

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

Emili Cappelari

**INFLUÊNCIA DO VOLUME DE PASTA E DA RESISTÊNCIA
À COMPRESSÃO NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE
CONCRETOS**

Porto Alegre
Dezembro de 2019

Emili Cappelari

**INFLUÊNCIA DO VOLUME DE PASTA E DA RESISTÊNCIA
À COMPRESSÃO NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE
CONCRETOS**

Trabalho de Diplomação apresentado à
Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheira Civil

**Orientadores: Angela Borges Masuero
João Ricardo Masuero**

Coorientadora: Caroline Giordani

Porto Alegre
Dezembro de 2019

Agradecimentos

Ao NORIE – Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação, pelo espaço disponibilizado para realização da moldagem dos corpos-de-prova, por todo conhecimento e auxílio passado por seus professores e, em especial, aos laboratoristas Airton e Adalberto, como também bolsistas que sempre estiveram dispostos a me ajudar. Agradecimento especial ao LEME – Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais e à professora Luciane Fonseca Caetano pelo tempo despendido na realização dos ensaios e equipamentos disponibilizados para realização do programa experimental.

Aos meus orientadores, João Ricardo Masuero e Angela Borges Masuero que sempre estiveram à disposição para discussões, correções, opiniões e críticas e, principalmente, por todo o conhecimento repassado durante a realização desse trabalho. Não posso deixar de ressaltar o exemplo de pessoa e de professor (a) que vocês representam para mim. Agradeço a minha co-orientadora, Caroline Giordani, por toda ajuda, mensagens respondidas a qualquer hora do dia e por me tranquilizar nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais, Marli Salete Conte e Gilmar Cappelari, por todo suporte dado durante esses seis anos de graduação. Sem o apoio e compressão de vocês, não teria chegado onde cheguei. Sou extremamente grata por ter vocês como pais e estarei sempre perto, mesmo longe fisicamente, para tudo que precisarem.

Não poderia deixar de mencionar o apoio dado por meus amigos que, mesmo com minha ausência, estavam torcendo por mim. Encontrei nesse tempo de graduação as melhores pessoas que a vida poderia me dar. Obrigada por tanto.

Obrigada a Deus, por ter me acompanhado em todos os dias de felicidade e de tristeza durante essa caminhada. Não teria evoluído tanto como pessoa sem ter passado por essa experiência. Todos os dias me sinto abençoada por tudo e todas as pessoas que você trouxe para mim.

RESUMO

A resistência à compressão do concreto é o fator mais importante para o dimensionamento estrutural. Essa propriedade influencia diretamente o módulo de elasticidade de concretos, parâmetro indispensável na verificação do desempenho estrutural de uma edificação em situações de serviço e no estado limite último, como a estabilidade global e os efeitos de 2ª ordem. Em muitos casos, o concreto pode apresentar resistência suficiente, no entanto, a rigidez da estrutura pode não ser compatível para atender aos valores limites de deformação.

A estimativa do módulo de deformação pode ser feita pelas equações teóricas propostas pela NBR 6118 (ABNT, 2014). No entanto, o levantamento bibliográfico sobre o assunto indica que ora há superestimação dos valores e ora subestimação do módulo de elasticidade do concreto. De acordo com os estudos, a principal causa dos resultados distorcidos é o fato de esse modelo ter como parâmetro de entrada somente a resistência à compressão do concreto quando, na verdade, este é apenas um dos fatores que influenciam no módulo de deformação.

Diante disso, o presente trabalho visa reforçar a importância dessa propriedade do concreto e como sua estimativa errônea pode impactar no comportamento estrutural, principalmente quanto à estabilidade global e efeitos de 2ª ordem, e no seu comportamento em serviço. Foi verificado que, além da resistência à compressão, o volume de pasta influencia no módulo de deformação de concretos convencionais de cimento Portland CP IV. Os resultados acusam que a formulação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é confiável, para os concretos estudados, ao subestimar os valores experimentais encontrados e, portanto, corrobora com parte dos resultados encontrados na bibliografia.

Palavras-chave: *módulo de deformação do concreto; resistência à compressão; volume de pasta; estabilidade global; efeitos de 2ª ordem.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Deformação entre os átomos.....	20
Figura 2: Relação tensão-deformação elástica (à esquerda) e relação inicialmente elástica e, após, plástica (à direita).....	20
Figura 3: Curvas tensão-deformação da pasta de cimento, do agregado e do concreto.....	21
Figura 4: Efeito do carregamento na deformação do concreto.....	23
Figura 5: Estágios do processo de propagação de trincas na ruptura à compressão do concreto.....	25
Figura 6: Representação esquemática da relação entre tensão e deformação do concreto.....	26
Figura 7: a) Representação esquemática do módulo de deformação secante (Ecs) b) Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial (Eci).....	27
Figura 8: Perturbação inicial no gráfico tensão-deformação.....	28
Figura 9: Fatores que influenciam no módulo de elasticidade do concreto.....	30
Figura 10: Comparação com a NBR 6118 (ABNT, 2003) versus concretos de Minas Gerais	36
Figura 11: Comparação com a NBR 6118 (ABNT, 2003) versus concretos do Rio de Janeiro.....	36
Figura 12: Correlação entre a resistência à compressão versus módulo de elasticidade de concretos com três agregados graúdos de Goiânia e a NBR 6118 (ABNT, 2003).....	37
Figura 13: Comparativo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) versus concretos de Lajeado/RS..	38
Figura 14: Módulo de elasticidade Estático Tangente Inicial de acordo com os modelos de previsão, comparativamente com os resultados de ensaios realizados com concreto plástico (CP) e concreto adensável (SCC) aos 28 dias.....	41
Figura 15: Módulo de elasticidade Estático Tangente Inicial de acordo com os modelos de previsão – 28 dias.....	42
Figura 16: Módulo de elasticidade Estático Tangente Inicial de acordo com os modelos de previsão – 28 dias.....	47
Figura 17: Representação esquemática da planta baixa do edifício modelo.....	49
Figura 18: Pórticos do edifício em planta.....	53
Figura 19: Pórtico PX1: Carga unitária aplicada no topo e deformada resultante.....	55
Figura 20: Representação das constantes de mola dos pórticos.....	56
Figura 21: Centro elástico e geométrico do pavimento e forças do vento atuantes.....	59
Figura 22: Dimensionamento estrutural sem os efeitos de 2ª ordem (Pilar intermediário) - Ecs (NBR 6118,2014).....	70

Figura 23: Dimensionamento estrutural com os efeitos de 2ª ordem (Pilar intermediário) – Ecs experimental (GIRARDI, 2018)	70
Figura 24: Dimensionamento estrutural sem os efeitos de 2ª ordem (Pilar de borda) - Ecs (NBR 6118,2014)	71
Figura 25: Dimensionamento estrutural com os efeitos de 2ª ordem (Pilar de borda) - Ecs experimental (GIRARDI, 2018)	71
Figura 26: Dimensionamento estrutural sem os efeitos de 2ª ordem (Pilar de canto) - Ecs (NBR 6118,2014)	72
Figura 27: Dimensionamento estrutural com os efeitos de 2ª ordem (Pilar de canto) - Ecs experimental (GIRARDI, 2018)	72
Figura 28: Curva granulométrica do agregado miúdo.....	76
Figura 29: Curva granulométrica do agregado graúdo.....	76
Figura 30: Resistência à compressão aos 28 dias em função do traço e da relação a/c	82
Figura 31: Gráfico ANOVA: Resistência de dosagem aos 28 dias dos concretos avaliados em função do traço e da relação a/c.....	83
Figura 32: Representação esquemática do ensaio para obtenção do módulo de elasticidade dos concretos.....	85
Figura 33: Módulo de elasticidade secante aos 28 dias em função do traço e da relação a/c de 0,34	87
Figura 34: Módulo de elasticidade secante aos 28 dias em função do traço e da relação a/c de 0,42	87
Figura 35: Módulo de elasticidade secante aos 28 dias em função do traço e da relação a/c de 0,50	88
Figura 36: Comparação dos resultados encontrados com o estudo de Girardi (2018) e a NBR (6118, 2014)	89
Figura 37: Módulo de elasticidade secante em função do traço e da relação a/c	90
Figura 38: Módulo dinâmico e módulo estático dos concretos em função do traço para relação a/c de 0,34.....	92
Figura 39: Módulo dinâmico e módulo estático dos concretos em função do traço para relação a/c de 0,42.....	93
Figura 40: Módulo dinâmico e módulo estático dos concretos em função do traço para relação a/c de 0,50.....	93
Figura 41 - Módulo dinâmico em função do traço e da relação a/c	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Evolução da equação normativa da NBR 6118 (ABNT, 2014)	34
Tabela 2: Módulo de deformação secante para concretos com diferente classe de resistência	35
Tabela 3: Equações normativas internacionais para o módulo de deformação e de elasticidade	39
Tabela 4: Classificação e dimensão dos pilares.....	52
Tabela 5: Valores de rigidez dos pórticos na direção x	56
Tabela 6: Valores de rigidez dos pórticos na direção y	57
Tabela 7: Valores do CE, CG e excentricidades do vento na direção x	58
Tabela 8: Valores do CE, CG e excentricidades do vento na direção y	58
Tabela 9: Valores de rigidez do sistema em relação ao CE dos pórticos na direção x.....	61
Tabela 10: Valores de rigidez do sistema em relação ao CE dos pórticos na direção y.....	61
Tabela 11: Distribuição das forças de vento na direção x entre os pórticos.....	63
Tabela 12: Distribuição das forças de vento na direção y entre os pórticos.....	64
Tabela 13: Valores de rigidez considerando a não linearidade física.....	65
Tabela 14: Módulos de deformação secante corrigidos	67
Tabela 15: Coeficiente γ_z para Ecs 39644 MPa (NBR 6118, ABNT, 2014).....	67
Tabela 16: Coeficiente γ_z para Ecs 27500 MPa (GIRARDI, 2018).....	68
Tabela 17: Deslocamentos - Vento sem majoração versus Vento com majoração	69
Tabela 18: Limites para deslocamentos.....	73
Tabela 19: Deslocamentos horizontais para diferentes Ecs.....	74
Tabela 20: Deslocamentos horizontais com vento majorado	74
Tabela 21: Dados de dosagem dos diferentes concretos: traço em massa (cimento CP IV:areia quartzosa:brita basáltica), reação água/cimento e teor de argamassa.....	77
Tabela 22: Teor de aditivo, abatimento e classe correspondente	78
Tabela 23: Resistência à compressão individual, desvio padrão e resistência característica de três corpos de prova dos concretos avaliados	80
Tabela 24: Resistência à compressão individual, desvio padrão e resistência característica de todos os corpos de prova dos concretos avaliados	81
Tabela 25: Módulo de deformação dos concretos para a metodologia da norma e adaptada, e Ecs calculado com base na resistência à compressão de três amostras de concreto	85
Tabela 26: Módulo de deformação dos concretos para a metodologia da norma e adaptada, e Ecs calculado com base na resistência à compressão de todas as amostras de concreto	86

Tabela 27: ANOVA indicando que o traço de concreto, a relação água/cimento e a interação do traço e relação água/cimento exercem influência significativa sobre o módulo de elasticidade secante (Ecs).....	90
Tabela 28: Módulo dinâmico dos concretos.....	92
Tabela 29: ANOVA indicando que a relação água/cimento exerce influência significativa sobre o módulo de elasticidade dinâmico (Edin).....	94
Tabela 30: ANOVA indicando que a ciclagem não exerce influência significativa sobre a resistência à compressão.....	105
Tabela 31: ANOVA indicando que apenas a relação a/c exerce influência significativa sobre a resistência à compressão.....	105
Tabela 32: Comparação de médias por FISHER do módulo de deformação secante (Ecs) com o traço e relação a/c	105
Tabela 33: ANOVA indicando que a metodologia de ensaio não exerce influência significativa sobre o módulo de deformação secante do concreto (Ecs).....	105
Tabela 34: Comparação de médias por FISHER do módulo dinâmico (Edin) com o traço e relação a/c	106

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Análise comparativa de estudos realizados sobre o módulo de elasticidade por diversos autores	44
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI - American Concrete Institute

BS – British Standard

CAA - Concretos autoadensáveis

CBECIMat - Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais

CEB – Comité Euro-Internacional du Béton

ELS – Estado de Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

EUROCODE – Eurocódigos – Comité Europeu de Normalização

FIB – Fédération Internationale du Béton

IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto

LAMTAC - Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído

LEME – Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais

LFI - Initial crack, Local fracture initiation

LVDT - Linear Variable Differential Transformer

NBR – Norma Técnica

NM – Norma Mercosul

NORIE - Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação

OSFP - Onset of stable fracture propagation

OUIFP - Onset of unstable fracture propagation

PUNDIT LAB - Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

$(EI)_{sec}$ - Rigidez secante dos elementos, considerando-se aproximadamente as não linearidades físicas

E_d - Módulo dinâmico

\tilde{x}_i - Coordenada \tilde{x} da mola i na configuração inicial

\tilde{y}_i - Coordenada \tilde{y} da mola i na configuração inicial

a/c - Relação água/cimento

A_c - Área de concreto

A_e - Área frontal efetiva

C_a - Coeficiente de arrasto

CE - Centro elástico

CG - Centro Geométrico

CP IV - Cimento Portland IV

CP V ARI - Cimento Portland V - Alta Resistência Inicial

D.P - Desvio-padrão

ϵ_a - Deformação específica do concreto referente à σ_a

ϵ_b - Deformação específica do concreto referente à σ_b

E_{ci} - Módulo de elasticidade do concreto

E_{cs} - Módulo de deformação secante do concreto

e_x - Excentricidade da força atuante ao CG na direção x

e_{xt} - Excentricidade em x total

e_y - Excentricidade da força atuante ao CG na direção y

e_y - Excentricidade em y

e_{yt} - Excentricidade em y total

F - Força devida ao vento

F_c - Resistência à compressão efetiva

f_{cd} - Resistência de cálculo do concreto

f_{ck} - Resistência característica à compressão

f_{cm} - Resistência à compressão média

F_x - Força aplicada no centro elástico na direção x

F_{xi} - Reação da mola i na direção x

F_y - Força aplicada no centro elástico na direção y

F_{yd} - Resistência de cálculo do aço

F_{yi} - Reação da mola i na direção y

I_c - Momento de inércia da seção bruta do concreto

K_R - Rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico

K_{xi} - Constante elástica da mola i na direção x

K_{yi} - Constante elástica da mola i na direção y

L_x - Medida do lado da edificação na direção x

L_y - Medida do lado da edificação na direção y

M - Momento aplicado em torno do centro elástico do pavimento

$M_{1,tot,d}$ - Momento de tombamento

N_k - Solicitação de compressão característica

PX – Pórtico na direção x

PY – Pórtico na direção y

S_1, S_2, S_3 - Fatores de ajuste da velocidade básica

UR (%) – Umidade relativa

V – Velocidade da onda ultrassônica

V_0 - Velocidade básica do vento

x - Coordenada do centro geométrico do eixo x

x_0 - Coordenada do centro elástico no eixo x

y - Coordenada do centro geométrico do eixo y

y_0 - Coordenada do centro elástico no eixo y

α - Coeficiente de majoração de cargas em função da posição do pilar

α (%) – Teor de argamassa

α_E - Coeficiente de correção em função do tipo de agregado graúdo

α_i - Razão entre E_{cs}/E_{ci} ;

$\Delta M_{tot,d}$ - Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura

δ_x – Deslocamento horizontal em x

δ_y - Deslocamento horizontal em y

ν - Coeficiente de Poisson

ρ - Densidade de massa no estado endurecido do concreto

μ (%) - Taxa de armadura

σ_a - Tensão à compressão mínima de ensaio

σ_b - Tensão à compressão máxima de ensaio

γ_z – Coeficiente de instabilidade

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 Objetivos	15
1.2 Delimitações e limitações.....	16
1.3 Estrutura do trabalho	16
2. MÓDULO DO CONCRETO.....	18
2.1 Efeito da aplicação de cargas.....	22
2.2 Tipos de módulo	25
2.3 Fatores que influenciam no módulo de elasticidade.....	29
2.4 Predição do módulo	33
3. LEVANTAMENTO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS NA BIBLIOGRAFIA E COMPARAÇÃO COM AS EQUAÇÕES DE PREVISÃO DO MÓDULO CONFORME NBR 6118:2014	44
4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO SOBRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO – ESTUDO SOBRE MODELO IDEALIZADO	49
4.1 Edificação modelo	49
4.2 Estimativa de cargas	50
4.3 Pré-dimensionamento estrutural	51
4.4 Subestruturação por pórticos planos e diafragmas rígidos	53
4.5 Distribuição das cargas horizontais entre as subestruturas verticais	54
4.6 Translação e rotação do diafragma rígido em torno do centro elástico.....	59
4.7 Forças atuando fora do centro elástico (CE): superposição de efeitos	62
4.8 Efeitos globais de 2ª ordem e estabilidade global	64
4.8.1 Coeficiente Υ_z	65
4.8.2 Deslocamento horizontal	73
5. MATERIAIS E MÉTODOS – PROGRAMA EXPERIMENTAL	75
5.1 Materiais	75
5.2 Moldagem dos corpos de prova.....	78
6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	80
6.1 Ensaios.....	80
6.2 Módulo dinâmico.....	91
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98
APÊNDICE A	104

1. INTRODUÇÃO

A propriedade que melhor define um concreto convencional é sua resistência à compressão simples, considerado o principal parâmetro utilizado no dimensionamento estrutural em estado limite último. Entretanto, toda estrutura deve ser verificada também em relação ao estado limite de serviço de deformações excessivas, à estabilidade global e aos efeitos de 2ª ordem que são particularmente importantes para as novas concepções arquitetônicas, com estruturas mais esbeltas e de maiores vãos e alturas. O parâmetro que governa essas verificações é o módulo de elasticidade do concreto.

O módulo de elasticidade representa a constante de proporcionalidade entre as tensões normais aplicadas ao concreto e as deformações longitudinais específicas, o qual define o regime de comportamento elástico linear que é considerado como representativo do comportamento tensão-deformação do concreto em compressão até, aproximadamente, 30% da tensão de ruptura à compressão.

Diferentes normas, inclusive a NBR 6118 (ABNT, 2014), estimam o Módulo de Elasticidade em função apenas da resistência à compressão do concreto aos 28 dias, corrigido de acordo com o tipo de agregado graúdo utilizado. Segundo a norma citada, o E_{ci} representa o módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto, enquanto o E_{cs} corresponde ao módulo de deformação secante que é usado na análise estrutural. Segundo a NBR 8522 (ABNT, 2017), o módulo de elasticidade (E_{ci}) é equivalente ao módulo de deformação (E_{cs}) quando se trabalha a 30% da carga.

Os concretos com baixo módulo apresentam deformações elásticas consideráveis quando sujeitos a solicitações mecânicas, exigindo seções transversais maiores nas peças estruturais para que a deformação da estrutura não gere efeitos indesejados nos demais sistemas que se apoiam na mesma.

Arruda (2013), Alsaman *et al.* (2017) e Oliveira e Cardoso (2018) comprovaram, em estudos mais recentes, que o módulo de deformação e a resistência à compressão não tem relação direta. O aumento da resistência do concreto não é por si só garantia da obtenção de um material mais

rígido. Além disso, foram verificados outros fatores que afetam esse parâmetro, uma vez que resistências similares levam a valores de módulo de deformação distintos (Girardi, 2018).

Como diversos projetos estruturais são desenvolvidos com base na estimativa proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014), há uma tendência de dimensionamento de estruturas mais vulneráveis à deformação e a efeitos de 2ª ordem. Ao não considerar outros fatores, há evidências experimentais de que em algumas situações a estimativa da norma superestima o módulo de deformação. Assim, é de extrema importância avaliar quais são os demais fatores que afetam o valor do módulo de deformação do concreto e as consequências de sua superestimação em projetos de edifícios residenciais e comerciais.

1.1 Objetivos

Os objetivos do presente trabalho são:

- Verificar a compatibilidade das estimativas de módulo de deformação a partir das equações propostas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e de resultados experimentais obtidos em estudos;
- Avaliar o dimensionamento estrutural, em especial de pilares, e o impacto sobre a estabilidade global de uma edificação exemplo ao ser utilizado o módulo de elasticidade previsto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) a partir da resistência à compressão e de resultados da bibliografia;
- Analisar experimentalmente o efeito provocado pela alteração do volume de pasta e relação água/cimento de concretos (com resistência entre 20 e 50 MPa), sobre estimativas para o módulo de elasticidade obtidas através dos métodos estático e dinâmico, fixando-se o teor de argamassa, o aglomerante (CP IV) e o tipo de agregado graúdo;
- Avaliar a compatibilidade da metodologia adaptada para o ensaio de módulo de elasticidade com o módulo obtido segundo a metodologia proposta pela NBR 8522 (ABNT, 2017);
- Analisar a relação existente entre as estimativas para o módulo de elasticidade obtidas pelos métodos estático e o dinâmico dos concretos moldados.

1.2 Delimitações e limitações

O trabalho limita-se a avaliar as consequências da superestimação do módulo de elasticidade no dimensionamento de estruturas de concreto armado, em relação, à estabilidade global.

Nos concretos moldados, foi utilizado um único material como agregado graúdo, o basalto, e apenas um aglomerante, o cimento CP IV – 32. Os traços dos concretos têm o mesmo teor de argamassa, variando apenas o volume de pasta e a relação água/cimento dos mesmos.

1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está estruturado em 6 capítulos. No capítulo 1 foi descrita a importância do tema abordado, salientando-se que a resistência à compressão não é o único fator que afeta no valor do módulo de elasticidade de concretos. Além disso, foram apresentados os objetivos e o escopo do estudo realizado.

No capítulo 2 é relatado como o módulo de deformação de concretos afeta o dimensionamento e estabilidade global de uma estrutura, como também problemas relacionados ao comportamento da edificação em serviço. É explicado como a aplicação de cargas atua sobre o módulo e os tipos de módulos existentes. Além disso, são elencados diversos fatores que influenciam o valor do módulo de elasticidade. Por fim, o capítulo apresenta as equações propostas por normativas nacionais e internacionais para estimar o módulo de deformação de concretos.

O capítulo 3 apresenta um quadro resumo com resultados de diversos trabalhos sobre o módulo de elasticidade de concretos compostos por diferentes materiais. Avaliou-se a compatibilidade dos valores de módulo obtidos pela formulação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014) com os resultados experimentais mostrados pelos autores.

No capítulo 4, avaliou-se o impacto da superestimação do valor do módulo de elasticidade de concretos sobre a estabilidade global de uma edificação modelo, nos deslocamentos horizontais da estrutura, como também suas consequências no dimensionamento dos pilares.

No capítulo 5, são apresentados a metodologia experimental e resultados dos ensaios realizados em concretos compostos por cimento CP IV e brita basáltica como agregado graúdo, variando-se o volume de pasta e a relação água/cimento.

