$  é obtido baseado na figura 4 da NBR 6123 (1988). A fim de que, o vento atuante na direção X (direção perpendicular à menor dimensão em planta do edifício), teremos:

Figura 25: Coeficiente de arrasto – Vento X



Fonte: NBR 6123 (1988).

Onde:

$$l_1 = 7,05 \text{ m}$$

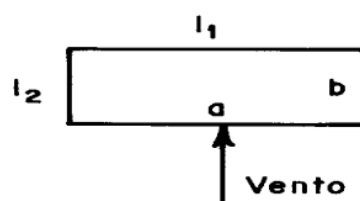
$$l_2 = 18,60 \text{ m}$$

$$h = 22,06 \text{ m}$$

Para  $l_1/l_2 = 0,379$  e  $h/l_1 = 3,13 \rightarrow C_a = 0,86$

Para o vento atuante na direção Y (direção perpendicular à maior dimensão em planta do edifício), teremos:

Figura 26: Coeficiente de arrasto – Vento Y



Fonte: NBR 6123 (1988).

Onde:

$$l_1 = 18,60 \text{ m}$$

$$l_2 = 7,05 \text{ m}$$

$$h = 22,06 \text{ m}$$

Para  $l_1/l_2 = 2,64$  e  $h/l_1 = 1,18 \rightarrow C_a = 1,31$

A velocidade característica do vento  $V_k$  pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0$$

Onde:

$S_1$  = fator topográfico, onde para terreno plano pode ser adotado igual a 1,0;

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

$S_3$  = fator estatístico, para edificações comerciais pode-se adotar 1,0;

$V_0$  = velocidade básica do vento, onde para Varginha foi adotado de 33 m/s.

O fator de rugosidade  $S_2$  é dado por:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p$$

Como a edificação em estudada está localizada na região central de uma cidade grande, ela é classificada, perante a NBR 6123 (1988), na categoria V e Classe B, uma vez que a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal está entre 20 e 50m. na Tabela 1 da NBR 6123 (1988), pode-se obter os valores de  $b = 0,73$ ,  $p = 0,16$  e  $F_r = 0,91$  (fator de rajada).

Onde:

$$S_2 = 0,73 \cdot 0,91 \cdot (z/10)^{0,16}$$

Sendo  $z$  igual à cota em relação à fundação da edificação. Segundo a NBR 6123 (1988) para edificações categorizadas na categoria V, o fator  $S_2$  é considerado constante até a cota de 10 m de altura acima da fundação.

Sendo assim, a velocidade característica do vento  $V_k$  fica dada por:

$$V_k = 1,0 \cdot S_2 \cdot 1,0 \cdot 33 = 30 \cdot S_2$$

A pressão dinâmica do vento  $q$  pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$q = (V_k)^2 / 16$$

Portando, considerando-se a altura de eixo a eixo de laje (pavimento), a área frontal efetiva para cada pavimento da edificação é igual a:

- vento da direção X:  $A = 7,05 \cdot 3,06 = 21,57 \text{ m}^2$ ;
- vento na direção Y:  $A = 18,60 \cdot 3,06 = 56,92 \text{ m}^2$ .

Sendo assim, a força de arrasto  $F_a$ , em cada direção do vento, é expresso por:

- vento da direção X:  $F_a = 0,86 \cdot (33 \cdot S_2)^2 / 16 \cdot 21,57$  (em kgf)
- vento na direção Y:  $F_a = 1,31 \cdot (33 \cdot S_2)^2 / 16 \cdot 56,92$  (em kgf)

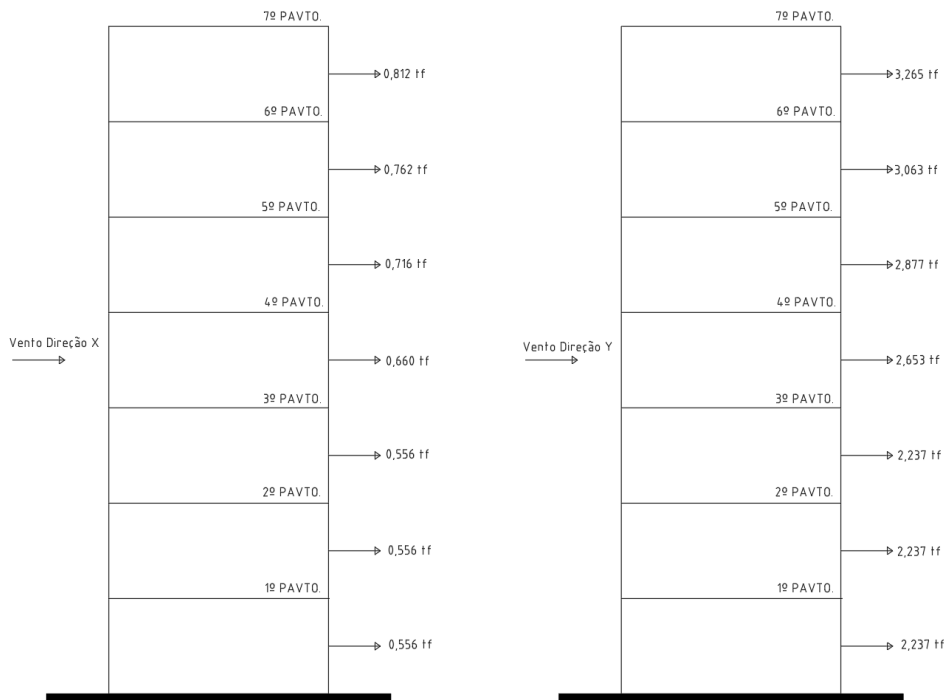
Com  $S_2$  calculado anteriormente e mantendo-se constante até a cota de 10m de altura, o Quadro 11, apresenta os valores das forças de arrasto obtidas após a aplicação do vento em cada pavimento da edificação nas direções X e Y.