As considerações finais, as conclusões e sugestões para trabalhos futuros constam no capítulo 6.

2. MÓDULO DO CONCRETO

A resistência mecânica é o principal parâmetro de entrada para a determinação de traços em dosagens de concreto, sendo algumas das demais propriedades sua consequência. No entanto, a adoção de ferramentas de cálculo mais eficazes e de novas concepções arquitetônicas, com vão e alturas maiores, que resultam em elevados índices de esbeltez dos elementos, exigiram outros parâmetros para o dimensionamento estrutural, entre eles, o módulo de deformação (GIRARDI, 2018). Djanikian Filho (2010) afirma que as construções tendem a seguir no sentido oposto ao da rigidez e, dessa forma, as deformações no concreto são maiores à medida que as estruturas empregam componentes de menor seção transversal, tornando-se mais esbeltas.

Vogt (2006) afirma que o módulo de elasticidade representa a resistência do material à deformação elástica, sendo a medida da sua rigidez. Concretos com baixo módulo apresentam deformações elásticas consideráveis quando sujeitos a solicitações mecânicas. Portanto, na maioria das aplicações da construção civil, não é desejável se ter deflexões, ou seja, os materiais devem apresentar alto módulo de elasticidade.

Gandomi *et al.* (2015), Alsaman *et al.* (2017) e Tibbetts *et al.* (2018) salientam que o módulo de elasticidade é um parâmetro indispensável para o dimensionamento estrutural. Segundo Davraz (2018, p. 497): “É um fator chave para estimar a rigidez e a deformação dos edifícios e estruturas.”.

Além disso, Gidrão (2015) ressalta que, para além das verificações de deslocamento, o módulo de elasticidade do concreto é necessário para a análise das aberturas de fissuras, vibrações excessivas, sismos, estabilidade dimensional e global, além dos efeitos de 2ª ordem das estruturas.

De acordo com Aguilar *et al.*¹ (2006 apud GIRARDI, 2018) e Vogt (2006), o módulo é importante tanto para a montagem, na fabricação e movimentação de elementos de concreto,

¹ AGUILAR, M. T. P. *et al.* Análise da capacidade de deformação do concreto: Módulo de Young x Módulo de Deformação. 17º CBECIMat – Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais, p. 3672-3684, 2006.

quanto para a vida útil da estrutura, uma vez que influencia na estabilidade dimensional e nas deformações instantâneas e progressivas às quais o concreto está sujeito.

O módulo de deformação apresenta relação direta com o encurtamento de componentes de concreto sob compressão, fluência e retração. O encurtamento do material ocasiona a redistribuição de tensões internas entre pilares, vigas ou paredes em estruturas de concreto armado (ALSAMAN *et al.*, 2017).

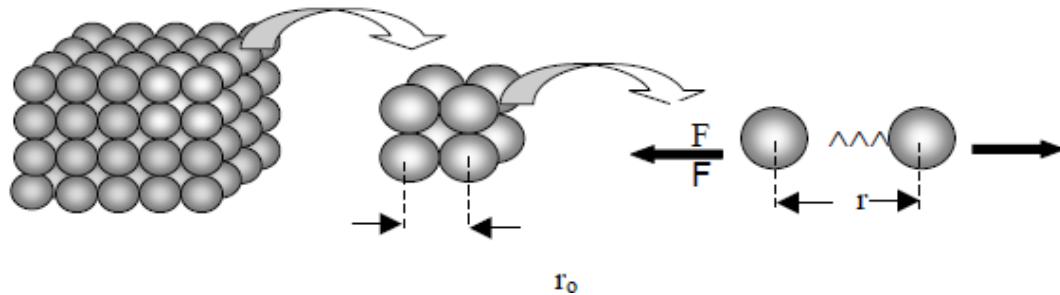
As deformações na estrutura tendem a gerar nas alvenarias esforços de compressão ou tração, e cisalhamento. Quando as flechas por deformação lenta ultrapassam os deslocamentos suportados pela alvenaria, ocorrem manifestações patológicas, como o fissuramento das mesmas. Desta maneira, a negligência dos cálculos quanto ao módulo de deformação interfere de forma direta na durabilidade das edificações (OLIVEIRA; CARDOSO, 2018).

De modo geral, Tibbetts *et al.* (2018) afirmam que a mudança de 5% no valor do módulo causa uma diferença de 5% na deflexão ou curvatura do elemento estrutural. Montija (2007), pela verificação de uma viga simples bi apoiada, concluiu que a redução de 4GPa (15,4 % de redução) no módulo de deformação do concreto implicou no aumento do deslocamento vertical total da viga, ou seja, na flecha final do elemento, próximo à 9%. Segundo Montija (2017), essa diferença no módulo não resultou em mudanças no projeto, no entanto, ressaltou que a contradição entre os valores não deve ser simplesmente desprezada.

O grau de deformação de qualquer material é influenciado pelo estágio de carregamento ou nível de tensão aplicado, e depende também do comportamento da microestrutura do mesmo (GIRARDI, 2018). Quando o concreto é solicitado, Montija (2007) revela que a deformação se distribui entre os elementos cristalinos e não-cristalinos com diferentes naturezas de rigidez, tamanho, estágio de desenvolvimento, além das microfissuras e poros, que são falhas de continuidade de rigidez oriundas do processo de hidratação, retração e mistura do concreto.

Para o entendimento sobre o comportamento das deformações sob efeito de uma força, é necessário avaliar as ligações entre os átomos, conforme ilustrado na figura 1 (AGUILAR *et al.*¹, 2006 apud GIRARDI, 2018).

Figura 1: Deformação entre os átomos

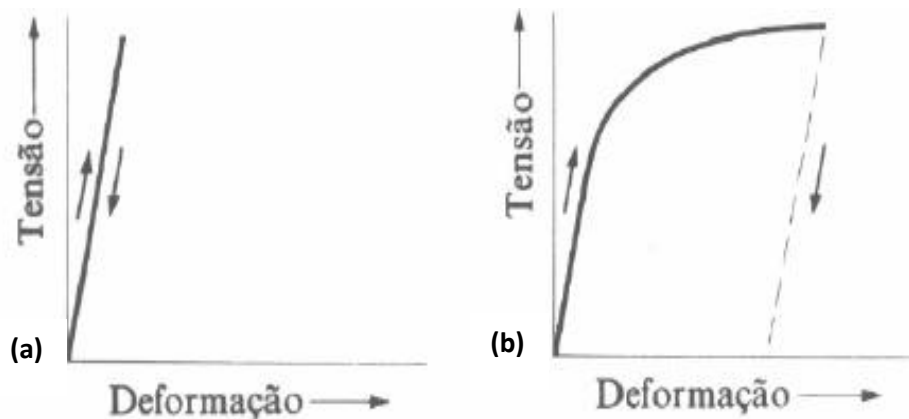


(fonte: AGUILAR *et al.*¹, 2006 apud GIRARDI, 2018, p. 34)

De acordo com Aguilar *et al.*¹ (2006 apud Girardi, 2018), em compostos homogêneos, as ligações entre os átomos comportam-se como molas que podem ser tracionadas ou comprimidas. Assim, é possível calcular o módulo de elasticidade ou de deformação por meio da energia de ligação e da distância interatômica entre dois átomos.

De modo geral, existem, para o concreto, as deformações plásticas e as elásticas, conforme mostradas na figura 2.

Figura 2: Relação tensão-deformação elástica (a) e relação inicialmente elástica e, após, plástica (b)



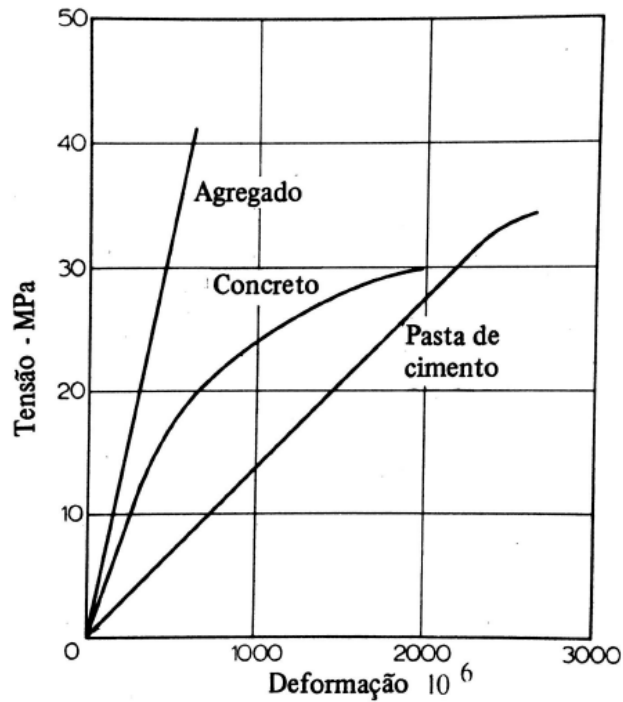
(fonte: VAN PLANCK, 1970, p. 3)

De acordo com Callister (2006), a deformação elástica microscópica se dá na forma de pequenas alterações na extensão das ligações interatômicas e no espaçamento interatômico. Assim, o módulo de elasticidade representa a resistência à separação de átomos, íons e moléculas adjacentes.

Barbosa (2009) afirma que, na fase elástica, as deformações desaparecem quando a carga é cessada, entretanto, nas deformações plásticas há o deslocamento permanente dos átomos que

levam à ruptura total ou parcial das ligações interatômicas. A pasta de cimento hidratada e o agregado, os dois compostos do concreto, quando submetidos separadamente a carregamentos, originam uma curva tensão-deformação sensivelmente linear mostrada na figura 3 (Neville, 1997).

Figura 3: Curvas tensão-deformação da pasta de cimento, do agregado e do concreto



(fonte: NEVILLE, 1997, p. 415)

Enquanto o concreto começa a divergir para o comportamento inelástico quando as tensões aplicadas alcançam entre 40 e 50% de sua resistência, a pasta de cimento e o agregado apresentam um comportamento elástico até 80% do seu limite de capacidade (MARCHI *et al.*, 2010).

Para Shah e Winter ²(1968 apud NEVILLE, 1997), a curvatura desenvolvida pelo concreto na relação tensão *versus* deformação é decorrente da presença da interface entre o agregado/pasta de cimento, e o aparecimento de microfissuras. As microfissuras são, de acordo com Neville

² SHAH, S.P.; WINTER, G. Inelastic behaviour and fracture of concrete, Symp. On Causes, Mechanism, and Control of Cracking in concrete, ACI SP-20, pp. 5-28, 1968.

(1997), devidas às diferenças das propriedades mecânicas do agregado e da pasta de cimento, juntamente com os processos de retração e variações térmicas.

2.1 Efeito da aplicação de cargas

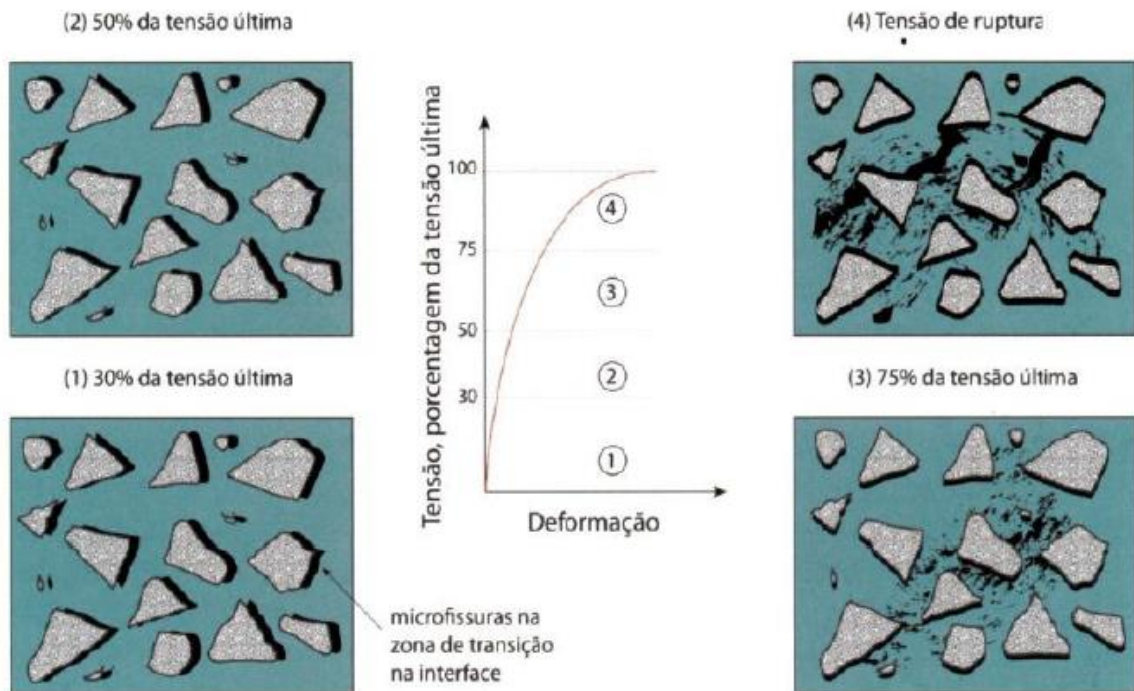
Macgregor e Hage³ (1977 apud BUCHAIM, 2001) reforçam que, mesmo antes da aplicação de cargas, nas zonas de contato entre os agregados e a pasta, há microfissuras com abertura menor que 10 μm e comprimento entre 3 e 13 mm. Após a aplicação de carga, a alteração na distribuição de tensões entre as duas fases, devido à ausência ou perda progressiva de aderência nas zonas de contato, ocasiona o aparecimento gradual de microfissuras no interior do concreto. Mesmo antes do carregamento, os agregados impedem a retração da pasta durante a hidratação, o que origina tensões autoequilibradas. As trações na interface agregado-matriz de cimento geram fissuras de aderência que pouco influenciam no comportamento do concreto.

Quando atua uma força de compressão sobre o concreto, inicialmente, as partículas de formação deste material são acomodadas. Se a força permanecer ao longo do tempo, a água capilar se movimentará por capilares mais finos, gerando tensões internas que provocam a deformação lenta através do fenômeno de fluência (OLIVEIRA; CARDOSO, 2018).

Mehta e Monteiro (2014) descrevem, com base na figura 4, as deformações divididas em quatro estágios distintos. Para Buchaim (2001), a curva σ (tensão) *versus* ϵ (deformação) é praticamente linear até aproximadamente 30% da resistência à compressão do concreto. A faixa de solicitação entre 0 e 30-50% da resistência é utilizada para a quantificação do módulo de elasticidade do concreto, por meio do coeficiente angular de uma reta aproximada sobre a curva tensão-deformação específica (MONTIJA, 2007). Já, de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2017) que define o método de ensaio para obtenção do módulo de elasticidade, a tensão de carregamento do ensaio é 30% da resistência à compressão do concreto.

³ MACGREGOR, J. G.; HAGE, S.E. Stability analysis and design of concrete frames. ASCE, Journal of the Structural Division, v. 103, n. ST10, p. 1953-1970, 1977.

Figura 4: Efeito do carregamento na deformação do concreto



(fonte: GLUCKLICH⁴ 1968 apud MEHTA; MONTEIRO, 2014, p. 90)

Inicialmente, há uma zona de proporcionalidade entre a tensão e deformação, caracterizando um comportamento elástico. Acima de 30% da carga última e com tensão crescente, as microfissuras presentes na zona de transição aumentam em quantidade, abertura e comprimento. Nesse instante, deixa de existir proporcionalidade entre a tensão e a deformação e a curva começa a se desviar sensivelmente de uma linha reta. Até aproximadamente 50% da tensão última, a fissuração da matriz é insignificante e existe um sistema estável de microfissuras na zona de transição (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

De acordo com Buchaim (2001), para tensões aplicadas maiores que (0,3 a 0,4) da resistência à compressão, as tensões na interface agregado-matriz de cimento e areia são superiores a sua resistência à tração e ao cisalhamento, formando-se novas fissuras que são chamadas de fissuras de aderência. Estas são estáveis e só se propagam com o aumento da carga. O nível de deformação interatômica devido às cargas entre 30% e 50% da resistência do concreto é suficiente para a ocorrência de deformação plástica, principalmente das partículas localizadas

⁴ GLUCKLICH, J., Proceedings of International Conference on the Structure of Concrete, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, U.K., p. 176-185, 1968.

na zona de transição; e elástica, basicamente nas partículas localizadas no interior da pasta ou dos agregados (MONTIJA, 2007).

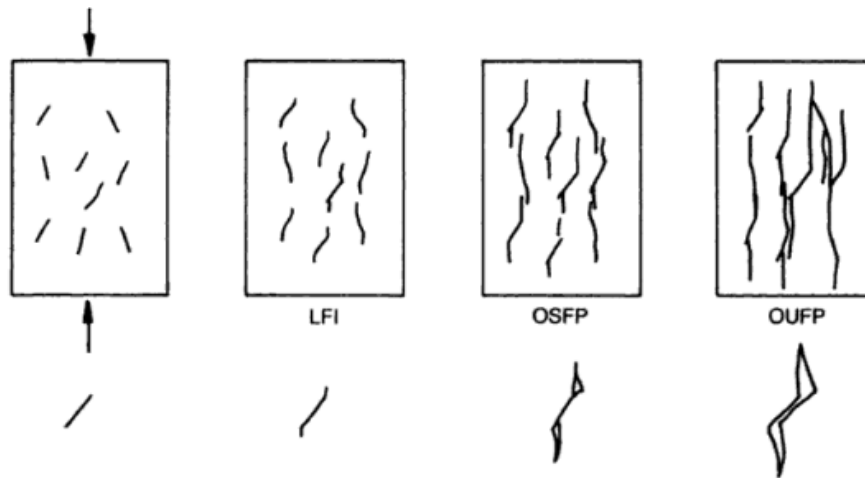
De acordo com Mehta e Monteiro (2014), entre 50% e 60% da carga última são formadas novas fissuras na matriz. No terceiro estágio de carregamento, com maior nível de tensão, até cerca de 75% da carga última, ocorre a propagação e proliferação das fissuras na matriz, fazendo a curva σ (tensão) x ϵ (deformação) se inclinar para a horizontal. Com tensão variando entre 75% e 80% da carga última, as fissuras passam a ter crescimento espontâneo sob tensão constante e o concreto se deforma até a ruptura. De acordo com Chen⁵ (1993 apud NEVILLE, 1997), a evolução de um sistema contínuo de fissuras reduz a quantidade de caminhos de suporte de carregamento, provocando o colapso da matriz.

Buchaim (2001) afirma que, para tensões aplicadas acima de (0,5 a 0,6) da resistência à compressão, a fissuração ocorre paralelamente à direção da carga, de forma estável e sem progressão sob carga constante. Para o autor, esse estágio é chamado de limite de continuidade.

Já Kotsovos e Pavlovic (1995) classificaram as fases de fraturamento do concreto em: Fissuração inicial (*Initial crack*), Início de fratura localizada (*Local fracture initiation - LFI*), Início da propagação estável da fratura (*Onset of stable fracture propagation - OSFP*) e Início da propagação instável da fratura (*Onset of unstable fracture propagation - OUFP*), conforme mostrado na figura 5.

⁵ CHEN, W. F. Concrete plasticity: macro-and microapproaches, Int. Journal of Mechanical Sciences, 35, No. 12, pp. 1097-109, 1993.

Figura 5: Estágios do processo de propagação de trincas na ruptura à compressão do concreto



(fonte: KOTSOVOS; PAVLOVIC, 1995, p. 49)

Segundo os autores, na primeira fase podem ser formadas fissuras em pontos isolados, além daquelas pré-existentes, que são estáveis e não se propagam. À medida que a carga é aumentada, as microfissuras, inicialmente estáveis, são ramificadas na direção do máximo esforço de compressão. Nesse processo, as ramificações tendem a aliviar as concentrações de deformação e, após a redistribuição de deformação, as fissuras isoladas permanecem estáveis durante novos aumentos de tensão. O início de tal comportamento deformacional foi chamado de início de fratura local (LFI).

O início de propagação estável da fratura (OSFP) se dá quando as ramificações da fissura começam a se propagar. Durante este estágio de propagação, cada fissura do sistema se estende de forma estável e, se a carga aplicada for mantida constante, o processo cessa. Na última fase, denominada de início de propagação instável da fratura (OUFP), o sistema de trincas se torna instável e a falha ocorre mesmo se a carga permanecer constante (KOTSOVOS; PAVLOVIC, 1995).

2.2 Tipos de módulo

De acordo com Santos *et al.* (2013), os módulos do concreto podem ser divididos em estáticos, em consequência do diagrama tensão-deformação não linear, e dinâmicos.

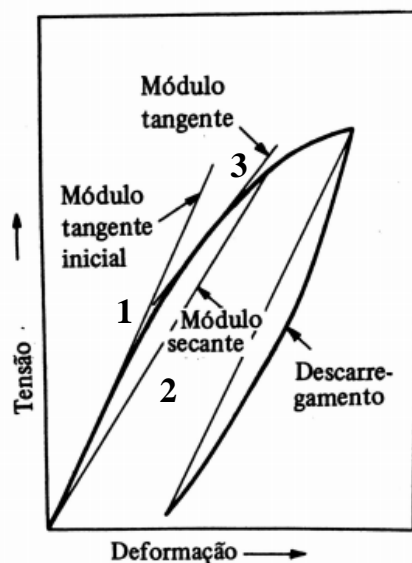
Ainda para Santos *et al.* (2013), os módulos estáticos são classificados em:

- **Módulo tangente na origem/inicial:** é dado pela declividade de uma linha traçada, em qualquer ponto, de forma tangente à curva tensão-deformação e ligada à origem do sistema;
- **Módulo secante:** corresponde à declividade de uma linha traçada da origem até o ponto da curva com tensão de 40% da carga de ruptura.
- **Módulo cordal/tangente:** é equivalente à inclinação de uma linha traçada entre dois pontos da curva tensão-deformação. É pouco utilizado na prática. Segundo Mehta e Monteiro (2014), a linha é traçada de um ponto que representa a deformação longitudinal de $50 \mu\text{m/m}$ até o ponto correspondente a 40% da carga última.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante (E_{cs}) para avaliar o comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal. Já o módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) pode ser utilizado para o cálculo das perdas de protensão.

A figura 6 apresenta os três tipos de módulo de elasticidade, sendo a declividade da primeira reta caracterizando o módulo tangente inicial, a declividade da segunda correspondendo ao módulo secante e a declividade da reta traçada tangente a qualquer ponto da curva tensão-deformação definida como o módulo cordal (módulo tangente).