Quadro 11: Forças de arrasto na edificação 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 <sup>2</sup> )	$F_a$ (tf)	$F_a$ (tf)
1°	1,53	0,664	21,91	30	0,556	2,237
2°	4,59	0,664	21,91	30	0,556	2,237
3°	7,65	0,664	21,91	30	0,556	2,237
4°	10,71	0,723	23,86	35,58	0,660	2,653
5°	13,77	0,753	24,85	38,59	0,716	2,877
6°	16,83	0,777	25,64	41,09	0,762	3,063
7°	20,53	0,802	26,47	43,79	0,812	3,265

Fonte: O autor.

Figura 27: Força de arrasto em cada pavimento das estruturas.



Fonte: O autor.

#### 5.4 Ancoragem por Aderência no Concreto Leve

Os valores utilizados para dimensionamento das estruturas foram obtidos através de ensaios pelo autor. A massa específica obtida para o concreto leve foi de 1690 kg/m<sup>3</sup> com ausência de armaduras e adotado 1790 kg/m<sup>3</sup> com adição de armaduras. Levando este valor na

equação acima, temos que o fator  $\eta_3$  fica igual a 0,8475, acarretando em uma redução no valor de cálculo da resistência de aderência do concreto leve, quando comparado com o concreto normal na ordem de 0,1775. Portanto, haverá um acréscimo no comprimento de ancoragem básico à tração no caso do concreto leve, representado por:

$$l_{bcl} = 1,18 \cdot l_{bcc}$$

Onde:

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

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

## 6 MODELO ESTRUTURAL ADOTADO

Para análise comparativa das **Estrutura A** e **Estrutura B**, será adotado o Modelo de Pórtico Espacial, visto que este modelo estrutural é o que mais se aproxima do real funcionamento da estrutura. Neste modelo estrutural as lajes são consideradas diafragmas rígidos em seu próprio plano, e os pilares engastados nos elementos da fundação, despreza-se os recalques diferenciais dos pilares, em um mesmo pavimento, visto que as tensões normais médias em vários pilares em um mesmo pavimento não apresentam diferenças significativas. Estas considerações adotadas são comumente utilizadas em análises estruturais de edifícios.

O software utilizado para auxílio no dimensionamento das estruturas é o da TQS Informática – TQS Unipro\_LP&S + Alvest - versão 21.11.

### 6.1 Condições Adotadas no Modelo de Pórtico Espacial

Empregando a utilização do Modelo de Pórtico Espacial, no mesmo, as lajes se apoiam sobre as vigas, supostas indeformáveis. Portanto, as vigas e pilares formam pórticos espaciais, onde as lajes são admitidas como um diafragma rígido em seu plano.

Neste modelo o concreto armado é considerado como um material homogêneo, isotrópico e linearmente elástico. Para obtenção do módulo de elasticidade dos concretos utilizados foi adotado os seguintes valores:

- Concreto Convencional com  $f_{ck}$  de 30 MPa:

$$E_{cic} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{0,5} = 1,0 \cdot 5600 \cdot 30^{0,5} = 30672,46 \text{ MPa.}$$

- Concreto Leve com  $f_{ckl}$  de 30 MPa e massa específica  $p_{cl}$  de 1790 kg/m<sup>3</sup>.

$$E_{cil} = 43 \cdot 10^{-3} \cdot (P_{cl})^{1,5} \cdot (f_c)^{0,5} = 17836,46 \text{ MPa.}$$

Redução de 41,85% no módulo de elasticidade do concreto leve em comparação do concreto convencional.

As características dos concretos convencional e leve estrutural utilizados no dimensionamento das estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B** são apresentados no Quadro 12.

Quadro 12: Características dos concretos utilizados.

Propriedade	Concreto Convencional (Armado)	Concreto Leve (Armado)
Massa Específica	2500 kg/m <sup>3</sup>	1790 kg/m <sup>3</sup>
Resistência à compressão	30 MPa	30 MPa
Módulo de Elasticidade ( $E_{ci}$ )	30672,46 MPa	17836,46 MPa
Módulo de Elasticidade Secante ( $E_{cs}$ )	26838,40 MPa	15606,90 MPa

Fonte: O autor.

O módulo de elasticidade transversal  $G_c$  adotado será igual a 40% do módulo de elasticidade do concreto, conforme prescrito pela NBR 6118 (2014).