Figura 6: Representação esquemática da relação entre tensão e deformação do concreto

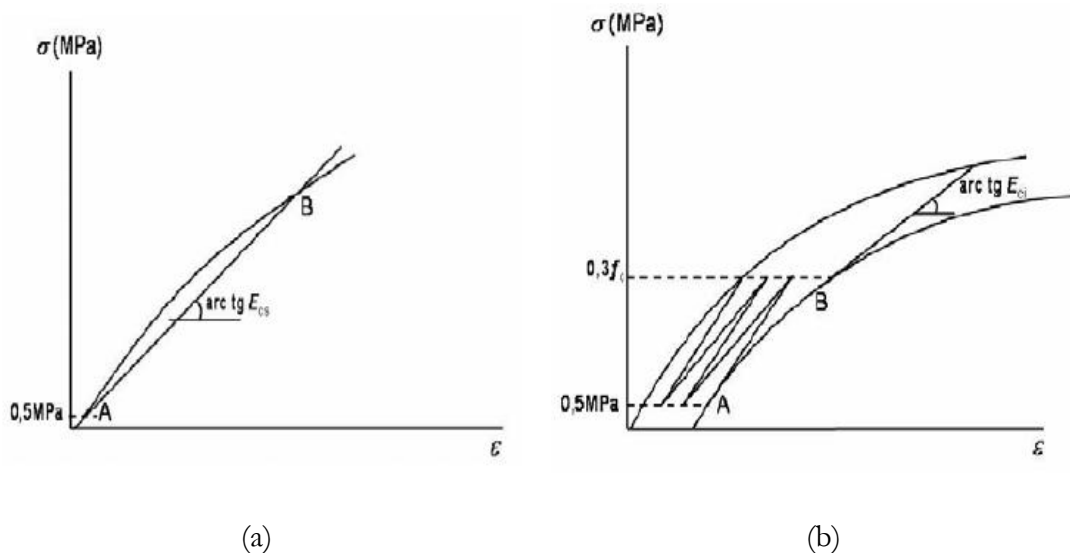


(fonte: NEVILLE, 1997, p. 414)

Pela NBR 8522 (ABNT, 2017), o módulo de deformação secante representa o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação específica, passando pelos pontos A e B, mostrados na figura 7.a, que correspondem à tensão de 0,5 MPa e a tensão considerada no ensaio, respectivamente.

Na figura 7.b é apresentado o módulo de elasticidade conhecido também como módulo de deformação tangente à origem ou inicial. Este equivale ao módulo de deformação secante ou cordal entre 0,5 MPa e 30 % da resistência última para o carregamento máximo estabelecido no método de ensaio.

Figura 7: a) Representação esquemática do módulo de deformação secante (E_{cs})
b) Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial (E_{ci})

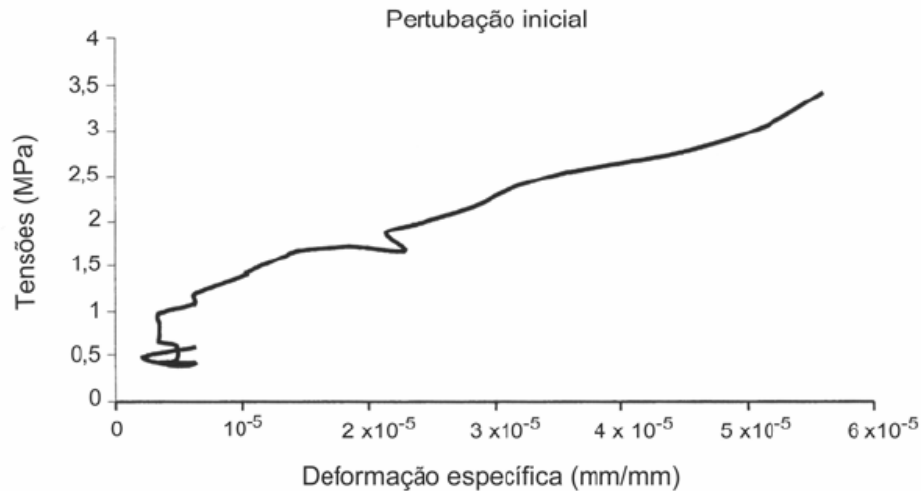


(fonte: NBR 8522, ABNT, 2017, p.2)

A NBR 8522 (ABNT, 2017), estabelece ainda que o módulo de elasticidade pode ser considerado um módulo de deformação quando se está trabalhando em regime elástico, ou seja, a 30% da carga.

De acordo com Neville (1997), nos ensaios de compressão, geralmente, aparece uma pequena concavidade para cima no início do carregamento devido ao fechamento de pequenas fissuras de retração pré-existentes. Por esse motivo, é adotada uma tensão ou deformação específica mínima para iniciar o traçado da curva, desconsiderando-se a perturbação inicial do processo. Essa perturbação é normalmente decorrente da instabilidade das máquinas de ensaio, imperfeições dos corpos de prova e da acomodação dos mesmos ao início do carregamento (MARCHI, 2011), como observado na figura 8.

Figura 8: Perturbação inicial no gráfico tensão-deformação



(fonte: PEREIRA NETO; DJANIKIAN FILHO⁶, 1995 apud BARBOSA, 2009, p. 31)

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, a NBR 8522 (ABNT, 2017) estabelece a aplicação, nos corpos de prova, de três ciclos de carga e descarga, justamente para contornar os efeitos causados pela perturbação inicial citada anteriormente.

Além dos módulos estáticos apresentados, existe o módulo dinâmico que, para Mehta e Monteiro (2014), está relacionado a uma deformação instantânea muito pequena, podendo ser dado, aproximadamente, pelo módulo tangente inicial.

O módulo de elasticidade dinâmico é determinado através de métodos não destrutivos (CABRAL, 2014). De acordo com Shehata⁷ (2005 apud GIDRÃO, 2015), esse módulo é relevante na avaliação do comportamento de estruturas submetidas a ações dinâmicas de diferentes naturezas e pode ser determinado por meio de ensaios ultrassônicos, dinâmicos e acústicos.

Para Bastgen e Hermann⁸ (1977 apud NEVILLE, 1997), não há tensão significativa quando se trata do módulo dinâmico. Assim, não é induzida microfissuração no concreto, fazendo com

⁶ PEREIRA NETO, P. M.; DJANIKIAN FILHO, J.G. Algumas características do módulo de elasticidade de concretos de alta resistência. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 37º Anais, Goiânia, 1995, V.1.

⁷ SHEHATA, L. D. Deformações Instantâneas do Concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.) Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005. p. 633-654.

⁸ BASTGEN, K.J.; HERMANN, V. Experience made in determining the static modulus of elasticity of concrete, *Materials and Structures*, 10, No 60, pp. 357-64, 1977.

que a deformação associada ao módulo seja quase que puramente elástica. Por esse motivo, o módulo dinâmico é considerado igual ao módulo tangente inicial determinado no ensaio estático e é consideravelmente maior do que o módulo secante obtido por carregamento de corpos de prova.

O módulo tangente inicial é maior comparando-o ao secante ou a qualquer outro tangente em função da forma da curva. Dessa forma, é esperado que os módulos estáticos sejam menores do que os módulos calculados através dos métodos dinâmicos (VOGT, 2006).

Mehta e Monteiro (2014) afirmam que para os concretos de alta, média e baixa resistência, o módulo dinâmico é, em geral, 20, 30 e 40 % maior do que o módulo de elasticidade estático, respectivamente. Segundo Vogt (2006), a razão entre o módulo tangente e o dinâmico é, aproximadamente, 0,5 para os concretos com baixa resistência, e cerca de 0,8 para concretos mais resistentes. Os valores próximos encontrados para concretos de alto desempenho se devem à qualidade da zona de transição dos mesmos.

A zona de transição dos concretos de alta resistência, de acordo com Aitcin ⁹(1990 apud PEREIRA NETO; DJANIKIAN, 1995) e Larbim e Bujen ¹⁰(1990 apud PEREIRA NETO; DJANIKIAN, 1995) não é tão porosa e cristalizada como nos concretos de resistência normal, por apresentar C-S-H denso e amorfo que ocupa os espaços vizinhos do agregado. As quantidades de hidróxido de cálcio, poros e etringita são praticamente eliminadas, reduzindo a heterogeneidade da zona de transição. Além disso, há uma densificação e homogeneização geral de toda estrutura da pasta de cimento hidratada.

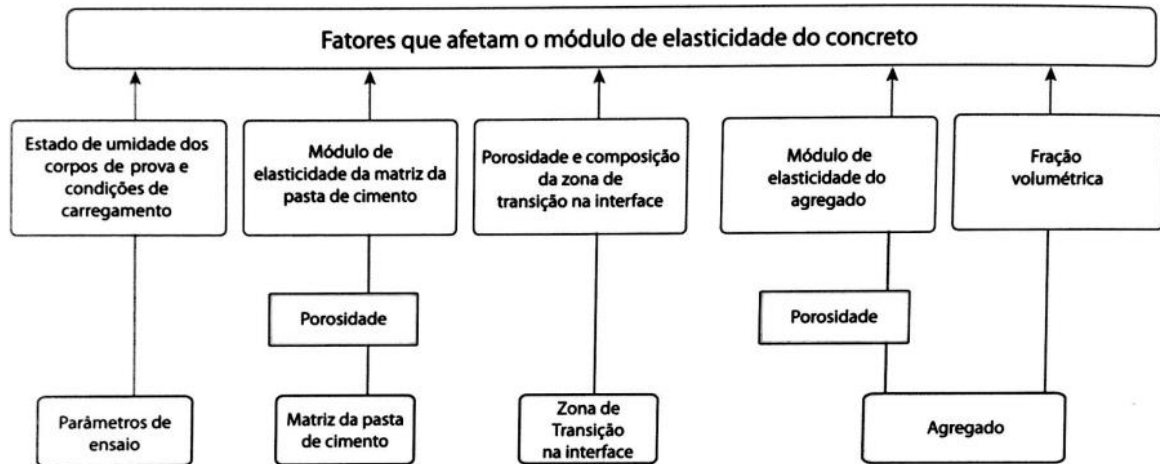
2.3 Fatores que influenciam no módulo de elasticidade

Na figura 9 é possível observar que tanto os parâmetros de ensaio quanto as propriedades dos materiais utilizados nos concretos são fatores que influenciam no módulo de elasticidade de concretos.

⁹AITCIN, P. C. Aggregates for high-strength concrete. In: RILEM COMMITTEE TC 115 HSC. Draft Report, 1990.

¹⁰LARBIM, J. A.; BUJEN, J.M.J.M Orientation of calcium hidroxida at the Portland cement paste-aggregate interface in mortars in the presence of silica fume: a contribution. Cement and Concrete Research, v. 20, p. 461-70, 1990.

Figura 9: Fatores que influenciam no módulo de elasticidade do concreto



(fonte: MEHTA; MONTEIRO, 2014, p. 98)

Tanto a zona de transição quanto a pasta de cimento hidratada são porosas e heterogêneas. Ambas contribuem para as propriedades do concreto e dependem do processo de hidratação, da natureza dos produtos hidratados e do arranjo microestrutural. Essas características são influenciadas pela composição do cimento, relação água/cimento, adições e das condições de cura (PEREIRA NETO; DJANIKIAN, 1995).

Para Mehta e Monteiro (2014), as microfissuras, os vazios capilares e os cristais orientados de hidróxido de cálcio são mais comuns na zona de transição do que na matriz da pasta. Os mesmos autores afirmam que, independentemente da dosagem e tempo de cura, as amostras de concreto ensaiadas em condições úmidas apresentam módulo cerca de 15% superior ao módulo obtido com amostras ensaiadas na condição seca. Hashin e Monteiro¹¹ (2002 apud MONTIJA, 2007) recomendam a estimativa do módulo de elasticidade da zona de transição em 50% do valor atingido pela pasta de cimento. A redução da relação água/aglomerante, segundo Rohden (2011), promove menor afastamento dos grãos de aglomerante, menos água livre e menor porosidade da matriz e da zona de transição, diminuindo-se, assim, o espaço para o crescimento de cristais de hidróxido de cálcio.

O consumo de cimento apenas fornece maior módulo de deformação se o abatimento do concreto for mantido constante. Isso só acontece com a diminuição da relação água/cimento

¹¹ HASHIN, Z.; MONTEIRO, P.J.M An inverse method to determine the elastic properties of the interphase between the aggregate and the cement paste. Cement and Concrete Research, vol. 32, p.1291-1330, 2002.

que faz a pasta apresentar maior qualidade em termos de rigidez. O aumento do consumo de cimento pela demanda de fluidez, gera significativa diferença de custo, porém o módulo de deformação do concreto diminuirá acentuadamente, mesmo que a resistência à compressão não apresente mudança significativa. Dessa forma, é possível afirmar que o módulo de deformação depende do teor de materiais secos, ou seja, da fração volumétrica das fases que compõem o concreto (MONTIJA, 2007).

De acordo com Girardi (2018), considerando concretos de mesma resistência, o módulo será maior quanto menor o volume de pasta ou quanto maior o volume representado pelo esqueleto granular. “Quanto ao módulo de elasticidade do concreto, constatou-se que o mesmo é uma ponderação entre o módulo da rocha e da argamassa.” (ROHDEN, 2015, p. 165). De acordo com Montija (2007, p. 210), o módulo de elasticidade:

[...] é uma propriedade mais propriamente contributiva e interativa, exercida através das deformações elásticas de cada umas das frações contribuintes. Por isso, quanto maior a fração contribuindo com mais rigidez, maior a tendência do todo ser mais rígido.

Cabral (2014) comenta que, além dos fatores citados, o tipo e quantidade de cimento e agregado, a massa específica, a fração volumétrica, o módulo de deformação dos componentes e, principalmente, a consistência do concreto influenciam no módulo de elasticidade. Para este autor, os concretos de consistência plástica apresentam maiores módulos do que os concretos autoadensáveis por possuírem menor quantidade de argamassa, adicionando-se mais água e sem o uso de aditivo.

A porosidade do agregado, umas das características que mais afetam o módulo de elasticidade do concreto, determina a sua rigidez, que é responsável por restringir a capacidade de deformação da matriz. Em geral, quanto maior a quantidade de agregados graúdos com elevado módulo de elasticidade, maior será o módulo de elasticidade do concreto (SANTOS *et al.*, 2013).

Lenz *et al.* (2017) concluíram que o aumento da relação agregados secos/cimento (m) fornece um material com menor porosidade. O incremento do esqueleto granular proporciona densificação já que, em geral, a rocha que forma agregados é menos porosa que a matriz de cimento dos concretos convencionais.

Montija (2007) revela que os agregados de um único concreto podem ter origens mineralógicas distintas e, assim, apresentar composições químicas próprias e independentes daquelas apresentadas pela pasta de cimento. Os agregados mais comuns em dosagens de concretos estruturais são mais resistentes e menos deformáveis que a pasta de cimento endurecida.

Nos agregados, a microporosidade intrínseca à rocha-matriz é tão importante quanto a distribuição granulométrica dos agregados que causarão a macroporosidade, a qual a pasta de cimento deve preencher. Montija (2007, p. 50) afirma que “[...] a composição granulométrica de cada tipo de agregado que gerar a menor porosidade a ser preenchida com pasta de cimento tenderá a fornecer o compósito mais rígido.”

Rohden (2011), afirma que, para concretos com baixo consumo de água, a diminuição da dimensão máxima característica do agregado graúdo, aumenta a resistência à compressão e, conseqüentemente, o módulo de elasticidade. No entanto, o empacotamento granular é melhorado ao se aumentar a dimensão máxima característica do agregado graúdo, pois aumenta-se a relação entre a maior e a menor partícula da distribuição granulométrica. Portanto, o uso de agregados com maior dimensão máxima característica permite a dosagem de concretos com teores elevados de agregado graúdo que acaba por elevar o módulo de elasticidade.

Porém, em concretos dosados para abatimento constante, há diminuição do módulo de elasticidade com o aumento do teor de agregados. Segundo Helene, Monteiro e Kang (1993), a explicação vem do fato de que, com o aumento na quantidade de agregados é necessário um fator a/c maior para manter um abatimento constante, o que resulta em uma pasta de cimento mais fraca e menos rígida, diminuindo o valor do módulo de elasticidade.

Enquanto a resistência à compressão depende da propagação das fissuras, o módulo de deformação depende mais das falhas ou descontinuidades de rigidez no todo. Assim, é possível concluir que dois concretos, com diferente quantidade de pasta (concretos com mesma relação a/c e consistência diferentes) e mesma qualidade, terão a mesma resistência, mas módulo de deformação distintos. O concreto com maior quantidade de pasta apresentará maior quantidade de descontinuidades de rigidez (MONTIJA, 2007).

Djanikian Filho (2010) conclui que tanto o módulo de elasticidade quanto a resistência de concretos melhoram com o enriquecimento da mistura, mantendo-se as proporcionalidades,

garantindo-se trabalhabilidade, aumentando-se o teor de cimento e reduzindo-se o fator água/cimento.

2.4 Predição do módulo

O módulo de deformação do concreto pode ser estimado por meio de fórmulas apresentadas pela bibliografia existente, como também pela normalização vigente. Os modelos teóricos para a predição do módulo baseiam-se na verificação, sobretudo, da estimativa de deformações.

Há inúmeras relações empíricas, dadas por equações, para aproximar o módulo de elasticidade de concretos. A maioria dessas relações utiliza a massa unitária do concreto e a resistência à compressão de projeto como parâmetros de entrada para prever o módulo de elasticidade, enquanto que outros modelos desenvolvidos usam o módulo elástico da pasta de cimento e agregado graúdo como entrada. As equações empregadas indicam que concretos com maior massa unitária e resistência à compressão apresentam maior módulo de elasticidade, considerando-se os fatores de correção para o tipo de agregado graúdo adotado (TIBBETTS *et al.*, 2018).

Frequentemente, o módulo de elasticidade é formulado por códigos nacionais e internacionais como função apenas da resistência à compressão (BAYADIZI *et al.*, 2014; DJANIKIAN FILHO, 2010). Aguilari *et al.*¹ (2006 apud GIRARDI, 2018), concluem que as equações para avaliação do módulo do concreto são uma aproximação, podendo apresentar erros grosseiros, principalmente por levarem em conta apenas este fator, desconsiderando qualquer outra variável.

Araújo (2000) salienta que a dispersão entre os resultados experimentais e os modelos propostos é muito grande. Assim, qualquer formulação que correlaciona o módulo de deformação com a resistência à compressão do concreto serve apenas como uma estimativa do seu valor real.

Segundo Marchi (2011), há uma tendência de se aumentar a resistência média do concreto com o objetivo de atender as especificações impostas para o módulo de deformação. No entanto, essa prática encarece o concreto sem que haja garantia do atendimento à propriedade, uma vez que não são diretamente proporcionais.

A evolução das equações da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 1978; ABNT, 2003; ABNT, 2007; ABNT, 2014) para previsão do módulo de elasticidade e de deformação, baseadas na resistência à compressão do concreto e no tipo de agregado graúdo, é apresentada na tabela 1.

Tabela 1: Evolução da equação normativa da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Ano	Módulo de elasticidade (E_{ci})	Módulo de deformação (E_{cs})
1978	$E_{ci}=6600 \times \sqrt{f_{ck}+3,5}$	$E_{cs}=0,90 \times E_{ci}$
2003 e 2007	fck ≤ 50 MPa $E_{ci}=5600 \times \sqrt{f_{ck}}$	$E_{cs}=0,85 \times E_{ci}$
2014	20 ≤ fck ≤ 50 MPa $E_{ci}=\alpha_e \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}}$ 55 ≤ fck ≤ 90 MPa $E_{ci}= 21,5 \times 10^3 \times \alpha_e \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}$ Onde: $\alpha_E=1,2$ para basalto e diabásio $\alpha_E=1,0$ para granito e gnaisse $\alpha_E=0,9$ para calcário $\alpha_E=0,7$ para arenito	$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$ Onde: $\alpha_i=[0,8+0,2 \times \left(\frac{f_{ck}}{80}\right)]$

Onde: E_{ci} =módulo de elasticidade; E_{cs} = módulo de deformação secante; f_{ck} =resistência característica à compressão; f_{cm} =resistência média à compressão; α_i =razão entre E_{cs}/E_{ci} ; α_E =coeficiente de correção em função do tipo de agregado graúdo.

(fonte: dados obtidos da NBR 6118 (ABNT, 1978; ABNT, 2003; ABNT, 2007 e ABNT, 2014))

Na tabela 2 são apresentadas diferentes classes de resistência de concreto e os respectivos valores do módulo de deformação secante para as diferentes versões da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 2: Módulo de deformação secante para concretos com diferente classe de resistência

Classe de resistência	E_{cs} (MPa) NBR 6118:1978	E_{cs} (MPa) NBR 6118:2003	E_{cs} (MPa) NBR 6118:2014	
			Basalto e diabásio - $\alpha_E=1,2$	Arenito - $\alpha_E=0,7$
C20	28795,22	21287,37	25544,84	14901,16
C25	31710,92	23800,00	28980,00	16905,00
C30	34380,24	26071,59	32206,09	18786,88
C35	36856,73	28160,54	35283,50	20582,04
C40	39176,99	30104,88	38250,91	22313,03
C45	41367,31	31931,05	41134,71	23995,25
C50	43447,35	33658,28	43953,76	25639,69

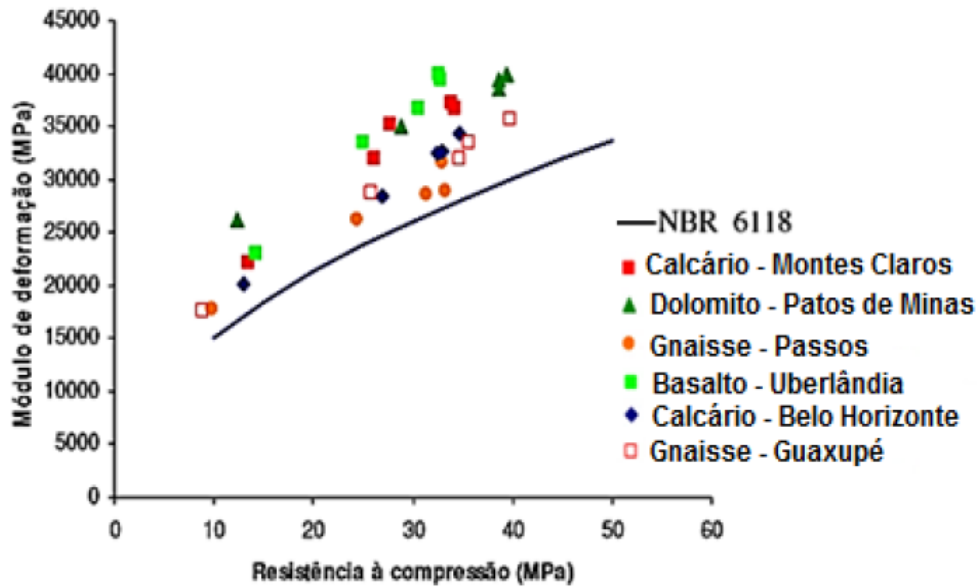
(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Na normativa atual, o módulo de elasticidade é obtido com equações distintas para duas faixas de resistência. Além disso, o tipo de agregado é incorporado ao modelo na forma de um coeficiente, denominado de α_E .