As vigas dos edifícios e os pilares dos pórticos espaciais dos mesmos são solicitados por carregamentos horizontais e verticais. Os carregamentos verticais são oriundos das reações das lajes sobre as vigas, bem como o próprio peso dos elementos estruturais e das alvenarias. O carregamento horizontal, proveniente das ações do vento, solicitará também o viga e os pilares do pórtico espacial, onde, neste caso, a laje de cada pavimento funcionará como um diafragma rígido em seu próprio plano.

## 6.2 Adaptações Feitas no Software TQS

Por comportar-se de maneira diferente do concreto convencional, adaptações foram necessárias no Software utilizado para auxiliar o dimensionamento das estruturas, visando contemplar, o máximo possível, os critérios prescritos pelo EUROCODE 2 (1999). As adaptações e alterações realizadas contaram com auxílio do Engenheiro Civil Max Filipe Ferreira Marques Especialista em Estrutura de Concreto Armado.

As adaptações e alterações adotadas foram:

- a) Módulo de elasticidade: o módulos de elasticidade e modulo de elasticidade secante foram alterados conforme prescritos pela ACI 318 (2008);
- b) Comprimento de ancoragem: na determinação dos comprimentos de ancoragem foi empregado um fator de correção na ordem de 1,18 alterando os resultados, de modo a se obter os valores preconizados pela NBR 6118 (2014);
- c) Peso específico: o peso específico do concreto leve foi adotado o valor de 1,79 t/m<sup>3</sup> considerando o concreto leve armado;
- d) Coeficiente de minoração da resistência: o coeficiente de minoração da resistência do concreto leve foi adotado o valor de 1,647 correspondendo os valores prescritos pelo EUROCODE 2 (1999).

Com todas as adaptações para dimensionamento da **Estrutura B**, a análise comparativa das estruturas foi plenamente alcançada.

## 7 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresenta-se, os resultados obtidos após o processamento das estruturas **Estrutura A** (concreto convencional) e **Estrutura B** (concreto leve). Também realiza-se uma análise comparativa dos resultados obtidos, como deslocamentos, esforços solicitantes e consumo de materiais.

## 7.1 Estruturas

As estruturas são compostas por pórticos com valores de rigidez próximos, e os elementos estruturais tem as mesmas dimensões até o 5º pavimento tipo, sendo variável apenas na cobertura e ático, onde os carregamentos possuem valores menores.

### 7.1.1 Flechas Máximas nas Lajes

Os valores encontrados para as flechas totais, diferidas no tempo para as lajes do pavimento tipo das estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B**, considerando todas as cargas aplicadas, são indicadas no Quadro 13:

Quadro 13: Flechas totais nas lajes do pavimento tipo.

Laje h = 8cm	<b>Estrutura A</b> & <b>Estrutura B</b>	<b>Estrutura A</b> (Concreto Convencional)	<b>Estrutura B</b> (Concreto Leve)	<b>Diferença</b> (%)
	Flecha Limite (cm)	Flecha máxima (cm)	Flecha máxima (cm)	
L1	1,3	0,38	0,56	47,36
L2	1,3	0,37	0,54	45,94
L3	1,3	0,32	0,47	46,87
L4	0,6	0,21	0,32	52,38
L5	0,64	0,31	0,50	61,29
L6	0,56	0,14	0,20	42,85
L7	1,3	0,34	0,50	47,05
L8	0,6	0,22	0,33	50,00
L9	0,64	0,32	0,53	65,62
L10	1,3	0,37	0,55	48,65
L11	1,3	0,37	0,54	45,94

Fonte: O autor.

Pode-se observar, que as flechas totais (imediatas + progressivas) das lajes da **Estrutura B** (concreto leve) foram sempre maiores que as flechas das lajes correspondentes da **Estrutura**



**A** (concreto convencional). Porém, em nenhum caso, os valores de flecha totais excederam os limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014). Os acréscimos nas flechas variaram entre 42,85% e 65,62%, este acréscimo na flecha se deve ao menor valor do módulo de elasticidade do concreto leve.

### 7.1.2 Flechas Máximas nas Vigas

Os valores encontrados para as flechas totais, diferidas no tempo para as vigas do pavimento tipo das estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B**, considerando todas as cargas aplicadas, são indicadas no Quadro 14:

Quadro 14: Flechas totais nas vigas do pavimento tipo.

Viga	<b>Estrutura A &amp; Estrutura B</b>	<b>Estrutura A (Concreto Convencional)</b>	<b>Estrutura B (Concreto Leve)</b>	<b>Diferença (%)</b>
	Flecha Limite (cm)	Flecha máxima (cm)	Flecha máxima (cm)	
V1	1,3	0,09	0,14	55,55
V2	1,3	0,04	0,06	50,00
V3	1,3	0,11	0,17	54,54
V4	1,3	0,08	0,12	50,00
V5	1,3	0,04	0,06	50,00
V6	1,3	0,09	0,14	55,55
V7	1,3	0,10	0,15	50,00
V8	1,0	0,09	0,14	55,55
V9	1,3	0,12	0,18	50,00
V10	1,3	0,26	0,39	50,00
V11	1,3	0,26	0,39	50,00
V12	1,3	0,11	0,17	54,54

Fonte: O autor.

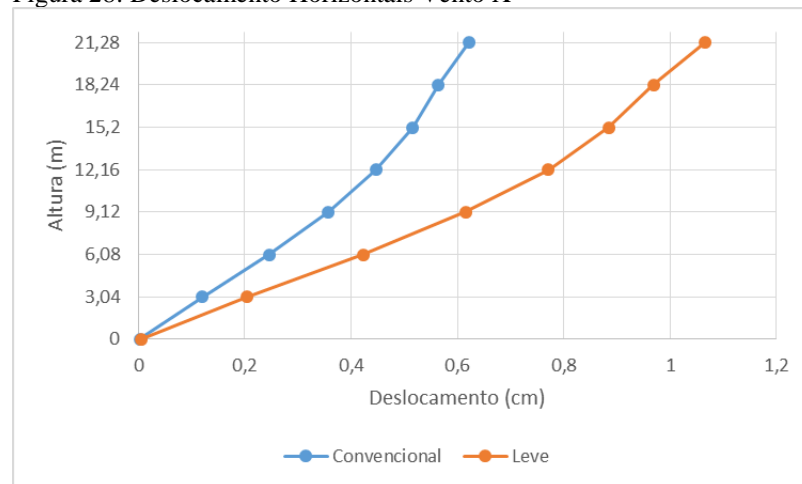
Pode-se observar que as flechas totais (imediatas + progressivas) na **Estrutura B** (concreto leve) foram sempre maiores. O acréscimo máximo foi de 55,55%. Esta diferença se

deve novamente ao menor valor do módulo de elasticidade do concreto leve estrutural. Nota-se também que a diferença dos valores de flechas das vigas em concreto leve, com relação às vigas de concreto convencional teve uma variação constante, com valores entre 50% e 55,55%.

### 7.1.3 Deslocamentos Laterais

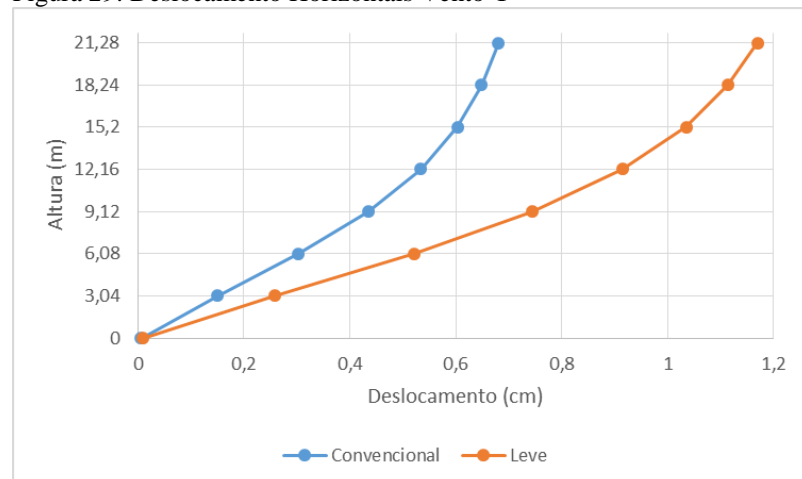
Os deslocamentos horizontais das estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B** estão apresentados graficamente nas figuras Figura 28 e Figura 29, onde, a primeira figura apresenta os resultados quando o vento atua na menor dimensão em planta do edifício. Na segunda figura são apresentados os valores do deslocamento com o vento atuando na maior dimensão em plantada edificação.

Figura 28: Deslocamento Horizontais Vento X



Fonte: O Autor

Figura 29: Deslocamento Horizontais Vento Y



Fonte: O Autor.

Com o vento atuando na menor dimensão em planta do edifício (vento X), o deslocamento no topo da **Estrutura A** foi igual a 0,621cm, enquanto que, para a **Estrutura B**, o deslocamento chegou a 1,065cm. Quando o vento atua na outra direção (vento Y), estes deslocamentos foram iguais a 0,681cm e 1,17cm, respectivamente.

Os valores máximos dos deslocamentos nas duas estruturas foram menores que o limite prescrito pela NBR 6118 (2014), igual a 1,25cm, correspondente a relação de  $\frac{H}{1700}$ , onde a altura total do edifício é de 21,28 metros.

#### 7.1.4 Coeficiente $\gamma_z$

O Quadro 15 apresenta os valores do coeficiente  $\gamma_z$ , obtidos com base nos resultados dos processamentos das estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B**. Segundo a NBR 6118 (2014), a estrutura é considerada de nós fixos quando o coeficiente  $\gamma_z \leq 1,1$ , neste caso pode-se desprezar os efeitos de 2º ordem. Se  $\gamma_z$  for maior que 1,1, os efeitos globais e locais de 2º ordem devem ser considerados no dimensionamento.

Quadro 15: Valores do coeficiente  $\gamma_z$

<b>Vento</b>	<b>Estrutura A</b> (Concreto Convencional)	<b>Estrutura B</b> (Concreto Leve)	<b>Diferença (%)</b>
Vento X <sup>1</sup>	1,146	1,248	8,90
Vento Y <sup>2</sup>	1,057	1,092	3,31

1 – Vento atuando perpendicular a menor dimensão em planta do edifício.  
2 – Vento atuando perpendicular a maior dimensão em planta do edifício.

Fonte: O autor.