Inúmeros estudos foram realizados a fim de verificar a compatibilidade entre os resultados experimentais e os estimados diretamente pelas equações da tabela 1.

Alhadas (2008) avaliou a influência de quatro tipos de agregados graúdos com diferentes origens mineralógicas, provenientes de seis cidades do Estado de Minas Gerais, na resistência à compressão e módulo de deformação do concreto. A análise comparativa dos valores de módulo de deformação obtidos com as equações da NBR 6118 (ABNT, 2003) revelou que as formulações subestimaram os módulos experimentais, sendo, dessa forma, seguras e conservativas conforme mostrado na figura 10.

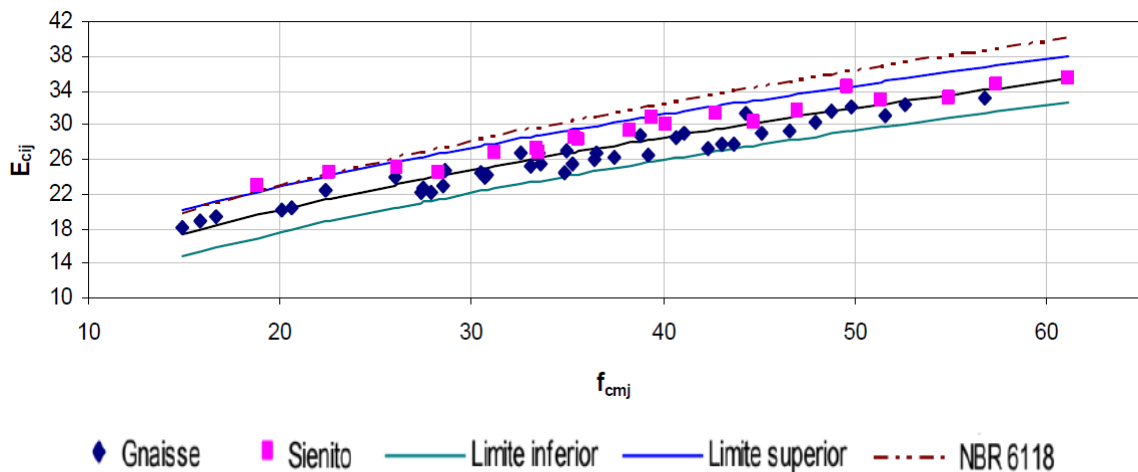
Figura 10: Comparação com a NBR 6118 (ABNT, 2003) *versus* concretos de Minas Gerais



(fonte: GIRARDI, 2018 adaptado de ALHADAS, 2018, p.119)

Em contrapartida, com a investigação da resistência e do módulo de elasticidade de concretos fornecidos por diferentes concreteiras do Rio de Janeiro, foi constatado que a equação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2003) superestimava o valor do módulo de elasticidade dos concretos produzidos no Rio de Janeiro conforme apresentado na figura 11 (NUNES, 2005).

Figura 11: Comparação com a NBR 6118 (ABNT, 2003) *versus* concretos do Rio de Janeiro

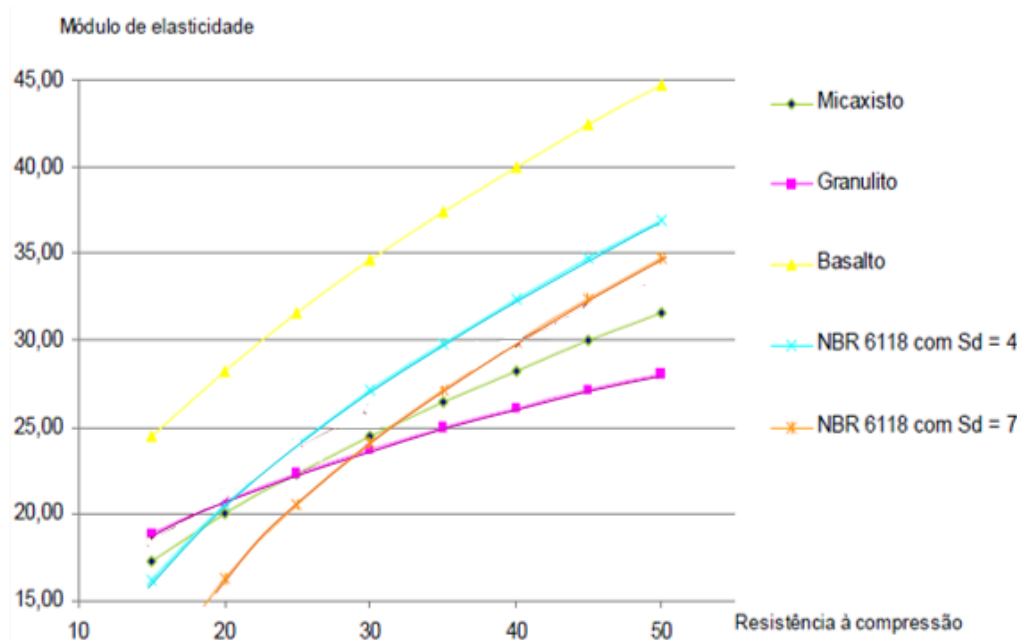


(fonte: NUNES, 2005, p.102)

Os estudos na região de Goiânia, de Barbosa (2009), revelaram que o tipo de agregado graúdo é o fator que mais influencia sobre o módulo tangente inicial do concreto. Na figura 12, é apresentada a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão de concretos

compostos por micaxisto, granito e basalto. Vale ressaltar que apenas o basalto apresentou resultados superiores aos obtidos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003).

Figura 12: Correlação entre a resistência à compressão *versus* módulo de elasticidade de concretos com três agregados graúdos de Goiânia e a NBR 6118 (ABNT, 2003)



(fonte: Adaptado de BARBOSA, 2009, p.101)

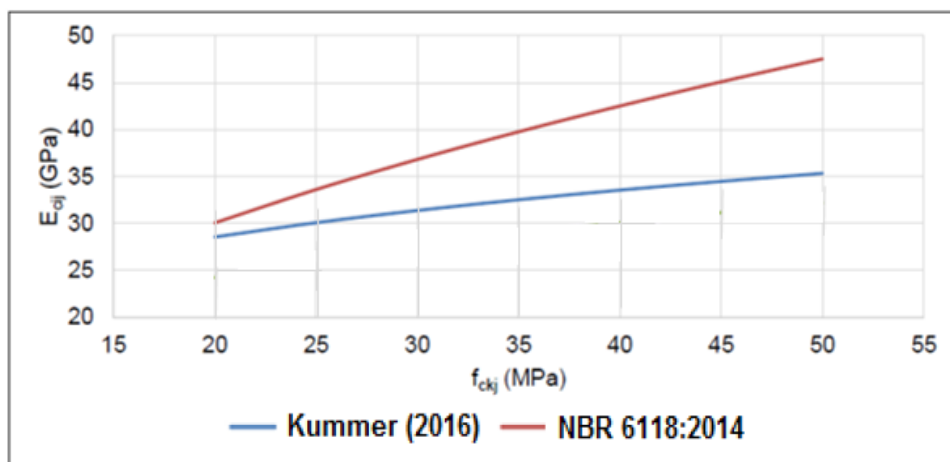
Martins (2008) comprovou que, para os concretos usinados produzidos em Goiânia e compostos por rocha granítica, a NBR 6118 (ABNT, 2003) forneceu valores superestimados em relação aos módulos obtidos experimentalmente para as resistências de 25, 30 e 40MPa. Segundo o autor, a diferença no valor dos módulos foi mais significativa para a maior classe de resistência.

Bauer, Pereira e Leal (2019) avaliaram a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de concretos coletados diretamente da usina de duas concreteiras do Distrito Federal. Além do concreto C30, adotado como referência, foram analisados concretos da classe C20 e C40. Os resultados dos ensaios realizados revelaram que houve grande diferença nas propriedades estudadas, apesar de os concretos estarem enquadrados na mesma classe de resistência. Observou-se que, quando calculado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), o módulo de elasticidade é subestimado até a resistência à compressão de 45MPa e superestimado quando acima deste valor.

De acordo com Marchi (2011), é provável o não atendimento ao valor do módulo de elasticidade previsto em projeto quando for utilizado o modelo empírico proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2007). O trabalho do autor apontou uma probabilidade de 7,5% dos resultados estarem abaixo do especificado pela norma para o fck de 25MPa e de 10,4% para o fck de 30 MPa.

A análise da relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de concretos, em diferentes idades, produzidos em uma central dosadora de Lajeado/RS revelou que a equação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014) superestimou o módulo dos concretos dosados no laboratório, principalmente para as resistências mais elevadas. A diferença entre os valores chegou a 25% para os concretos com fck de 50MPa (KUMMER, 2016). A figura 13 apresenta os resultados obtidos.

Figura 13: Comparativo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) *versus* concretos de Lajeado/RS



(fonte: Adaptado de KUMMER, 2016, p.61)

Em oposição, Gidrão (2015) afirma que, embora as estimativas empíricas não considerem os fatores como a zona de transição, fração volumétrica e módulo de elasticidade dinâmico individual dos materiais da mistura, estas são precisas e satisfatórias, principalmente no caso da NBR 6118 (ABNT, 2014), com uma relação média entre o valor estimado e o valor real de 1,025.

No âmbito internacional, segundo Girardi (2018), os modelos empíricos utilizados para estimar o módulo são apresentados no EUROCODE-2 (2005), no fib Model Code (2010) e na ACI 318 (2014) e encontram-se na tabela 3. Estes levam em conta a resistência à compressão para estimar o módulo de deformação e de elasticidade do concreto. Além disso, para os dois

primeiros modelos citados, é utilizado um fator de correção que depende do agregado graúdo da mistura. Os modelos matemáticos são, geralmente, definidos em função da resistência característica à compressão e não da resistência média aos 28 dias.

Tabela 3: Equações normativas internacionais para o módulo de deformação e de elasticidade

Norma	Módulo de elasticidade (E_{ci})	Módulo de deformação (E_{cs})
EUROCODE-2 (2005)	$12 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $E_{ci} = 23,1 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)^{0,3}$ Onde: $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse $\alpha_E = 0,9$ para calcário $\alpha_E = 0,7$ para arenito	$E_{cs} = 22 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$ - Determinado a $0,4f_{cm}$
fib Model Code (2010)	$12 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $E_{ci} = 21,5 \times \alpha_e \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)^{0,3}$ Onde: $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse $\alpha_E = 0,9$ para calcário $\alpha_E = 0,7$ para arenito	$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$ Onde: $\alpha_i = \left[0,8 + 0,2 \times \left(\frac{f_{ck}}{88}\right) \right]$
ACI 318 (2014)	$E_{ci} = 5170 \times \sqrt{f_{ck}}$ - Determinado a $0,45f_c$	$E_{cs} = 4700 \times \sqrt{f_{ck}}$

Onde: E_{ci} =módulo de elasticidade; E_{cs} = módulo de deformação secante; f_{ck} =resistência característica à compressão; f_c = resistência à compressão do concreto; f_{cm} =resistência média à compressão aos 28 dias; α_i =razão entre o módulo de deformação secante e o módulo de elasticidade; α_E =coeficiente de correção em função do tipo de agregado graúdo.

(fonte: GIRARDI, 2018, p. 116)

Alhadas (2008) afirma que os valores do módulo de deformação obtidos por meio das equações normativas da NBR 6118 (ABNT, 2003), do ACI 318 (2005), EUROCODE (2004) e do CEB

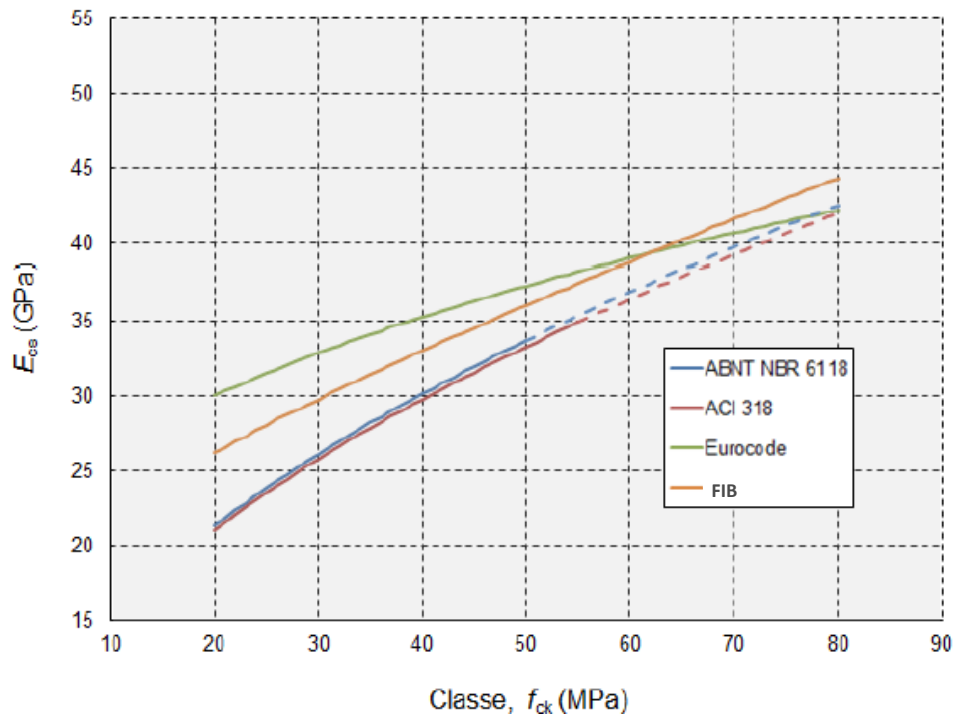
(1990) são conservativas e seguras por terem estimado valores inferiores aos medidos para os concretos estudados.

O estudo de Arruda (2013) revelou que as equações presentes nas normas NBR 6118 (ABNT, 2007) e ACI 318 (2011) tiveram valores inferiores aos experimentais e próximos entre si. A EUROCODE (2004) estimou todos os valores muito acima dos resultados experimentais e das outras equações. Por último, a equação proposta pela FIB (2010) apresentou valores de módulo que mais se aproximaram dos resultados encontrados.

Rohden (2011) constatou que o modelo da EUROCODE (2004) apresentou valores superiores aos encontrados nos experimentos e aos demais modelos. Segundo o autor, tanto a NBR 6118 (ABNT, 2007) e a ACI 318 (2005) fornecem uma boa estimativa dos valores médios experimentais. No entanto, à medida que a resistência aumenta, estes modelos tendem a fornecer valores superestimados.

A comparação entre os métodos propostos pelas normas internacionais e a NBR 6118 (ABNT, 2014) para a estimativa do módulo de deformação secante de diferentes classes de concreto revelou que tanto o ACI 318 (2011) quanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) conduzem a valores de módulo com a mesma ordem de grandeza. Por outro lado, o fib Model Code (2013) e o EUROCODE (2004) apresentaram valores superiores, de acordo com o mostrado na figura 14 (BILESKEY, 2016).

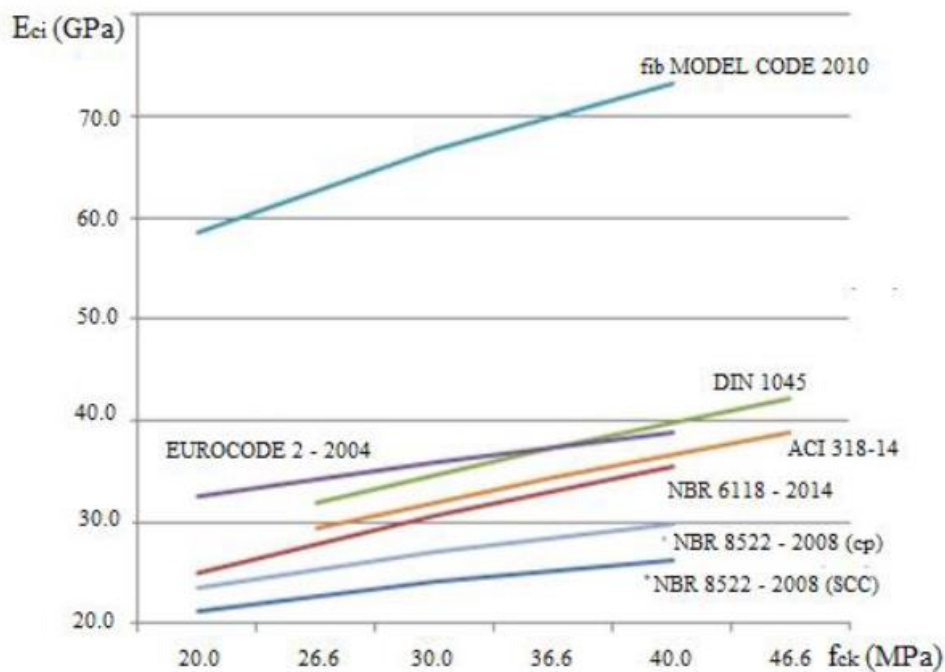
Figura 14: Módulo de elasticidade Estático Tangente Inicial de acordo com os modelos de previsão aos 28 dias



(fonte: BILESKY, 2016, p.34)

Cabral; Monteiro e Helene (2014) revelaram que os resultados fornecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e a EUROCODE (2004) superestimam os da NBR 8522 (ABNT, 2008) tanto para os concretos autoadensáveis (CAA) como para os concretos plásticos (CP). A norma americana ACI 318 (2014) superestima os resultados em comparação às normas brasileiras, porém apresenta os valores mais próximos dos demais modelos de previsão. O modelo da fib Model Code (2010) mostrou-se com maior diferença nos valores em relação aos outros modelos. A figura 15 apresenta a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade para os diferentes modelos estudados pelos autores.

Figura 15: Módulo de elasticidade Estático Tangente Inicial de acordo com os modelos de previsão aos 28 dias



(fonte: CABRAL; MONTEIRO; HELENE; 2014, p. 154)

Muitas equações recomendadas pelos códigos usam a resistência à compressão especificada em projeto para o cálculo do módulo, porém esta é estaticamente menor do que a resistência média à compressão medida real e, conseqüentemente, o módulo de elasticidade é subestimado (TIBBETTS *et al.*, 2018).

Em contrapartida, algumas equações levam em consideração a deformação dos constituintes do concreto como a argamassa, o agregado graúdo e a zona de transição, na conhecida modelagem micromecânica.

A micromecânica é uma teoria que estabelece relações entre o comportamento macroscópico do material compósito e sua microestrutura. Busca-se com esta teoria determinar as propriedades elásticas do compósito, relacionando-as às propriedades elásticas das fases e suas respectivas frações em volume (BARBOSA, 2010, p.6).

Barbosa (2010) adotou os modelos de Mori-Tanaka e de três fases para analisar o concreto. Os resultados obtidos pela modelagem micromecânica comprovaram que a expressão proposta pela CEB (1990) se ajustou bem aos dados experimentais, sobretudo para os concretos com maior resistência à compressão. As equações apresentadas pelas NBR 6118 (ABNT, 2003) e ACI 318 (1995) mostraram-se conservadoras e com módulos inferiores aos valores

experimentais para os concretos com resistência intermediária. No entanto, para o concreto de 45 MPa, geraram valores superiores, havendo inversão no comportamento.

Diante do que foi apresentado, com base nos estudos sobre o assunto, é possível constatar que as equações, tanto nacionais quanto internacionais, podem ou não ser coerentes com o comportamento experimental. Quando a NBR 6118 (ABNT, 2014) subestima o módulo de elasticidade do concreto, está à favor da segurança, no entanto, ao superestimar essa propriedade, a segurança estrutural é reduzida. Essa divergência pode conduzir a grandes deformações nas estruturas, de forma a comprometer sua estabilidade, como também elevar o custo do concreto com o objetivo de aumentar a resistência média que não, necessariamente, vá atender às exigências quanto ao módulo de elasticidade.