Os resultados obtidos mostraram que o valor de  $\gamma_z$  é sempre maior para ambas as estruturas quando o vento atua perpendicular a menor dimensão do edifício, mostrando que ambas as estruturas são mais sensíveis quanto a atuação deste vento. Os valores do  $\gamma_z$  em ambas estruturas são superiores a 1,1 quando o vento atua perpendicular a menor dimensão em planta, indicando que os efeitos globais e locais de 2º ordem devem ser considerados no dimensionamento para esta combinação de carregamento.

A concepção de ambas as estruturas foram feitas com a preocupação de se colocar mais rigidez na direção perpendicular à maior dimensão em planta da edificação, visto que a força total de vento (3,265 tf) nesta direção é 4,02 vezes maior que o vento atuante na outra direção (0,812 tf).

A determinação dos valores de  $\gamma_z$  é feita através da seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}}$$

Onde:

$\Delta M_{\text{tot,d}}$  = 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.

$M_{1,\text{tot,d}}$  = 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;

Os resultados do processamento da **Estrutura A**, quando o vento atua perpendicular a menor dimensão em planta do edifício (vento X), forneceram os valores de 19,05 tf.m para o momento produzido pelas cargas verticais e 149,4 tf.m para o momento de tombamento

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}}$$

Portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{19,05}{149,4}}$$

$$\gamma_z = 1,146$$

Os resultados do processamento da **Estrutura B**, quando o vento atua perpendicular a menor dimensão em planta do edifício (vento X), forneceram os valores de 29,591 tf.m para o momento produzido pelas cargas verticais e 149,4 tf.m para o momento de tombamento

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}}$$

Portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{29,591}{149,4}}$$

$$\gamma_z = 1,248$$

Segundo a NBR 6118 (2014) uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2º ordem, consiste na avaliação dos esforços finais a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95 \gamma_z$ . Onde esse processo só é válido para  $\gamma_z \leq 1,3$ .

Os valores obtidos de  $\gamma_z$ , na aplicação do vento perpendicularmente à menor dimensão em planta do edifício (vento X), estão compreendidos entre os limites de  $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$  em ambas as edificações, o valor do carregamento horizontal será multiplicado por  $0,95 \gamma_z$  nas combinações de cargas que incluam o vento agindo nesta direção.

#### 7.1.5 Esforços Totais na Fundação

Os esforços totais nas fundações para as estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B** são apresentados no Quadro 16, os valores apresentados são valores característicos e referem-se às reações nos apoios. Como o software utilizado apresenta as unidades de medida em tonelada força (tf) e metro (m), os valores estão apresentados nestas unidades.

Quadro 16: Esforços totais nas fundações

Pilar	<b>Estrutura A</b>	<b>Estrutura B</b>
	(Concreto Convencional) (tf)	(Concreto Leve) (tf)
P1	29,7	27,7
P2	53,2	49,1
P3	30,6	28,4
P4	60,2	55,8
P5	86,9	78,0
P6	71,3	66,9
P7	39,8	37,2
P8	30,7	28,2
P9	86,2	78,9
P10	61,6	57,5
P11	39,9	37,3
P12	29,8	27,4
P13	81,0	74,2
P14	61,2	57,2
P15	60,0	55,5
P16	86,5	77,7
P17	71,0	66,7
P18	30,0	27,9
P19	54,3	50,1
P20	31,0	28,8
Soma	1094,9	1010,2

Fonte: O Autor.

Com os resultados obtidos foi possível notar uma redução de 8,38% de cargas nas estruturas de fundação.

### 7.1.6 Comparativo Consumo dos Materiais

A partir dos resultados dos processamentos das estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B**, foram feitas as envoltórias e assim detalhamentos, obtendo-se, assim, os quantitativos de materiais, considerando toda a parte estrutural do edifício, pilares, vigas, lajes e escadas, exceto os quantitativos referente às fundações. Essas envoltórias são feitas de maneira automática pelo TQS, software utilizado neste trabalho.

Para efeito comparativo será analisado primeiramente apenas o consumo de um pavimento tipo, a fim de visualizar a variação do consumo dos materiais.

Quadro 17: Quantitativo materiais Pavimento Tipo – Tipo 2.

Tipo 2	Estrutura A (Concreto Convencional)		Estrutura B (Concreto Leve)	
	Lajes	Vol. Concreto	6,8 m <sup>3</sup>	Vol. Concreto
Armadura		513 kg	Armadura	485 kg
Formas		85 m <sup>2</sup>	Formas	85 m <sup>2</sup>
Vigas	Vol. Concreto	7,0 m <sup>3</sup>	Vol. Concreto	7,0 m <sup>3</sup>
	Armadura	709 kg	Armadura	769 kg
	Formas	78 m <sup>2</sup>	Formas	78 m <sup>2</sup>
Pilares	Vol. Concreto	4,1 m <sup>3</sup>	Vol. Concreto	4,1 m <sup>3</sup>
	Armadura	293 kg	Armadura	312 kg
	Formas	66 m <sup>2</sup>	Formas	66 m <sup>2</sup>
Escadas	Vol. Concreto	1,6 m <sup>3</sup>	Vol. Concreto	1,6 m <sup>3</sup>
	Armadura	95 kg	Armadura	90 kg
	Formas	9 m <sup>2</sup>	Formas	9 m <sup>2</sup>
Total	Vol. Concreto	19,5 m <sup>3</sup>	Vol. Concreto	19,5 m <sup>3</sup>
	Armadura	1610 kg	Armadura	1656 kg
	Formas	238 m <sup>2</sup>	Formas	238 m <sup>2</sup>

Fonte: O Autor.

Como não houve alterações nas dimensões dos elementos estruturais, não existe diferenças no consumo de concreto e área de formas. Sendo assim, as diferenças ocorrem com relação ao consumo de armaduras.

A análise dos resultados obtidos indica que, nas lajes em concreto leve, houve uma redução de 28 kg por pavimento, uma redução de 5,46% no consumo de aço das lajes. Já nas vigas em concreto leve, houve um acréscimo de 60 kg por pavimento, um aumento de 8,46% no consumo de aço das vigas, e nos pilares um acréscimo de 19 kg um aumento de 6,48%.

#### 7.1.7 Custos para as estruturas Estrutura A e Estrutura B

Os custos das estruturas foram avaliados com base na SINAPI para parte dos materiais, exceto o Concreto Leve, que foi calculado com base nas pesquisas realizadas pelo Autor. Na composição de preço destes materiais estão inclusos os custos dos materiais, bem como da mão de obra necessária ao lançamento do concreto, ao dobramento e colocação do aço, e também corte e montagem das formas. Os valores correspondem ao mês Setembro de 2020 e equivalem para o estado de Minas Gerais, foram:

- Concreto Convencional: R\$ 340,58 m<sup>3</sup>
  - Cimento 388,88 kg = R\$ 196,66
  - Agregado Miúdo 0,708 m<sup>3</sup> = R\$ 47,20
  - Agregado Graúdo 0,589 m<sup>3</sup> = R\$ 41,96
  - Mão de Obra, Equipamentos e Outros = R\$ 54,76

Custo argila expandida = R\$ 29,31 saca de 50 litros.

- Concreto Leve: R\$ 966,56 m<sup>3</sup>
  - Cimento 449,11 kg/m<sup>3</sup> = R\$ 227,12
  - Agregado Miúdo 0,607 m<sup>3</sup> = R\$ 355,82
  - Agregado Graúdo 0,561 m<sup>3</sup> = R\$ 328,86
  - Mão de Obra, Equipamentos e Outros = R\$ 54,76

- Formas: R\$ 17,85 m<sup>2</sup>
- Aço: 5.0 mm = R\$ 5,67 kg
- 6.3 mm = R\$ 6,72 kg
- 8.0 mm = R\$ 5,70 kg
- 10.0 mm = R\$ 5,70 kg
- 12.5 mm = R\$ 5,70 kg



16.0 mm = R\$ 5,70 kg

20.0 mm = R\$ 5,70 kg

O consumo total das estruturas são para **Estrutura A** e **Estrutura B**, respectivamente nas figuras Figura 30 e Figura 31:

Figura 30: Consumo total de materiais na **Estrutura A** (concreto convencional)

Resumo de Materiais																	
Bitola	3.2	4.2	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	22.0	25.0	32.0	40.0	Aço	Concreto	Forma	Área
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m3	m2	m2
Piso 7: Ático	-	-	76	60	18	95	-	-	-	-	-	-	-	249	4	47	20
Piso 6: Cobertura	-	-	318	353	74	442	16	-	90	-	-	-	-	1293	17	214	113
Piso 5: Tipo	-	-	286	446	89	512	133	144	-	-	-	-	-	1610	20	238	113
Piso 4: Tipo	-	-	286	446	89	512	133	144	-	-	-	-	-	1610	20	238	113
Piso 3: Tipo	-	-	286	446	89	512	133	144	-	-	-	-	-	1610	20	238	113
Piso 2: Tipo	-	-	286	446	89	512	133	144	-	-	-	-	-	1610	20	238	113
Piso 1: Tipo	-	-	263	530	89	478	154	597	-	-	-	-	-	2111	20	238	113
Piso 0: Fundacao	-	-	94	-	104	122	-	-	-	-	-	-	-	320	5	70	18
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
Totais	-	-	1895	2727	641	3185	702	1173	90	-	-	-	-	10413	123	1521	719

Fonte: O Autor.

Figura 31: Consumo total de materiais na **Estrutura B** (concreto leve)

Resumo de Materiais																	
Bitola	3.2	4.2	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	22.0	25.0	32.0	40.0	Aço	Concreto	Forma	Área
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m3	m2	m2
Piso 7: Ático	-	-	76	60	18	96	-	-	-	-	-	-	-	250	4	47	20
Piso 6: Cobertura	-	-	318	358	50	462	-	-	90	-	-	-	-	1278	17	214	113
Piso 5: Tipo	-	-	324	396	57	544	144	172	-	-	-	-	-	1637	20	238	113
Piso 4: Tipo	-	-	324	396	57	544	144	172	-	-	-	-	-	1637	20	238	113
Piso 3: Tipo	-	-	324	396	57	544	144	172	-	-	-	-	-	1637	20	238	113
Piso 2: Tipo	-	-	311	413	57	518	185	172	-	-	-	-	-	1656	20	238	113
Piso 1: Tipo	-	-	281	483	57	471	227	494	303	-	-	-	-	2316	20	238	113
Piso 0: Fundacao	-	-	94	-	105	122	-	-	-	-	-	-	-	321	5	70	18
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
Totais	-	-	2052	2502	458	3301	844	1182	393	-	-	-	-	10732	123	1521	719

Fonte: O Autor.