3. LEVANTAMENTO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS NA BIBLIOGRAFIA E COMPARAÇÃO COM AS EQUAÇÕES DE PREVISÃO DO MÓDULO CONFORME NBR 6118:2014

No quadro 1 são apresentadas informações referentes à pesquisas sobre o módulo de deformação de concretos quanto a seu resultado experimental e a formulação proposta pelas diferentes versões normativas. Foram analisados os resultados fornecidos pela normativa adotada nos respectivos trabalhos e pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Quadro 1: Análise comparativa de estudos realizados sobre o módulo de elasticidade por diversos autores

Autor	Agregado graúdo	Cimento	Resistência Característica	Norma original e relação com o módulo medido (Ecs)	NBR 6118:2014 e relação com o módulo medido
Ferrari (1995)	- Calcário	CP III -32 CP II-E 40 CPV-ARI	$45 \leq f_{ck} \leq 60$ MPa	NBR 6118:1980 Superestima	Superestima a partir de 50 MPa e subestima a partir de 40 MPa
	-Gnaisse	CP II-E 40 CPV-ARI	$65 \leq f_{ck} \leq 70$ MPa	NBR 6118:1980 Superestima	Superestima
Nunes (2005)	- Gnaisse e Sienito (Rio de Janeiro - RJ)	CP III 40 RS CP III RS	$20 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa $f_{ck}=0,835f_{cm}$	NBR 6118:2003 Superestima	Superestima
Pacheco (2006)	- Granito (Vitória - ES)	CP III-40 RS	$25 \leq f_{ck} \leq 45$ MPa	NBR 6118:1978 Superestima NBR 6118:2003 Superestima e subestima	Superestima a partir de 25 MPa e subestima a partir de 25 MPa
Martins (2008)	- Granito (Goiânia-GO)	CP II-F 32	$25 \leq f_{ck} \leq 40$ MPa	NBR 6118:2003 Amostras de 10x20cm Superestima	Amostras de 10x20cm Superestima
	- Granito (Goiânia-GO)	CP II-F 32	$25 \leq f_{ck} \leq 40$ MP	NBR 6118:2003 Amostras de 15x30cm	Amostras de 15x30cm Superestima

				Superestima	
Alhadas (2008)	- Calcário	CP III 40 RS	C30	NBR 6118:2003 Subestima	Subestima
	- Gnaisse	CP III 40 RS	$25 \leq f_{ck} \leq 35$ MPa	NBR 6118:2003 Subestima	Subestima
	- Basalto	CP III 40 RS	C30	NBR 6118:2003 Subestima	Subestima
	- Dolomito	CP III 40 RS	C35	NBR 6118:2003 Subestima	Subestima
Barbosa (2009)	- Granulito (Goiânia-GO)	CP II-F 32	$20 \leq f_{ck} \leq 55$ MPa	NBR 6118:2003 Superestima	Superestima
	- Basalto (Goiânia-GO)	CP II-F 32	$20 \leq f_{ck} \leq 40$ MPa	NBR 6118:2003 Subestima	Subestima até 20 MPa
	- Micaxisto (Goiânia-GO)	CP II-F 32	$28 \leq f_{ck} \leq 47$ MPa	NBR 6118:2003 Superestima	Superestima
Marchi (2011)	- Granito	CP V ARI RS	$25 \leq f_{ck} \leq 35$ MPa	NBR 6118:2007 Subestima abaixo de 30 MPa	Subestima
Leal (2012)	- Calcário (Brasília-DF)	CP V – ARI	$15 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa Sd=4MPa	NBR 6118:2007 Subestima e superestima	Subestima
Almeida (2012)	- Gnaisse	CP III 40	$25 \leq f_{ck} \leq 45$ MPa Sd=3MPa	NBR 6118:2003 Superestima	Subestima
Arruda (2013)	- Basalto – Uberlândia	CP II-E 32	$25 \leq f_{ck} \leq 50$ MP	NBR 6118:2007 Subestima	Subestima
	- Basalto – Uberaba	CP II-E 32	$35 \leq f_{ck} \leq 45$ MPa	NBR 6118:2007 Subestima	Subestima
	- Dolomito – Pato de Minas	CP II-E 32	$25 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa	NBR 6118:2007 Subestima	Subestima

Cabral; Monteiro e Helene (2014)	- Granito (São Paulo-SP)	CP II-E 40	$20 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa	NBR 6118:2014 Superestima	
Kummer (2016)	- Basalto (Lajeado-RS)	CP II-F 40	$20 \leq f_{ck} \leq 40$ MPa	NBR 6118:2014 Superestima	
Bilesky (2016)	- Calcário (São Paulo-SP)	CP II-E 40	$15 \leq f_{ck} \leq 75$ MPa	Subestima até 50 MPa	
	- Diabásio (São Paulo-SP)	CP II-E 40	$20 \leq f_{ck} \leq 80$ MPa	Superestima	
	- Granito (São Paulo-SP)	CP II-E 40	$20 \leq f_{ck} \leq 80$ MPa	Superestima acima de 40 MPa	
Santos <i>et al.</i> (2017)	- Basalto – Uberlândia	CP II-E 32	$25 \leq f_{ck} \leq 50$ MP	NBR 6118:2007 Subestima	Subestima
	- Basalto – Uberaba	CP II-E 32	$35 \leq f_{ck} \leq 45$ MPa	NBR 6118:2007 Subestima	Subestima
	- Dolomito – Pato de Minas	CP II-E 32	$25 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa	NBR 6118:2007 Subestima	Subestima
Girardi (2018)	Basalto	CP V ARI	$10 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa	Superestima acima de 35 MPa	
	Diabásio	CP V ARI	$40 \leq f_{ck} \leq 45$ MPa	Superestima	
	Granito	CP V ARI	$40 \leq f_{ck} \leq 45$ MPa	Superestima	

Onde: a/c = relação água/cimento; f_c =resistência à compressão; f_{cm} =resistência média à compressão; f_{ck} =resistência característica à compressão; E_{ci} =módulo de elasticidade; E_{cs} = módulo de deformação secante.

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

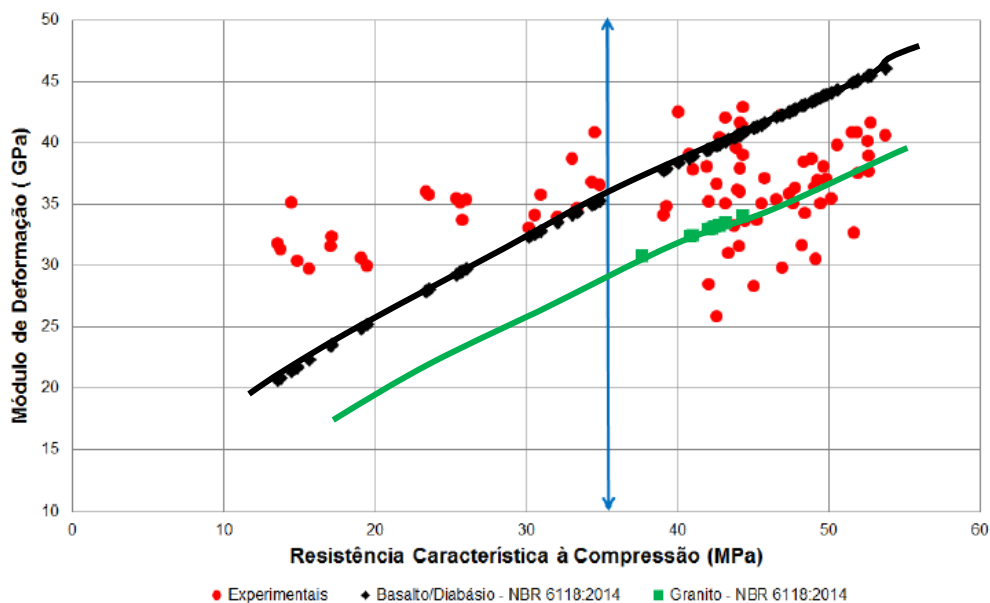
Como observado no quadro 1, os estudos envolvendo concretos com resistência superior a 50 MPa revelaram que a NBR 6118 (ABNT, 2014) superestima os valores de módulo obtidos experimentalmente.

Girardi (2018) avaliou concretos de Cimento Portland CPV ARI e três relações diferentes de cimento/materiais secos e concluiu que, para uma mesma resistência, quanto menor o volume de pasta ou maior o volume representado pelo esqueleto granular, maior é o módulo de elasticidade dos concretos. Além disso, a partir de determinados níveis de resistência que

necessitam maior consumo de cimento, ou seja, maior volume de pasta, o módulo pode ser inferior ao obtido em concretos com resistência mais baixas.

De acordo com a figura 16, desenvolvida por Girardi (2018), é possível verificar duas divisões. A primeira, com valores superiores, trata-se de concretos com agregado de basalto e diabásio, já a parte inferior são os valores de módulo de deformação do concreto com agregado graúdo de granito.

Figura 16: Módulo de elasticidade Estático Tangente Inicial de acordo com os modelos de previsão – 28 dias



(fonte: GIRARDI, 2018, p.197)

É possível observar que os valores experimentais não apresentam um desenvolvimento crescente no valor do módulo com o aumento da resistência, diferentemente do que acontece com os valores estimados pelas equações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo Girardi (2018), os valores experimentais são superiores aos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) até a resistência característica à compressão de 35 MPa. Acima dessa resistência, alguns valores experimentais de módulo de deformação estão acima e outros abaixo do estimado pela normativa. Assim, para o autor há um indicativo de que o modelo de previsão de módulo de deformação de concretos estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) não foi seguro para resistências características à compressão acima de 35MPa, reforçando a ideia de que não é apenas a resistência à compressão que influencia na propriedade estudada.

De acordo com Nunes (2005), Pacheco (2006), Martins (2008), Barbosa (2009), Marchi *et al.*, (2010), Cabral, Monteiro e Helene (2014), Kummer (2016) e Girardi (2018), a formulação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014) fornece estimativas de módulo diferentes dos valores experimentais ainda para concretos ditos convencionais, ou seja, com resistência à compressão abaixo de 50MPa. Diante disso, é possível observar que, nas diferentes revisões da NBR 6118 (ABNT, 2014), os modelos de previsão do módulo de deformação do concreto fornecem valores teóricos que, em geral, divergem dos obtidos experimentalmente. Esse fato mostra a fragilidade e a falta de segurança no uso das equações propostas pela referida norma.

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, o ideal seria a realização de um estudo preliminar em laboratório, por meio de dados experimentais disponíveis, quando o fornecedor é conhecido. No caso de não haver conhecimento sobre a origem do concreto, as equações empíricas podem ser utilizadas com a clareza sobre a possibilidade de apresentarem erros embutidos no processo de estimativa do módulo (BORIN; BAUER; FIGUEIREDO, 2010).

O uso de modelos normativos para previsão de módulo que superestima o valor real tem como consequência a execução de estruturas mais deformáveis do que as previstas em projeto. As consequências podem ser tanto ultrapassar os limites de percepção sensorial das deformações, quanto provocar tensões e deformações excessivas nos demais sistemas que se apoiam na estrutura (descolamento de revestimentos, interferência nas esquadrias, esmagamento das vedações de alvenaria, etc) e, até mesmo, o sub-dimensionamento da própria estrutura em função dos efeitos globais de 2ª ordem.

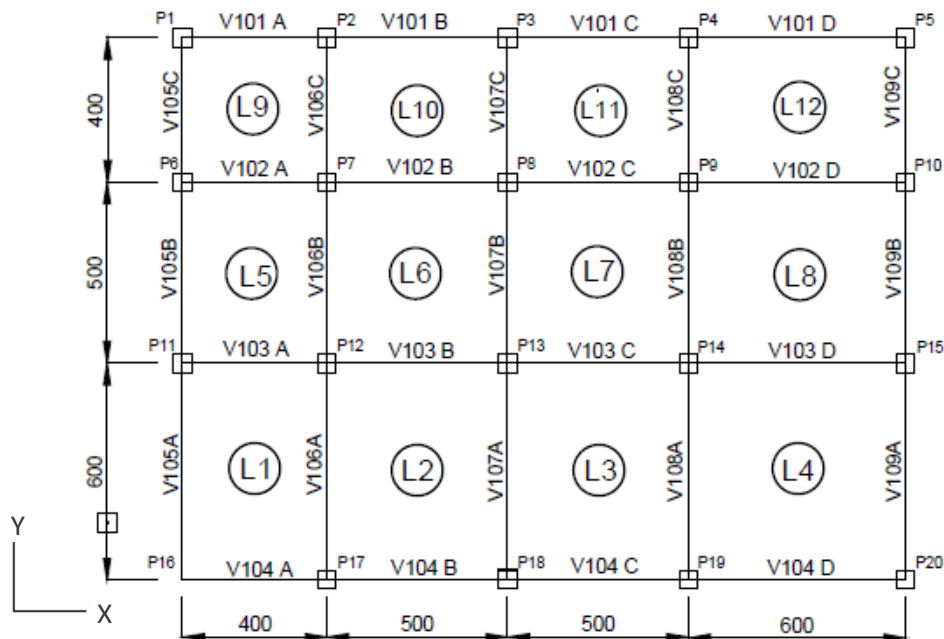
4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO SOBRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO – ESTUDO SOBRE MODELO IDEALIZADO

Nesse capítulo, foi avaliado como o valor do módulo de elasticidade de concretos impacta sobre a estabilidade global de uma edificação modelo e no dimensionamento de pilares. A maior diferença entre o módulo de elasticidade do concreto estimado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 39,64 GPa e o valor experimental obtido no trabalho de Girardi (2018), de 27,50 GPa, determinou a resistência à compressão do concreto, de 42 MPa, e os dois módulos de deformação adotados nessa análise. Todos os elementos estruturais foram adotados com concreto de mesmo f_{ck} e aço CA-50.

4.1 Edificação modelo

Para a análise estrutural, adotou-se como edificação modelo um prédio residencial de 15 pavimentos, pé-direito de 3 metros de altura, totalizando 45 metros de altura, comprimento de 20 metros e largura de 15 metros. A vista em planta dos pavimentos, com dimensões em centímetros, está esquematizada na figura 17.

Figura 17: Representação esquemática da planta baixa do edifício modelo



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

4.2 Estimativa de cargas

Quanto às cargas verticais, inicialmente, determinaram-se as cargas distribuídas sobre as lajes, adotadas com espessura de 12 cm. Além do peso próprio, de 25kN/m^3 ou 3kN/m^2 , foi considerado em todas elas o peso do reboco (na parte inferior), do contrapiso, argamassa colante e piso cerâmico (na parte superior), totalizando uma espessura de 18 cm. Adotou-se o valor de 2 kN/m^2 , considerando-se o maior valor apresentado pelas áreas privativas dos edifícios residenciais, como carga acidental para todos os pavimentos, que foi obtida na tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019). Assim, todas as lajes possuem carga distribuída total de $6,13\text{ kN/m}^2$.

Para o cálculo das cargas sobre as vigas, as parcelas advindas das lajes foram determinadas através do método das charneiras plásticas. Além disso, foram admitidas as paredes, de 2,50 metros de altura, como cargas uniformemente distribuídas com peso de $3,23\text{ kN/m}^2$. Estas foram consideradas compostas por blocos cerâmicos de 19 cm de espessura e reboco interno e externo de 4 cm. As aberturas das paredes devido às esquadrias e às portas foram desconsideradas, em favor à segurança. Para o cálculo dos fechamentos em alvenaria, admitiu-se o peso específico de 13 kN/m^3 para os blocos cerâmicos e de 19 kN/m^3 para os revestimentos.

O peso próprio das vigas foi obtido pela consideração do peso específico do concreto armado, como 25 kN/m^3 e a área da seção transversal das mesmas, retangular com 20 cm de largura e 50 cm de altura para todas elas. O peso próprio dos pilares foi desconsiderado na estimativa das cargas verticais atuantes sobre a edificação.

As cargas horizontais devidas ao vento foram determinadas de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988). Admitiu-se que o edifício está localizado em Porto Alegre, em terreno plano ($S_1=1$), em zona urbanizada – Categoria IV- e, em função da altura do prédio, pertencente à Classe B. O fator estatístico da velocidade do vento (S_3) foi considerado igual a 1.

Para calcular o vento atuante em cada pavimento, utilizou-se a equação 1, considerando-se a área de influência do pavimento como área frontal efetiva tanto para a direção x quanto para a direção y.

$$F = 0,613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \cdot C_a \cdot A_e \quad \text{Equação 1}$$

Sendo:

F = força devida ao vento (N);

V_0 = velocidade básica do vento obtida na NBR 6123:1988 (m/s);

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator de rugosidade superficial, tamanho da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico;

C_a = coeficiente de arrasto obtido da NBR 6123:1988, considerado igual a 1,20 na direção x e 1,32 na direção y;

A_e = área frontal efetiva (m^2).

Vale ressaltar que a NBR 6123 (ABNT, 1988) exige a consideração de excentricidades na aplicação das forças de vento em relação ao eixo vertical geométrico dos edifícios, pelo fato de o vento agir obliquamente ou por efeitos de vizinhança.

Para o pré-dimensionamento dos pilares e análise da estabilidade global da edificação modelo, foi adotado que o vento é a ação variável principal por se apresentar como a combinação de ações mais crítica para a segurança estrutural.

4.3 Pré-dimensionamento estrutural

A espessura das lajes foi adotada em 12 cm e as vigas com seção retangular de 20x50cm. A seção dos pilares foi considerada constante em toda a altura do edifício

Para efeito de pré-dimensionamento das seções transversais dos pilares, estes foram considerados submetidos à compressão axial centrada, mesmo sabendo que nas condições de projeto, os pilares são submetidos também à flexão.

De acordo com Bacarji (1993), as solicitações de flexão são levadas em conta, multiplicando-se a ação de pré-dimensionamento por um coeficiente (α) que depende da posição dos pilares. O autor indica o valor do coeficiente de 2,5 para pilares de canto, 2,2 para pilares de borda e 1,8 para pilares intermediários.

O cálculo do pré-dimensionamento da seção transversal dos pilares é feito no estado limite último, igualando-se a sollicitação de cálculo com a resistência de cálculo que resulta na equação 2 (GIONGO, 2007).

$$A_c = \alpha \cdot \frac{N_k}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}} \quad \text{Equação 2}$$

Sendo:

A_c = área de concreto (cm²);

α = coeficiente de majoração das cargas relacionado com a posição do pilar;

N_k = sollicitação de compressão característica;

f_{cd} =resistência de cálculo do concreto;

ρ = taxa de armadura, considerada 2%;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço CA50.

A dimensão final dos pilares, adotados com seção quadrada, foi calculada por meio do *software* Pcalc e, para simplificação dos cálculos, adotaram-se todos os pilares de mesma posição com seção transversal igual. Na tabela 4 é informada a classificação dos pilares de acordo com sua posição e suas respectivas dimensões e taxa de armadura (μ).

Tabela 4: Classificação e dimensão dos pilares

Posição	Pilares	Dimensão (cm)	μ - Taxa de armadura (%)
Canto	P1, P5, P16 e P20	32 x 32	3,68
Borda	P2, P3, P4, P6, P10, P11, P15, P17, P18 e P19	35 x 35	3,28
Intermediário	P7, P8, P9, P12, P13 e P14	44 x 44	3,25

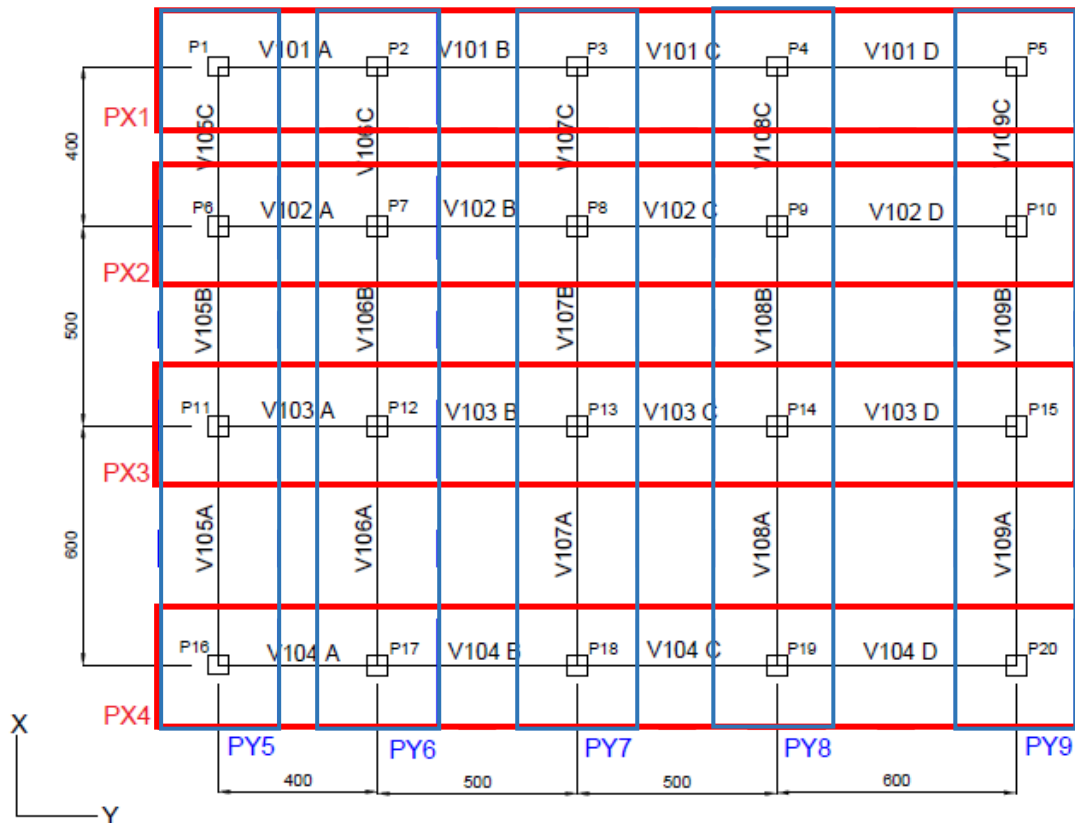
(fonte:Elaborada pela autora, 2019)

4.4 Subestruturação por pórticos planos e diafragmas rígidos

O modelo de pórticos planos, em conjunto com o modelo de diafragmas rígidos, foi utilizado para o estudo das cargas horizontais, das cargas verticais e também para determinar a rigidez dos pórticos e a distribuição das cargas de vento entre eles.

Nessa análise foi utilizado o *software* Ftool para modelar os pórticos, inclusive para determinar a rigidez dos mesmos. A figura 18 mostra a disposição dos pórticos, em planta. Ao total, são quatro pórticos na direção x (PX1 a PX4) e cinco pórticos na direção y (PY5 a PY9).

Figura 18: Pórticos do edifício em planta



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Para efeito de simplificação dos cálculos, considerou-se que os pórticos PX1 e PX4 são iguais, bem como os pórticos PX2 e PX3. Já na direção y, adotou-se pórticos PY5 e PY9 iguais e PY6, PY7 e PY8 iguais.

4.5 Distribuição das cargas horizontais entre as subestruturas verticais

As cargas horizontais devidas ao vento são distribuídas entre as diferentes estruturas de contraventamento do edifício. De acordo com Sussekind (1985), os sistemas de contraventamento podem ser: paredes engastadas na fundação (geralmente nas caixas de escadas e elevadores), pórticos planos (formados por pilares e vigas, também chamados de quadros) e/ou treliças (mais comuns em estruturas metálicas).

Na análise da estabilidade horizontal dos prédios, as diversas lajes são consideradas com rigidez infinita no plano horizontal (hipótese bastante razoável, ainda mais face aos baixos valores de cargas horizontais normalmente atuantes ao nível de cada piso) e, assim, a repartição entre os sistemas de contraventamento das ações horizontais se dará em função da posição e constante de mola de cada elemento de contraventamento (SUSSEKIND, 1985, 177).

De forma simplificada, a constante de mola de cada sistema de contraventamento corresponde à razão entre uma força aplicada no topo da edificação e a deformação δ por ela provocada (SUSSEKIND, 1985). Portanto, cada subestrutura de contraventamento fica representada por uma ou mais molas nas direções em que possui rigidez considerável. Assim, a ação de uma carga horizontal qualquer causa o surgimento de reações nessas molas que, invertendo-se o sinal, é possível obter as parcelas de distribuição da carga entre as subestruturas. As equações 3 e 4 correspondem às relações entre deslocamentos e reações nas bases das molas e fornecem a constante das molas da direção x e y, respectivamente (ELLWANGER, 2005).

$$k_x = \frac{F_x}{\delta_x} \quad \text{Equação 3}$$

$$k_y = \frac{F_y}{\delta_y} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo:

k_x = constante de mola na direção x;

k_y = constante de mola na direção y;

F_x = força de horizontal atuando na direção x;

F_y = força de horizontal atuando na direção y;

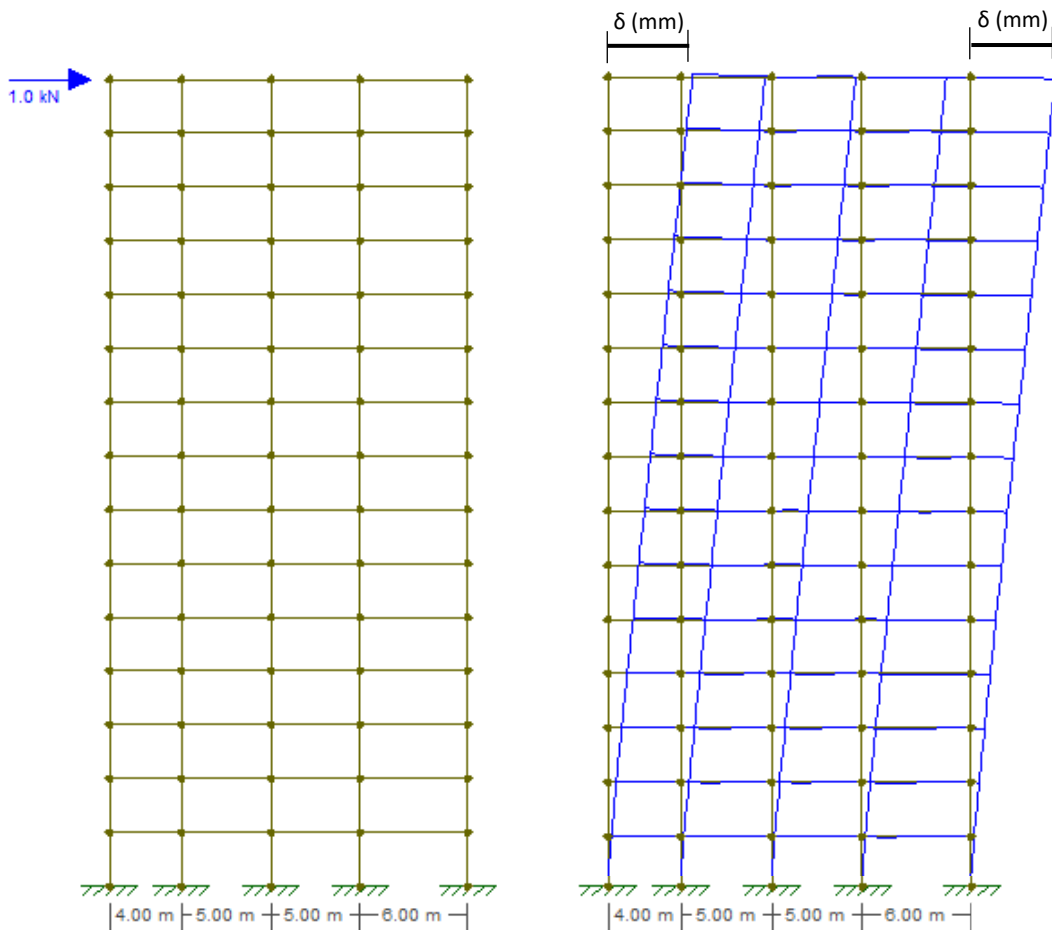
δ_x = deslocamento causado pela atuação de F_x ;

δ_y = deslocamento causado pela atuação de F_y .

Segundo Ellwanger (2005), os pavimentos podem ser considerados como diafragmas rígidos, ou seja, indeformáveis em seus respectivos planos, o que implica apenas em movimentos de corpo rígido. Assim, todos os pontos do pavimento sofrem a mesma rotação e, conhecidos os deslocamentos de um ponto A de referência, é possível determinar os deslocamentos de um ponto qualquer P.

Inicialmente, modelou-se cada um dos pórticos no *software* Ftool com a aplicação de uma carga unitária no topo da edificação, conforme figura 19, que apresenta o pórtico PX1 do edifício com a carga unitária no topo e a respectiva deformada.

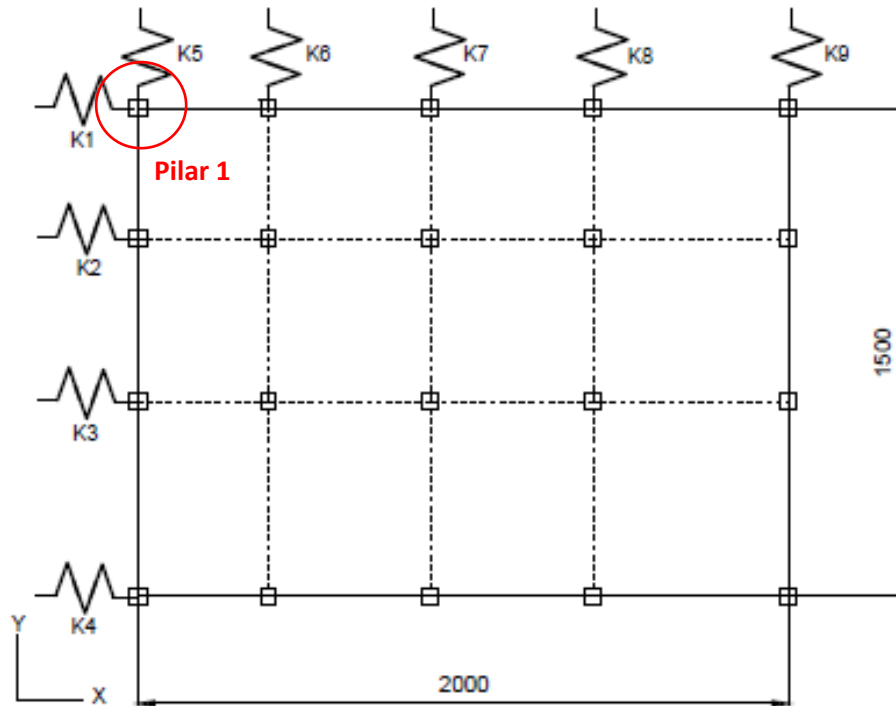
Figura 19: Pórtico PX1: Carga unitária aplicada no topo e deformada resultante



(fonte: Elaborada pela autora no *software* Ftool, 2019)

A origem adotada como referência para o sistema x-y se localiza no Pilar 1, como mostrado na figura 20. As dimensões em planta estão em centímetros.

Figura 20: Representação das constantes de mola dos pórticos



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Nas tabelas 5 e 6 é apresentada a rigidez dos pórticos e demais valores calculados pelo formulário proposto por Ellwanger (2005) para a direção x e y, respectivamente.

Tabela 5: Valores de rigidez dos pórticos na direção x

Pórtico	k_{xi} (kN/mm)	y_i (m)	$k_{xi} \cdot y_i$ (kNm/mm)
PX1	2,79	0	0
PX2	3,80	4	15,21
PX3	3,80	9	34,23
PX4	2,79	15	41,85

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 6: Valores de rigidez dos pórticos na direção y

Pórtico	K_{y_j} (kN/mm)	x_j (m)	$K_{y_j} \cdot x_j$ (kNm/mm)
PY5	2,04	0	0
PY6	2,72	4	10,86
PY7	2,72	9	24,44
PY8	2,72	14	38,01
PY9	2,04	20	40,74
Σy_j	12,22		114,05

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

A fim de estudar os movimentos de corpo rígido do pavimento, é importante introduzir o conceito de centro elástico do sistema de contraventamento.

O centro elástico ou centro de rigidez é definido como um ponto do sistema caracterizado pela condição: qualquer força cuja reta de ação passe por este ponto não provoca rotação do sistema dentro de seu plano, havendo, portanto, somente uma translação na direção da força (ELLWANGER, 2005, p. 27).

As equações 5 e 6, propostas por Ellwanger (2005, p.28), fornecem a coordenada do centro elástico na direção x e y, respectivamente.

$$x_0 = \frac{\sum_{i=1}^n K_{y_i} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n k_{y_i}} \quad \text{Equação 5}$$

Sendo:

x_0 = coordenada do centro elástico no eixo x;

k_{y_i} = constante elástica das n molas (pórticos) i na direção y;

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^m K_{x_i} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^m k_{x_i}} \quad \text{Equação 6}$$

Sendo:

y_0 = coordenada do centro elástico no eixo y;

k_{x_i} = constante elástica das m molas (pórticos) i na direção x;

O centro elástico, o centro geométrico, a excentricidade devida ao vento em relação ao CG e a excentricidade total, ou seja, a distância da carga de vento atuante até o CE, são mostrados na tabela 7 e 8.

Tabela 7: Valores do CE, CG e excentricidades do vento na direção x

Direção x	
Centro elástico (x_0)	9,33 m
Centro geométrico (x_G)	10,00 m
Excentricidade em x (e_x)	3,00 m
Excentricidade em x total (e_{xt})	3,67 m

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

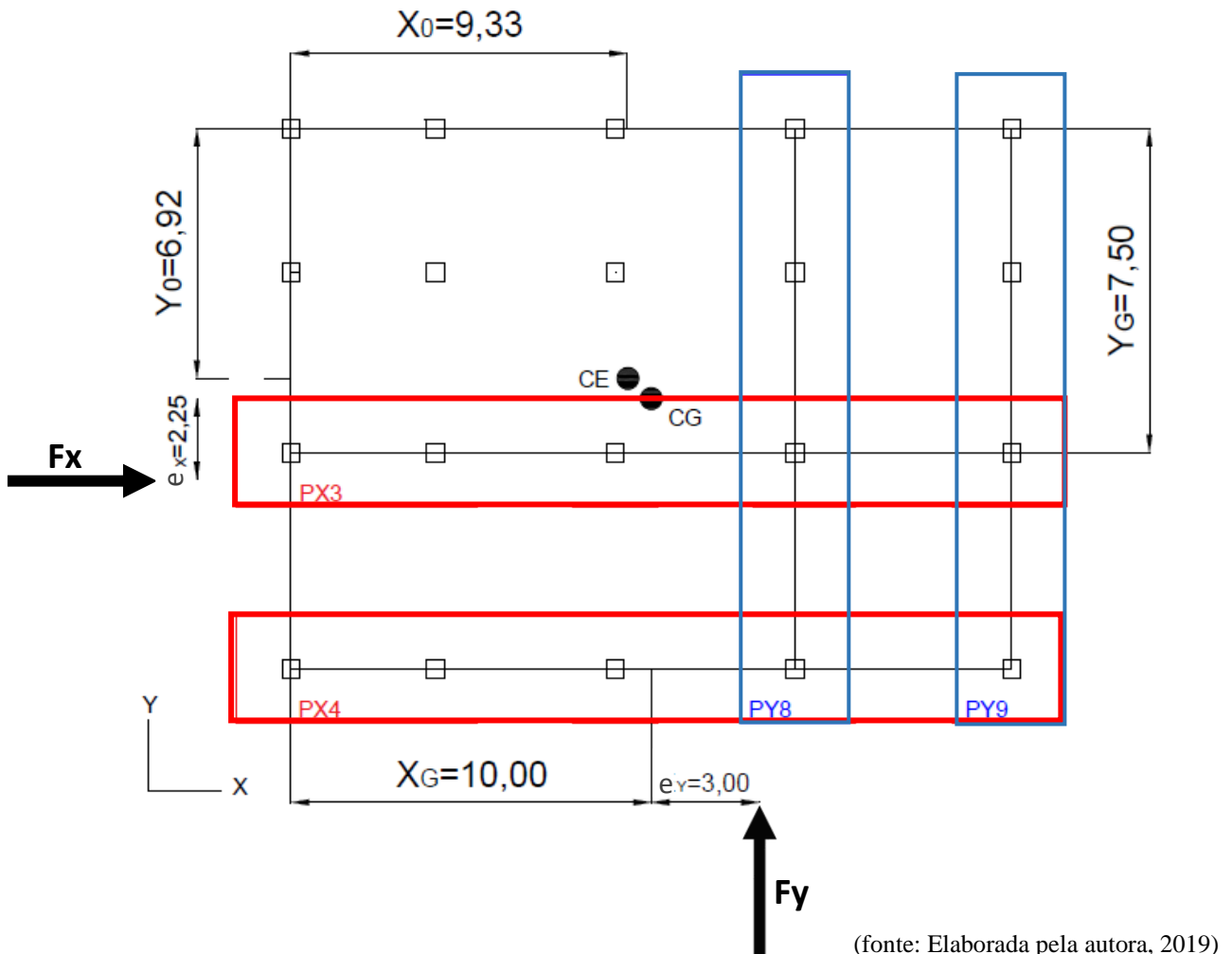
Tabela 8: Valores do CE, CG e excentricidades do vento na direção y

Direção y	
Centro elástico (y_0)	6,92 m
Centro geométrico (y)	7,50 m
Excentricidade em y (e_y)	-2,25 m
Excentricidade em y total (e_{yt})	-2,83 m

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

A figura 21 mostra as excentricidades, em metros, e forças de vento atuantes na direção x e y.

Figura 21: Centro elástico e geométrico do pavimento e forças do vento atuantes



4.6 Translação e rotação do diafragma rígido em torno do centro elástico

Quando uma força é aplicada no centro elástico do sistema de contraventamento, tanto na direção x quanto na direção y, é possível determinar a reação de cada uma das molas. Como o pavimento sofre apenas uma translação na direção da força (de acordo com a definição de centro elástico), todas as molas sofrem o mesmo deslocamento δ (BENINCÁ, 2016).

As equações 7 e 8 fornecem as reações das molas na direção x e y, respectivamente (ELLWANGER, 2005, p.28).

$$F_{xi} = F_x \cdot \frac{K_{xi}}{\sum_{j=1}^m k_{xj}} \quad \text{Equação 7}$$

Sendo:

F_{xi} = reação da mola (pórtico) i na direção x;

F_x = força aplicada no centro elástico na direção x;

k_{xi} = constante elástica da mola (pórtico) i na direção x;

$$F_{yi} = F_y \cdot \frac{K_{yi}}{\sum_{j=1}^n k_{yj}} \quad \text{Equação 8}$$

Sendo:

F_{yi} = reação da mola (pórtico) i na direção y;

F_y = força aplicada no centro elástico na direção y;

K_{yi} = constante elástica da mola (pórtico) i na direção y;

Segundo Benincá (2016), o pavimento sofre uma rotação quando for aplicado um momento em torno de seu centro elástico. Assim, todo o sistema gira em torno do centro elástico, segundo um ângulo θ . É estabelecido um novo sistema de eixos de referência (\tilde{x}, \tilde{y}) coincidente com o centro elástico do pavimento. As equações 9 e 10 fornecem as reações das molas na direção x e y, respectivamente (ELLWANGER, 2005, p.29).

$$F_{xi} = M \cdot \frac{K_{xi} \cdot \tilde{y}_i}{K_R} \quad \text{Equação 9}$$

$$F_{yi} = M \cdot \frac{K_{yi} \cdot \tilde{x}_i}{K_R} \quad \text{Equação 10}$$

Sendo:

F_{xi} = reação da mola (pórtico) i na direção x;

F_{yi} = reação da mola (pórtico) i na direção y;

M = momento aplicado em torno do centro elástico do pavimento;

k_{xi} = constante elástica da mola (pórtico) i na direção x;

k_{yi} = constante elástica da mola (pórtico) i na direção y;

\tilde{x}_i = coordenada \tilde{x} da mola (pórtico) i na configuração inicial;

\tilde{y}_i = coordenada \tilde{y} da mola (pórtico) i na configuração inicial.

K_R corresponde à rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico e é calculada através da equação 11 (ELLWANGER, 2005, p.29).

$$K_R = \sum_{i=1}^m k_{xi} \cdot \tilde{y}_i^2 + \sum_{i=1}^n k_{yi} \cdot \tilde{x}_i^2 \quad \text{Equação 11}$$

Sendo:

K_R = rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico;

A rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico, na direção x e y, foi calculada com as equações demonstradas por Ellwanger (2005). Foi posicionado um novo sistema de eixos (\tilde{x}, \tilde{y}) com sua origem no centro elástico, e os resultados são apresentados nas tabelas 9 e 10.

Tabela 9: Valores de rigidez do sistema em relação ao CE dos pórticos na direção x

Pórticos em x				
Pórtico	k_{xi} (kN/mm)	\tilde{y}_i (m)	\tilde{y}_i^2 (m ²)	$k_{xi} \cdot (\tilde{y}_i)^2$ (kNm/rad)
PX1	2790,18	6,94	48,15	134336,63
PX2	3803,73	2,94	8,64	32849,94
PX3	3803,73	-2,06	4,25	16161,10
PX4	2790,18	-8,06	64,98	181316,28
			Σ	364663,95

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 10: Valores de rigidez do sistema em relação ao CE dos pórticos na direção y

Pórticos em y				
Pórtico	k_{yi} (kN/m)	\tilde{x}_i (m)	\tilde{x}_i^2 (m ²)	$k_{yi} \cdot (\tilde{x}_i)^2$ (kNm/rad)
PY5	2037,07	-9,34	87,24	177705,44
PY6	2715,18	-5,34	28,52	77424,93
PY7	2715,18	-0,34	0,12	313,87
PY8	2715,18	4,66	21,72	58961,72
PY9	2037,07	10,66	113,64	231484,21
			Σ	545890,17

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

O valor de K_R , calculado com a equação 11, vale 910554,12 kNm/rad.

4.7 Forças atuando fora do centro elástico (CE): superposição de efeitos

Ellwanger (2005) afirma que quando a carga atuante não passar pelo centro elástico do sistema, o seu efeito pode ser tratado como uma superposição de dois efeitos: carga aplicada no centro elástico e ação de um momento resultante do produto da carga pelo seu braço de alavanca até o centro elástico.

Para o cálculo dos braços de alavanca, as excentricidades das cargas de vento prescritas pela NBR 6123 (ABNT, 1988) devem ser consideradas pelo fato de o vento agir obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Considerando-se o pior caso, com efeito de vizinhança, a norma estabelece as equações 12 e 13 para determinar as excentricidades na direção x e y, respectivamente.

$$e_x = 0,15 \cdot l_x \quad \text{Equação 12}$$

$$e_y = 0,15 \cdot l_y \quad \text{Equação 13}$$

Sendo:

e_x = excentricidade da força atuante ao CG na direção x;

l_x = medida do lado da edificação na direção x;

e_y = excentricidade da força atuante ao CG na direção y;

l_y = medida do lado da edificação na direção y.

Uma carga horizontal atuante na direção x, com excentricidade em relação ao centro elástico, é considerada como a mesma carga atuando diretamente no centro elástico, mais um momento dado pelo produto da carga excêntrica pela excentricidade e_{yt} .

No caso de uma carga horizontal atuante na direção y, com excentricidade em relação ao centro elástico, considera-se como a mesma carga atuando diretamente no centro elástico, mais um momento dado pelo produto da carga excêntrica pela excentricidade e_{xt} .

A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece que, para edificações de forma externa aproximadamente simétrica, o efeito do vento pode ser avaliado considerando-se a força de arrasto atuando ora em x, ora em y.

As equações 14 e 15 representam as forças de vento atuando em x e as equações 16 e 17 as forças de vento atuando em y, adaptadas de Ellwanger (2005), considerando-se a superposição de efeitos devidos à translação e à rotação do pavimento.

$$F_{xi} = F_x \cdot \frac{K_{xi}}{\sum_{j=1}^m k_{xj}} + F_x \cdot e_{yt} \cdot \frac{k_{xi} \cdot \tilde{y}_i}{K_R} \quad \text{Equação 14}$$

$$F_{yj} = F_x \cdot e_{yt} \cdot \frac{k_{yj} \cdot \tilde{x}_j}{K_R} \quad \text{Equação 15}$$

$$F_{yi} = F_y \cdot \frac{K_{yi}}{\sum_{j=1}^n k_{yj}} + F_y \cdot e_{xt} \cdot \frac{k_{yi} \cdot \tilde{x}_i}{K_R} \quad \text{Equação 16}$$

$$F_{xj} = F_y \cdot e_{xt} \cdot \frac{k_{xj} \cdot \tilde{y}_j}{K_R} \quad \text{Equação 17}$$

Com as equações acima apresentadas, determinou-se a distribuição de cargas devidas ao vento entre os pórticos. As tabelas 11 e 12 mostram os resultados obtidos para o edifício modelo, considerando-se o vento atuando nas direções x e y, respectivamente.

Tabela 11: Distribuição das forças de vento na direção x entre os pórticos

Pórticos em x		Pórticos em y	
Pórtico	Distribuição (%)	Pórtico	Distribuição (%)
PX1	15,16	PY5	5,90
PX2	25,39	PY6	4,50
PX3	31,30	PY7	0,28
PX4	28,15	PY8	-3,93
Σ	100,00	PY9	-6,75
		Σ	0,00

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 12: Distribuição das forças de vento na direção y entre os pórticos

Pórticos em x		Pórticos em y	
Pórtico	Distribuição (%)	Pórtico	Distribuição (%)
PX1	7,78	PY5	9,02
PX2	4,48	PY6	16,38
PX3	-3,18	PY7	21,85
PX4	-9,08	PY8	27,32
Σ	0,00	PY9	25,43
		Σ	100,00

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

4.8 Efeitos globais de 2ª ordem e estabilidade global

Prado (1995) afirma que a ação simultânea das ações verticais e horizontais gera amplificação nos deslocamentos dos nós das estruturas em relação aos valores obtidos para forças atuando independentemente. Esse efeito, chamado de não-linearidade geométrica, pressupõe um equilíbrio na posição deslocada que faz surgirem esforços adicionais em vigas e pilares. Segundo o autor, a grande dificuldade está na distinção das estruturas para as quais os esforços de 2ª ordem devem ser considerados.

Um projeto estrutural de qualidade deve garantir sempre que todo o edifício, ou qualquer parte isolada dele, nunca atinja o estado limite último de instabilidade, isto é, a perda da capacidade resistente da estrutura causada pelo aumento das deformações. (KIMURA, 2007, p. 544)

Kimura (2007) afirma que a magnitude das cargas horizontais não influencia na estabilidade global de edifícios, pois, ao se aumentar a força horizontal, os esforços de 1ª ordem são elevados na mesma proporção dos esforços globais de 2ª ordem, mantendo-se a mesma relação entre eles. Contrariamente, a magnitude das cargas verticais (como o peso próprio e a sobrecarga acidental) afeta diretamente a estabilidade global da estrutura. Quanto mais carregada estiver a estrutura, maior será a relação entre os esforços globais de 2ª ordem e os esforços de 1ª ordem. Além disso, as rigidezes das subestruturas de contraventamento e dos elementos estruturais são importantes para a estabilidade global da estrutura. A rigidez das lajes pouco influencia na estabilidade global, no entanto, quanto mais rígidos forem as vigas e pilares, menores serão as deformações e, conseqüentemente, menor será a amplificação de esforços. Como, geralmente,

as cargas verticais de projeto não podem ser modificadas, quando uma estrutura exigir maior estabilidade global, é necessário aumentar as rigidezes de suas subestruturas de contraventamento (KIMURA, 2007).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que, para efeito de cálculo, as estruturas são consideradas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por consequência, os efeitos de 2ª ordem são inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem, podem ser desconsiderados.

Por outro lado, a norma estabelece que as estruturas de nós móveis correspondem àquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e, portanto, os efeitos de 2ª ordem são superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem, não podendo ser desconsiderados.

Com o intuito de determinar se uma estrutura pode ser classificada como de nós fixos, a norma estabelece um critério simplificado: parâmetros de instabilidade α e coeficiente Υ_z . No presente trabalho, será calculado o coeficiente Υ_z para a avaliação da estabilidade da edificação no ELU. Além disso, será analisado o comportamento da estrutura no ELS através do deslocamento horizontal apresentado pelo edifício modelo.