Com base nos preços mencionados e nos quantitativos de materiais indicados nas figuras Figura 30 e Figura 31, o custo para as estruturas **Estrutura A** e **Estrutura B** estão apresentados, no Quadro 18:

Quadro 18: Custos totais dos materiais

Material	<b>Estrutura A</b> (Concreto Convencional)	<b>Estrutura B</b> (Concreto Leve)
Concreto	R\$ 41.891,34	R\$ 118.886,88
Forma	R\$ 27.149,85	R\$ 27.149,85
Barra 5.0 mm	R\$ 10.744,65	R\$ 11.634,84
Barra 6.3 mm	R\$ 18.325,44	R\$ 16.813,44
Barras 8.0 mm a 20.0 mm	R\$ 33.008,70	R\$ 35.214,60
Total	R\$ 131.119,98	R\$ 209.699,61

Fonte: O Autor.

Os resultados apresentados dos custos das estruturas revelam que a utilização do concreto estrutural leve nas edificações de médio porte é inviável, pois o custo final da estrutura ficou, significativamente maior quando utilizado este tipo de concreto em toda a estrutura, com diferença de custo de R\$ 78.579,63. É importante frisar que na análise realizada não foi considerado a redução de custos nas estruturas de fundações em função da diminuição das cargas nas mesmas.

## 8 CONCLUSÕES

Em conformidade com os resultados parciais obtidos através das análises da literatura realizadas durante o desenvolvimento da pesquisa, foi possível levantar de modo geral as características físicas e mecânicas dos concretos leves. Onde tais propriedades conferem vantagens e desvantagens em comparação com os concretos normais. A principal vantagem atribuída a utilização do concreto leve é a redução considerável do peso próprio da estrutura, observa-se também um desempenho superior quando se trata de conforto térmico em comparação com os concretos normais, característica relevante em um país com clima tropical como o Brasil.

Entretanto, por se tratar de um material poroso, deve-se tomar precauções na utilização da argila expandida como agregado graúdo, onde deve ser considerada toda a absorção de água provinda do agregado.

Levando em consideração que uma das principais desvantagens dos concretos normais é o elevado peso próprio, sendo assim, a possibilidade de se trabalhar com materiais mais leves e comportamento estrutural similar torna-se interessante.

Os resultados das caracterizações dos agregados de argila expandida realizados nesta pesquisa mostraram-se aceitáveis dentro dos padrões das normas vigentes.

Os resultados obtidos nos ensaios dos concretos leves estudados obtiveram os valores mínimos de resistência, onde mostraram-se aceitáveis a utilização do concreto leve produzido com argila expandida. Entretanto, o custo final por m<sup>3</sup> do concreto leve foi 2,837 vezes maior que o concreto convencional.

Nos processamentos de cálculos realizados, foram adotados, para ambas as estruturas, as combinações de cargas e os fatores de majoração das cargas e minoração das resistências conforme prescritos pela norma vigente.

No dimensionamento da **Estrutura B** (concreto leve) foi realizado todas as adequações necessárias nos critérios da NBR 6118 (2014), com base nas prescrições do EUROCODE 2 (1999), da ACI 318 (2008) e do ACI 213 (2003), perante a inexistência de norma brasileira específica para dimensionamento de estruturas com este tipo de material.

Os custos do concreto leve foram avaliados com base em pesquisas de preço, para região de Varginha Minas Gerais, e o custo dos demais materiais foram obtidos através da tabela de preço da SINAPI (Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil).

Como as dimensões dos elementos estruturais foram iguais em ambas as estruturas, o consumo de concreto e formas foi o mesmo. Entretanto, o consumo de aço nas lajes de concreto leve foi aproximadamente 5,46% menor que a laje em concreto convencional, e um aumento de 8,46% nas vigas. Estes resultados mostram que a redução do consumo de armadura não é diretamente proporcional à redução do peso próprio das lajes e vigas, quando empregado o concreto leve.

Os resultados no consumo de aço total, indicam um acréscimo de 3,07% em toda a estrutura, quando empregado o concreto leve, mesmo com uma redução significativa no peso próprio das estruturas, o concreto leve não apresentou boas vantagens no comportamento estrutural em edifícios de médio porte, isto devido à grande diferença no módulo de elasticidade de ambos os concretos e os fatores de majoração necessários para dimensionamento da estrutura com concreto leve, tais como coeficiente de aderência, acarretando assim um aumento no consumo de aço, e também no coeficiente de minoração da resistência do mesmo.

Contudo, as análises mostram-se inviável a substituição total do concreto convencional por concreto leve estrutural nas edificações de médio porte, principalmente pelo elevado custo do concreto leve no atual momento.