4.8.1 Coeficiente Υ_z

A avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais por meio do coeficiente Υ_z é válida para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares. Ele pode ser determinado com base nos resultados da análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento, considerando-se os valores de rigidez dados na tabela 13 (adaptada de NBR 6118, 2014).

Tabela 13: Valores de rigidez considerando a não linearidade física

Elemento estrutural	Valores de rigidez
Lajes	$(EI)_{sec} = 0,3. E_c.I_c$
Vigas sem armaduras simétricas ($A_s \neq A_s'$)	$(EI)_{sec} = 0,4. E_c.I_c$
Vigas com armaduras simétricas ($A_s = A_s'$)	$(EI)_{sec} = 0,5. E_c.I_c$
Pilares	$(EI)_{sec} = 0,8. E_c.I_c$

(fonte: Adaptada da NBR 6118:2014, 2019, p. 106)

Sendo:

$(EI)_{sec}$ = rigidez secante dos elementos a ser utilizada para considerar, aproximadamente, as não linearidades físicas;

E_c = módulo de deformação secante do concreto majorado, determinado de acordo com o item 15.5.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto, incluindo, se for o caso, as mesas colaborantes.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), na análise da estabilidade global que considera a estrutura como um todo, o valor representativo do módulo de deformação secante, pode ser majorado em 10%.

O valor de Υ_z para cada combinação de carregamento é calculado com a equação 18.

$$\Upsilon_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Equação 18}$$

Sendo:

$M_{1,tot,d}$ = é o 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;

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

A estrutura é considerada como sendo de nós fixos se o coeficiente $\Upsilon_z \leq 1,1$, situação na qual os efeitos de 2ª ordem podem ser desconsiderados.

Segundo a norma, é possível avaliar os esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) por meio da majoração adicional em $0,95 \Upsilon_z$ dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada, sendo esse procedimento válido apenas para $\Upsilon_z \leq 1,3$.

A estabilidade global da estrutura foi analisada para os dois valores de módulo de deformação secante (E_{cs}), o valor obtido experimentalmente por Girardi (2018), de 27,5GPa, e o valor superestimado fornecido pela equação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 39,64GPa.

Os valores do módulo de deformação secante (E_{cs}) do concreto foram majorados em 10%, de acordo com o permitido no item 15.5.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). O módulo de deformação secante de vigas e pilares foram corrigidos, conforme tabela 13, modificando-se o módulo,

devido à maior praticidade, ao invés de se alterar o momento de inércia das seções. Os valores de módulo corrigidos são mostrados na tabela 14.

Tabela 14: Módulos de deformação secante corrigidos

E_{cs} 39644 MPa (NBR 6118, 2014)		E_{cs} 27500 MPa (GIRARDI, 2018)	
1,1. Ecs	43608,40 MPa	1,1. Ecs	30250,00 MPa
0,4.1,1. Ecs (Vigas)	17443,36 MPa	0,4.1,1. Ecs (Vigas)	12100,00 MPa
0,8.1,1. Ecs (Pilares)	34886,72 MPa	0,8.1,1. Ecs (Pilares)	24200,00 MPa

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

A verificação da estabilidade global foi realizada para um dos pórticos na direção x (Pórtico 4) e outro pórtico na direção y (Pórtico 9), utilizando-se a equação 18. As tabelas 15 e 16 apresentam os Coeficientes γ_z dos pórticos escolhidos para os dois valores de módulo de deformação analisados.

Tabela 15: Coeficiente γ_z para Ecs 39644 MPa (NBR 6118, ABNT, 2014)

Pórtico 4					Pórtico 9				
P = 3349,69 kN					P = 3349,69 kN				
d (m)	P.d (kN.m)	Fx (kN)	h (m)	Fx .h (kN.m)	d (m)	P.d (kN.m)	Fy (kN)	h (m)	Fy.h (kN.m)
0,0863	289,08	48,19	3	144,58	0,1314	440,15	70,68	3	212,05
0,0845	282,95	57,31	6	343,86	0,1287	431,11	84,06	6	504,33
0,0821	274,88	63,42	9	570,82	0,1251	419,05	93,02	9	837,21
0,0789	264,39	68,15	12	817,85	0,1203	402,97	99,96	12	1199,51
0,0751	251,56	72,06	15	1080,96	0,1145	383,54	105,69	15	1585,41
0,0706	236,49	75,43	18	1357,65	0,1076	360,43	110,62	18	1991,22
0,0655	219,27	78,39	21	1646,16	0,0998	334,33	114,97	21	2414,36
0,0597	199,98	81,05	24	1945,19	0,0910	304,92	118,87	24	2852,94
0,0534	178,74	83,47	27	2253,73	0,0814	272,50	122,42	27	3305,47
0,0465	155,63	85,70	30	2570,98	0,0708	237,23	125,69	30	3770,77
0,0390	130,77	87,77	33	2896,27	0,0595	199,27	128,72	33	4247,87
0,0311	104,31	89,70	36	3229,05	0,0474	158,88	131,55	36	4735,95
0,0228	76,44	91,51	39	3568,85	0,0347	116,30	134,21	39	5234,31
0,0142	47,50	93,22	42	3915,24	0,0215	72,12	136,72	42	5742,36
0,0056	18,89	94,84	45	4267,89	0,0085	28,60	139,10	45	6259,57
$\Delta M_{tot,d}$	2730,87		$M_{1,tot,d}$	30609,09	$\Delta M_{tot,d}$	4161,38		$M_{1,tot,d}$	44893,34
		Coeficiente γ_z		1,098			Coeficiente γ_z		1,102

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 16: Coeficiente Υ_z para Ecs 27500 MPa (GIRARDI, 2018)

Pórtico 4					Pórtico 9				
P = 3349,69 kN					P = 3349,69 kN				
d (m)	P.d (kN.m)	Fx (kN)	h (m)	Fx .h (kN.m)	d (m)	P.d (kN.m)	Fy (kN)	h (m)	Fy.h (kN.m)
0,1244	416,70	48,19	3	144,58	0,1894	634,43	70,68	3	212,05
0,1218	407,99	57,31	6	343,86	0,1855	621,37	84,06	6	504,33
0,1183	396,27	63,42	9	570,82	0,1803	603,95	93,02	9	837,21
0,1138	381,19	68,15	12	817,85	0,1734	580,84	99,96	12	1199,51
0,1083	362,77	72,06	15	1080,96	0,1650	552,70	105,69	15	1585,41
0,1018	341,00	75,43	18	1357,65	0,1552	519,87	110,62	18	1991,22
0,0944	316,11	78,39	21	1646,16	0,1439	482,02	114,97	21	2414,36
0,0861	288,31	81,05	24	1945,19	0,1312	439,48	118,87	24	2852,94
0,0769	257,66	83,47	27	2253,73	0,1173	392,92	122,42	27	3305,47
0,0670	224,33	85,70	30	2570,98	0,1021	342,00	125,69	30	3770,77
0,0563	188,52	87,77	33	2896,27	0,0858	287,24	128,72	33	4247,87
0,0449	150,37	89,70	36	3229,05	0,0684	229,02	131,55	36	4735,95
0,0329	110,17	91,51	39	3568,85	0,0501	167,65	134,21	39	5234,31
0,0204	68,47	93,22	42	3915,24	0,0310	103,97	136,72	42	5742,36
0,0081	27,24	94,84	45	4267,89	0,0123	41,23	139,10	45	6259,57
$\Delta M_{tot,d}$	3937,09		$M_{1,tot,d}$	30609,09	$\Delta M_{tot,d}$	5998,69		$M_{1,tot,d}$	44893,34
		Coeficiente Υ_z		1,148			Coeficiente Υ_z		1,154

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Como pode-se observar, o módulo de deformação secante do concreto estimado pela equação da NBR 6118 (ABNT, 2014), por ser superior ao valor experimental, forneceu uma estrutura mais rígida e, portanto, coeficiente Υ_z dentro do limite de 1,1 em ambas as direções de atuação do vento, sendo esta considerada uma estrutura de nós fixos.

Por outro lado, o módulo de deformação secante (E_{cs}) experimental e inferior ao estimado pela norma gerou uma estrutura mais deformável, com coeficiente Υ_z próximo a 1,15 sendo esta considerada uma estrutura de nós móveis, onde os efeitos de 2ª ordem não podem ser simplesmente desprezados. Conforme estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), quando o Υ_z for superior a 1,1 e inferior a 1,3, os esforços finais devem ser avaliados por meio da

majoração adicional em 0,95 γ_z dos esforços horizontais, ou seja, das forças de vento que atuam sobre a estrutura.

O aumento das forças de ventos acarreta a mudança das reações verticais e momentos dos pilares. Além de afetar a estabilidade global da edificação, a utilização do módulo de deformação do concreto maior do que seu valor real, pode comprometer, também, o dimensionamento estrutural.

Na edificação modelo, a majoração dos esforços horizontais devido à análise da estabilidade da edificação por meio do coeficiente γ_z diminuiu o coeficiente de segurança do dimensionamento dos pilares de borda e intermediário. No entanto, os pilares de canto necessitariam ter sua seção transversal aumentada ou uma maior taxa de armadura para terem coeficiente de segurança igual ou superior a 1. Optou-se por não alterar as dimensões dos pilares e modificar apenas a quantidade de aço dos pilares de canto, no entanto, seria necessária uma taxa de armadura superior a 4%, valor máximo estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). A análise do dimensionamento estrutural dos pilares está apresentada na tabela 17.

Essa análise corrobora para a importância da propriedade do concreto estudada, que vai muito além de deformações, podendo causar falhas até mesmo no dimensionamento estrutural de edifícios.

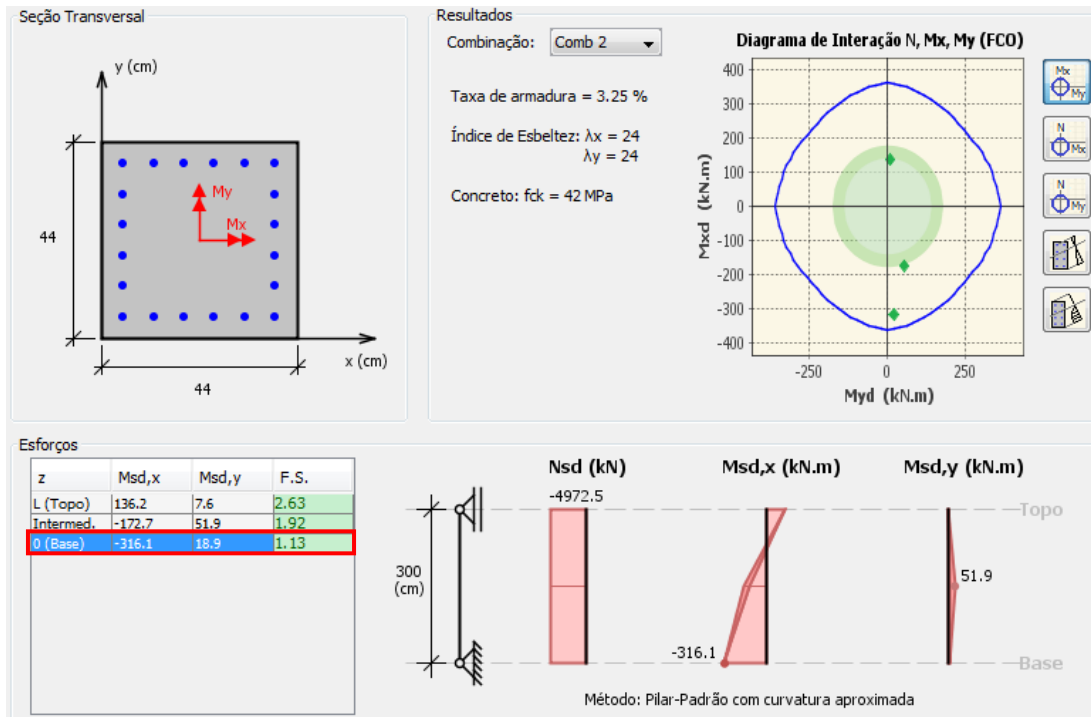
Tabela 17: Deslocamentos - Vento sem majoração *versus* Vento com majoração

Pilar	Vento sem majoração		Vento majorado	
	Coef. de segurança	μ - Taxa de armadura (%)	Coef. de segurança	μ - Taxa de armadura (%)
Canto	1,04	3,68	1,10	4,91
Borda	1,13	3,28	1,02	3,28
Intermediário	1,13	3,25	1,02	3,25

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

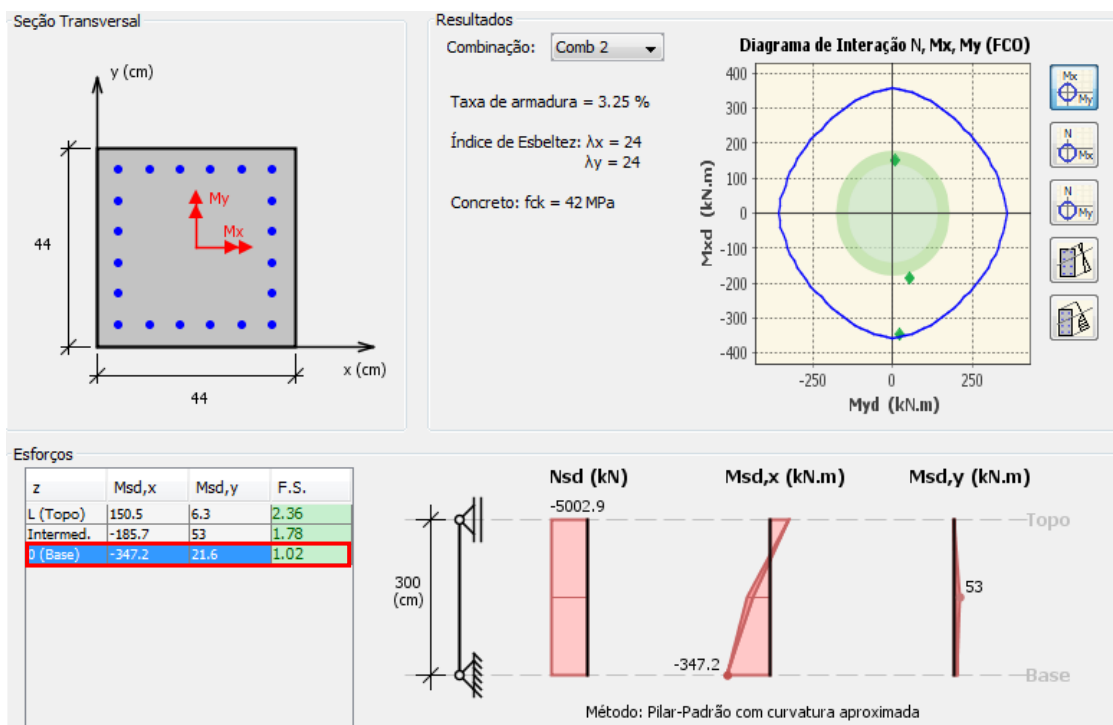
Nas figuras 22 e 23 é apresentada a análise do dimensionamento estrutural para os pilares intermediários, nas figuras 24 e 25, para os pilares de borda e nas figuras 26 e 27 para os pilares de canto. Primeiramente, é mostrada a configuração quando a estrutura é considerada de nós fixos, ou seja, sem a consideração dos efeitos de 2ª ordem, e posteriormente, a configuração para a estrutura de nós móveis na qual os efeitos de 2ª ordem não podem ser desprezados.

Figura 22: Dimensionamento estrutural sem os efeitos de 2ª ordem (Pilar intermediário) - E_{cs} (NBR 6118,2014)



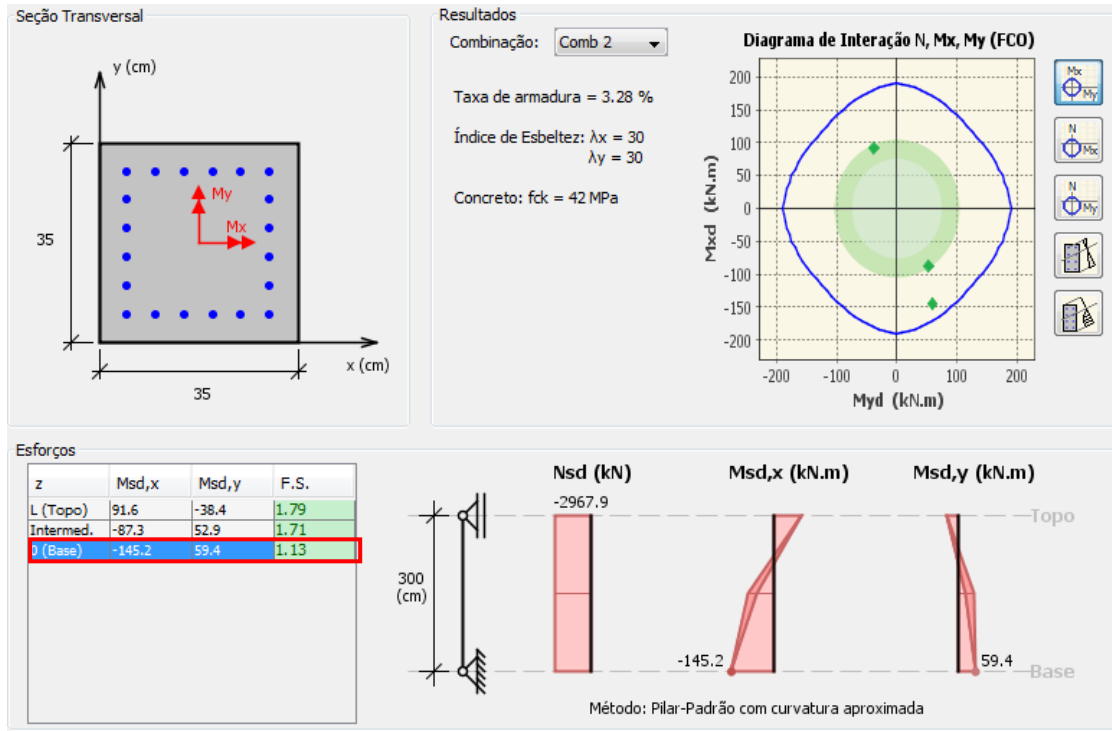
fonte: Elaborada pela autora no software Pcalc, 2019)

Figura 23: Dimensionamento estrutural com os efeitos de 2ª ordem (Pilar intermediário) - E_{cs} experimental (GIRARDI, 2018)



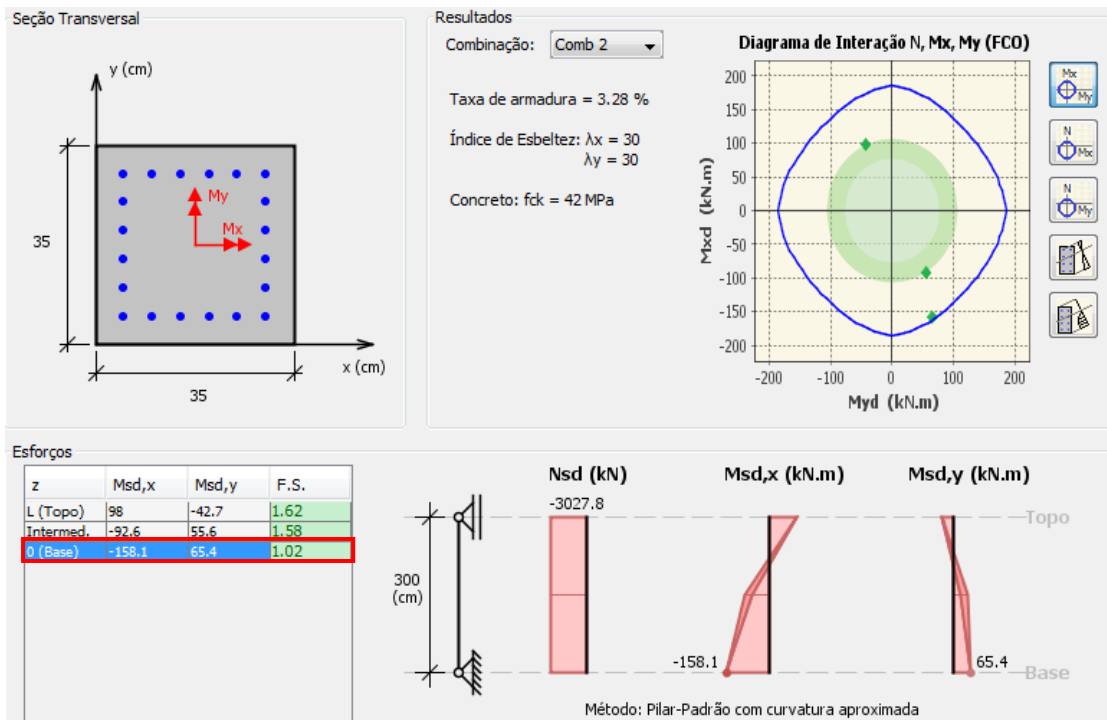
(fonte: Elaborada pela autora no software Pcalc, 2019)

Figura 24: Dimensionamento estrutural sem os efeitos de 2ª ordem (Pilar de borda) - E_{cs} (NBR 6118,2014)



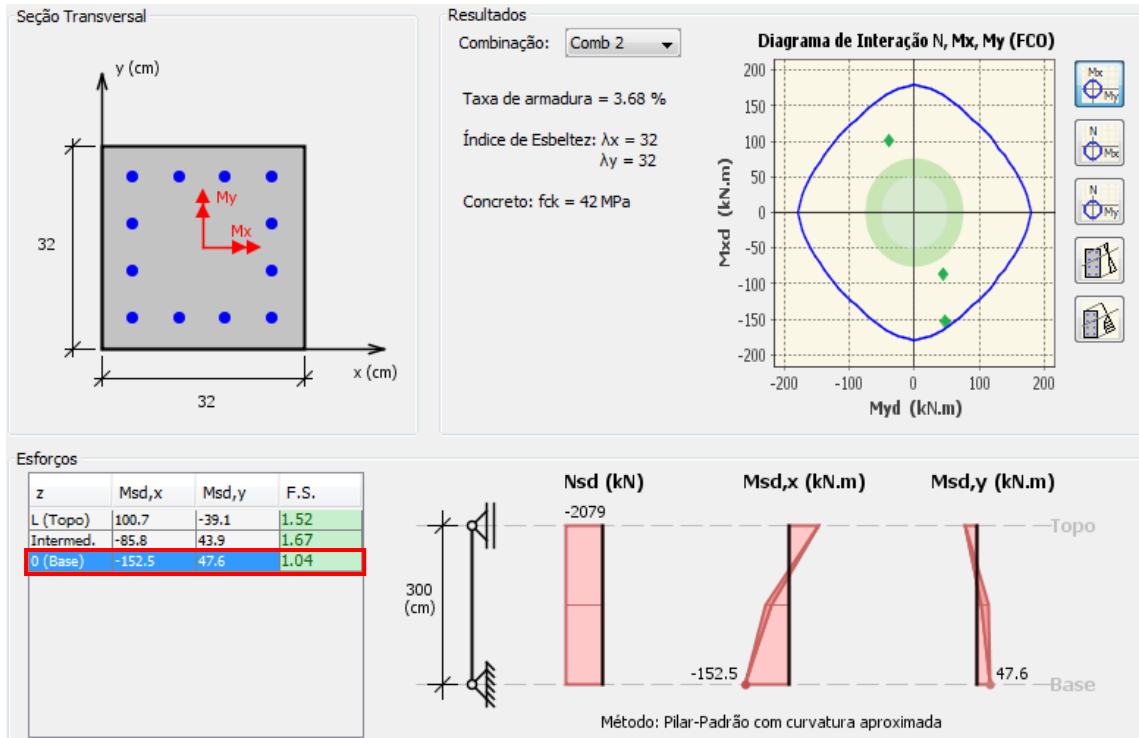
(fonte: Elaborada pela autora no software Pcalc, 2019)