Com uma redução nas cargas de fundações em torno de 8,38%, em edificações com maior números de andares, esta redução se torna mais expressiva. Entretanto, deve-se tomar os devidos cuidados nas verificações dos deslocamentos horizontais.

### **8.1 Sugestões para Estudos Futuros**

Para ampliar os conhecimentos obtidos nesta pesquisa, é interessante que se faça análise e dimensionamentos de outros edifícios com diferentes tipologias, para se confirmar o resultado obtido nesta pesquisa.

Uma sugestão de estudo seria a substituição parcial do concreto convencional por concreto leve nos elementos estruturais, devido a grande diferença no módulo de elasticidade dos concretos leve e convencional, os elementos verticais obtiveram um acréscimo significativo de aço. E com o resultado obtido nesta pesquisa, onde se obteve um resultado positivo na redução do consumo de aço no dimensionamento das lajes, a substituição deste concreto apenas nos elementos horizontais se torna interessante.

Outra sugestão a ser feita é a respeito da fluência do concreto leve, observou-se, nas bibliografias, poucos resultados que possam comprovar os valores finais da deformação devido à fluência em elementos executados com concreto leve.

## 9 CRONOGRAMA

ETAPA	MESES											
	TCC 1						TCC 2					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Revisão Bibliográfica	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
Definição dos materiais a serem utilizados		X	X									
Caracterização dos materiais utilizados.								X	X			
Produção dos corpos de prova em laboratório.									X			
Ensaio nos concretos produzidos.										X		
Caracterização física e mecânica dos corpos de prova.									X	X		
Análise da viabilidade no mercado										X	X	
Aplicabilidade em estruturas de médio porte										X	X	
Resultados e discussões					X	X				X	X	
Defesa do TCC						X						X

## REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 211.2-98 **Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete**. Farmington Hills, 1998.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 213 R-03 **Guide for structural lightweight aggregate concrete**. Farmington Hills, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-08 – **Building code requirements for structural concrete**. Farmington Hills, 2008

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C330/ C330M - 14 **Standard specification for lightweight aggregates for structural concrete**. West Conshohocken, 2014.

ARAÚJO, J.M. **Curso de Concreto Armado**, Editora Dunas, v.3, Rio Grande, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118 – **Projetos de estruturas de concreto** – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6120 – **Ações para o cálculo de estruturas de edificações** – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6123 – **Forças devido ao vento em edificações** – Procedimentos. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR NM 35 – **Agregados leves para concreto estrutural** - Especificação. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR NM 67 - **Concreto** – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR NM 248 – **Agregados – Determinação da composição granulométrica** - Especificação. Rio de Janeiro, 1995.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CASTRO, N. **Resistência ao esforço cortante no concreto leve**. Rio de Janeiro, 1975. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/index.php/dissertacoes-de-mestrado/71-1971/268-newton-decastro#download>>. Acesso em: 05 Maio. 2020.

CINEXPAN. **Cinexpan**. 2020. Disponível em: <<https://www.cinexpan.com.br/argila-expandida-cinexpan.html>>. Acesso em: 11 Março. 2020.

- COELHO, C.; **O diário da história**. Disponível em:  
<<http://escolaluismadureira7.blogspot.com/2016/02/pantheon-o-panteao-de-roma.html>>.  
Acesso em: 12 Março 2020.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON and FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE – CEB/FIP. **Lightweight aggregate concrete** – Manual of design and technology. The Construction Press. 1977.
- EUROCODE 2. **Design of Concrete Structures**. European Prestandard, Brussels. Belgium, 1999.
- FERREIRA, C. N. G.; **Dimensionamento de elementos estruturais em concreto leve** – Dissertação de Mestrado, Escola UFSCar, São Carlos, 2015.
- GOMES, L. C. **Estudo do Sistema de Lajes Mistas com Formas de Aço Incorporada Empregando Concreto Estrutural Leve** – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2001.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2 ed. Nicole Pagan Hasparyk, 2014.
- NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. 5. ed. São Paulo: BOOKMAN, 2016.
- PEREIRA, M. R. **Estudo da adição de argila expandida na formulação de concretos leves** – Dissertação de Mestrado, Escola UFRN, Natal, 2008.
- QUADROS, P. A. **Estudo das correlações entre as propriedades mecânicas do concreto** – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2014.
- ROMA, C.; **Tudo sobre Roma**. Disponível em:  
<<https://www.tudosobreroa.com/atividades/tour-coliseu-arena-gladiadores>>. Acesso em: 15 Março 2020
- ROSSIGNOLO, J. A. **Concreto leve estrutural: Produção, propriedades, microestrutura e aplicações**. 1 ed. São Paulo: PINI, 2009.
- SILVA, M. D. **Estudo comparativo entre a utilização dos concretos convencional e leve nos elementos horizontais das estruturas de edifícios** – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2003.
- SINAPI. **Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil**, Setembro, 2020.
- SOBRAL, H.S. **Concretos Leves: Tipos e Comportamento Estrutural, Estudo Técnico N° 86**, ABCP, São Paulo, 1987.
- SÜSSEKIND, J.C. **Curso de Concreto** – Vol I, Editora Globo, Porto Alegre, 1980.
- TQS INFORMÁTICA – **Softwares para engenharia de estrutura e geotecnia**, São Paulo.