Figura 25: Dimensionamento estrutural com os efeitos de 2ª ordem (Pilar de borda) - E_{cs} experimental (GIRARDI, 2018)



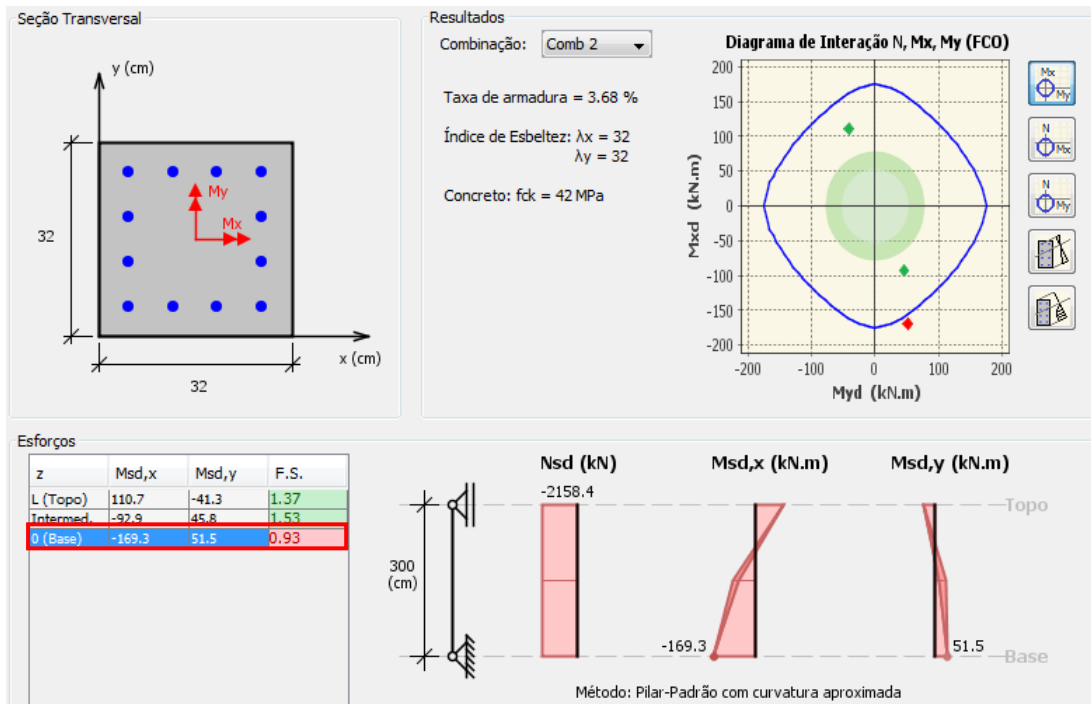
(fonte: Elaborada pela autora no software Pcalc, 2019)

Figura 26: Dimensionamento estrutural sem os efeitos de 2ª ordem (Pilar de canto) - E_{cs} (NBR 6118,2014)



(fonte: Elaborada pela autora no *software* Pcalc, 2019)

Figura 27: Dimensionamento estrutural com os efeitos de 2ª ordem (Pilar de canto) - E_{cs} experimental (GIRARDI, 2018)



(fonte: Elaborada pela autora no *software* Pcalc, 2019)

4.8.2 Deslocamento horizontal

Quanto à verificação da estrutura no estado limite de serviço (ELS), a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece valores-limites de deslocamento que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço. Na tabela 18 é apresentado o limite de deslocamento quanto ao movimento lateral de edifícios definido pela referida norma.

Tabela 18: Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente	H/1700

(fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p.77)

Essa análise é importante, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma vez que os deslocamentos estruturais podem provocar danos no funcionamento de elementos que, embora não façam parte da estrutura, estão ligados a ela.

O deslocamento máximo permitido para a estrutura de 45 metros de altura, de acordo com a tabela 18, é de 26,47mm. Foi utilizado o *software* Ftool para a obtenção dos deslocamentos horizontais no topo da edificação para todos os pórticos considerados, forçando a estrutura a ser simétrica. A combinação de serviço foi considerada com o vento como ação variável principal.

A análise consistiu na comparação dos deslocamentos horizontais apresentados pela estrutura para os dois valores de módulo de deformação secante (Ecs), o valor obtido experimentalmente por Girardi (2018) e o fornecido pela equação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014) que superestimou essa propriedade do concreto.

Na tabela 19 são apresentados os valores dos deslocamentos horizontais dos pórticos da edificação para os dois valores de módulo de deformação analisados.

Tabela 19: Deslocamentos horizontais para diferentes Ecs

Deslocamento horizontal – Ecs 39644 MPa (NBR 6118, 2014)		Deslocamento horizontal – Ecs 27500 MPa (GIRARDI, 2018)	
Pórtico	d (mm)	Pórtico	d (mm)
PX3	15,77	PX3	22,74
PX4	16,49	PX4	23,77
PY8	22,35	PY8	32,22
PY9	27,32	PY9	39,38

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Como observado na tabela 19, a redução do módulo de deformação do concreto tornou o deslocamento horizontal maior em todos os pórticos, sendo que os pórticos na direção y (PY8 e PY9) apresentaram deslocamento superior ao limite definido pela norma. Como o vento foi majorado, conforme item 15.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os deslocamentos finais são ainda maiores devido à estrutura ter se tornado de nós móveis, conforme mostrado na tabela 20.

Tabela 20: Deslocamentos horizontais com vento majorado

Deslocamento horizontal – Ecs 27500 MPa (GIRARDI, 2018)	
Pórtico	d (mm)
PX3	24,28
PX4	25,83
PY8	35,08
PY9	42,94

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Dessa forma, as equações analíticas de predição do valor módulo do concreto devem ter como característica se aproximar ao máximo do valor real, porém, preferencialmente, subestimando-o. Como diversos trabalhos apontam para valores experimentais de módulo inferiores à estimativa da NBR 6118 (ABNT, 2014), é fundamental a realização do maior número possível de ensaios experimentais para a determinação do módulo nos mais variados tipos de concreto, para que seja possível o estabelecimento de equações analíticas mais precisas e seguras.

5. MATERIAIS E MÉTODOS – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Visando complementar o trabalho de Girardi (2018), foram moldados concretos com diferentes volumes de pasta e relações água/cimento. Com o teor de argamassa (54%) , aglomerante (CP IV - 32) e o tipo de agregado graúdo (brita basáltica) fixos, foram avaliados os módulos estático e dinâmico dos concretos.

5.1 Materiais

Para atingir os objetivos desta pesquisa, foram propostos concretos que resultassem em valores entre 20 MPa e 50 MPa de resistência à compressão aos 28 dias, mantendo-se o mesmo teor de argamassa (54%). Os traços foram adotados do trabalho de Girardi (2018) e as relações água/cimento adaptadas para a obtenção de concretos com a faixa de resistência proposta.

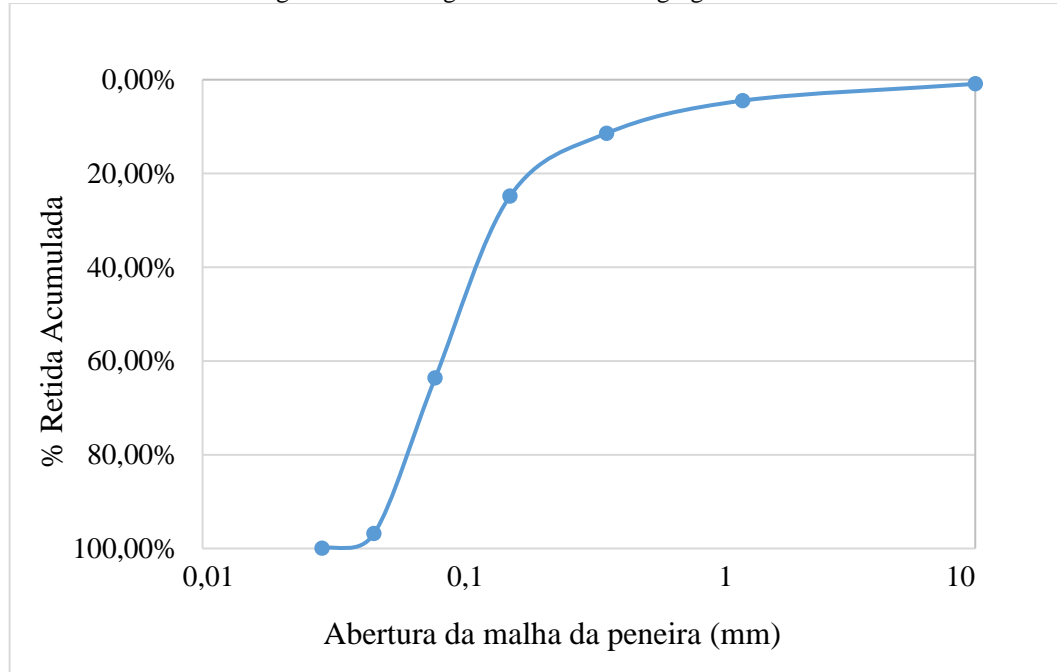
Os materiais empregados no programa experimental foram oriundos de um lote único, que serviram de referência para todo o trabalho. Os agregados utilizados nesta pesquisa foram materiais comumente encontrados na região da Grande Porto Alegre e empregados em outras pesquisas.

Como aglomerante foi utilizado unicamente cimento Portland CP IV – 32. O ensaio de massa específica não foi realizado, porém foi adotado o valor de $2,80 \text{ g/cm}^3$, baseado em outros trabalhos.

O agregado miúdo utilizado foi areia quartzosa do Rio Jacuí; e, o agregado graúdo, brita basáltica. Os agregados graúdos e miúdos do concreto foram caracterizados, de acordo com a NBR NM 53 (ABNT, 2009) e NBR NM 52 (ABNT, 2009), respectivamente, sendo que o agregado graúdo apresentou um módulo de finura de 7,02 e dimensão máxima característica de 19 mm, massa específica de $2,9 \text{ g/dm}^3$ e massa unitária de $1,57 \text{ g/dm}^3$; e o agregado miúdo apresentou módulo de finura de 3,02, diâmetro máximo de 2,4mm, massa específica de $2,54 \text{ g/cm}^3$, massa unitária de $1,65 \text{ g/cm}^3$. A curva granulométrica dos agregados miúdo e graúdo foi obtida seguindo ensaio proposto na NBR NM 248 (ABNT, 2003).

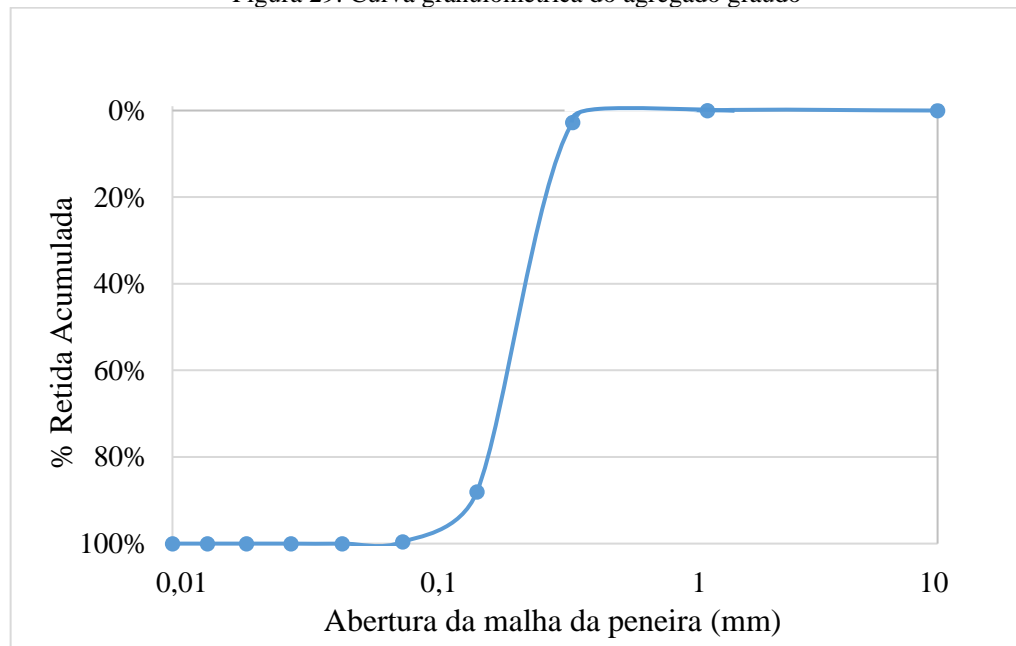
Nas figuras 28 e 29, são apresentadas as curvas granulométricas da areia e brita, respectivamente.

Figura 28: Curva granulométrica do agregado miúdo



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 29: Curva granulométrica do agregado graúdo



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Na preparação dos concretos foi usada água proveniente da rede de abastecimento local (DMAE – Porto Alegre). O aditivo superplastificante sintético de alto desempenho à base de polímeros policarboxilatos, líquido, foi utilizado com o intuito de ajustar o abatimento realizado conforme prescreve a NBR NM 67 (ABNT,1998), definido para ser maior do que 120 mm, a fim de produzir concretos possíveis de serem bombeados e minimizar as variações da moldagem, porém que não apresentassem segregação.

Na tabela 21 são apresentados os dados dos diferentes concretos. O traço apresenta a relação, em massa, entre cimento CP IV:areia:brita.

Tabela 21: Dados de dosagem dos diferentes concretos: traço em massa (cimento CP IV:areia quartzosa:brita basáltica), reação água/cimento e teor de argamassa

Traço	Traço em Massa (aglomerante/agregados)	Traço em Massa (cimento:areia:brita)	Relação Água/Cimento
1	1:3,0	1:1,16:1,84	0,34
2		1:1,16:1,84	0,42
3		1:1,16:1,84	0,50
4	1:5,0	1:2,24:2,76	0,34
5		1:2,24:2,76	0,42
6		1:2,24:2,76	0,50
7	1:7,0	1:3,32:3,68	0,34
8		1:3,32:3,68	*
9		1:3,32:3,68	0,50

*O traço 1:7 com relação a/c de 0,42 apresentou resistência incoerente com o esperado e, por isso, foi produzido três vezes, apresentando o mesmo resultado. Portanto, foi desconsiderado na análise.

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

O abatimento e a classe correspondente dos concretos moldados, como também o teor de aditivo que foi adicionado, relacionado à massa de cimento, estão apresentados na tabela 22.

Tabela 22: Teor de aditivo, abatimento e classe correspondente

Traço	Traço em Massa (aglomerante/agregados)	Relação Água/Cimento	Teor de Aditivo em Relação à Massa de Cimento (%)	Abatimento (mm)	Classe de Abatimento
1	1:3,0	0,34	0,32	120	S100
2		0,42	0,0038	130	S100
3		0,50	0	220	S160
4	1:5,0	0,34	0,63	140	S100
5		0,42	0,38	110	S100
6		0,50	0,09	110	S100
7	1:7,0	0,34	2,25	100	S100
8		0,42	-	-	-
9		0,50	0,61	140	S100

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Pode-se observar que no traço mais rico em cimento (1:3) e com maior relação água/cimento não foi necessário utilizar o aditivo superplastificante. Como o intuito era manter a mesma relação água/cimento, esse traço acabou ficando com abatimento superior aos demais.

5.2 Moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova foi realizada no Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído da UFRGS (LAMTAC-NORIE/UFRGS). Todos os concretos foram produzidos em misturador de eixo vertical com tempo de mistura aproximado de 5 minutos, a partir da colocação total da água. A mistura seguiu a seguinte ordem: primeiro adicionou-se a brita e metade da água, seguido pelo cimento, água e areia seca. No caso de necessidade de ajuste, foi adicionado o aditivo superplastificante, extendendo-se o tempo de mistura para a perfeita incorporação do aditivo no concreto. Após o processo de mistura de cada traço, foi realizado o teste de abatimento (slump test), segundo a NBR NM 67 (ABNT, 1998).

Para cada traço, foram moldados 8 corpos-de-prova cilíndricos 10x20cm, conforme NBR 5738 (ABNT, 2015), em fôrmas de aço previamente untadas com desmoldante à base de óleo mineral. Os corpos de prova foram preenchidos em duas etapas, e submetidos a adensamento em mesa vibratória por 15 segundos. Após a cura inicial de 48 horas no ambiente de laboratório,

as amostras foram expostas à cura úmida em câmara com temperatura (23 ± 2 °C) e umidade ($UR \geq 95\%$) controlados, segundo a NBR 9479 (ABNT, 2006), até a data dos ensaios, ou seja, 28 dias.

6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 Ensaio

Os ensaios realizados nas amostras de concreto foram realizados no LEME – Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais. Três dos corpos de prova cilíndricos foram caracterizados quanto à resistência à compressão, aos 28 dias de idade, conforme a NBR 5739 (ABNT, 2018), sendo a média dos valores encontrados tomada como referência para estabelecer o carregamento para o ensaio de módulo de deformação do concreto. Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa de capacidade de carga de 2000 kN da marca Shimadzu. Antes do procedimento, os corpos de prova tiveram suas bases retificadas e, após, foram medidos e pesados para cálculo da densidade de massa do concreto no estado endurecido úmido. Nas tabelas 23 e 24 são apresentadas a resistências média, o desvio padrão e a resistência característica à compressão, considerando-se apenas os três corpos de provas utilizados para determinar o carregamento para o ensaio de módulo de deformação do concreto, conforme estabelece a NBR 8522 (ABNT, 2017) e os resultados levando-se em conta todas as amostras, respectivamente.

Tabela 23: Resistência à compressão individual, desvio padrão e resistência característica de três corpos de prova dos concretos avaliados

Traço em Massa (cimento/agregados)	Traço em Massa (cimento:areia:brita)	Relação a/c	Volume de pasta (%)	fcm (MPa)	Desvio padrão (MPa)	fck (MPa)
1:3	1:1,16:1,84	0,34	38,9	41,0	3,43	35,4
1:5	1:2,24:2,76		27,6	44,3	2,70	39,8
1:7	1:3,32:3,68		21,30	44,5	2,99	39,6
1:3	1:1,16:1,84	0,42	41,6	37,2	1,29	35,1
1:5	1:2,24:2,76		29,8	34,7	0,68	33,6
1:7	1:3,32:3,68		-	-	-	-
1:3	1:1,16:1,84	0,50	44,0	28,9	0,74	27,6
1:5	1:2,24:2,76		31,9	29,8	0,37	29,2
1:7	1:3,32:3,68		25,0	25,6	0,33	25,0

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

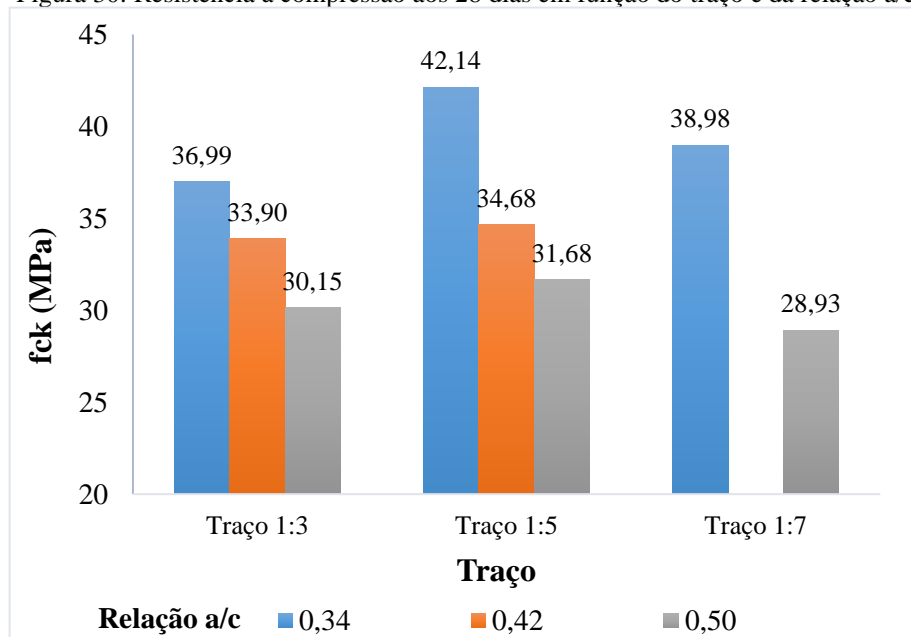
Tabela 24: Resistência à compressão individual, desvio padrão e resistência característica de todos os corpos de prova dos concretos avaliados

Traço em Massa (cimento/agregados)	Traço em Massa (cimento:areia:brita)	Relação a/c	Volume de pasta (%)	fcm (MPa)	Desvio padrão (MPa)	fck (MPa)
1:3	1:1,16:1,84	0,34	38,9	42,6	3,42	37,0
1:5	1:2,24:2,76		27,6	46,2	2,46	42,1
1:7	1:3,32:3,68		21,30	45,4	3,88	39,0
1:3	1:1,16:1,84	0,42	41,6	35,9	1,94	32,7
1:5	1:2,24:2,76		29,8	34,7	0,43	34,0
1:7	1:3,32:3,68		-	-	-	-
1:3	1:1,16:1,84	0,50	44,0	28,6	1,08	26,8
1:5	1:2,24:2,76		31,9	30,2	0,64	29,2
1:7	1:3,32:3,68		25,0	25,5	0,34	24,9

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Por meio da análise estatística de variância ANOVA (Apêndice A – Tabela 30), com 95% de confiança, pode-se concluir que o efeito da ciclagem (ciclos de carga e descarga) aplicados aos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de módulo de deformação, não causaram impacto na resistência das amostras. Portanto, a resistência à compressão característica de cada traço moldado foi calculada com base nos valores de resistência de todos os corpos-de-prova. Na figura 30, são apresentados os valores de resistência à compressão para cada um dos traços e relação água/cimento adotados, condiderando-se os resultados de todas as amostras.

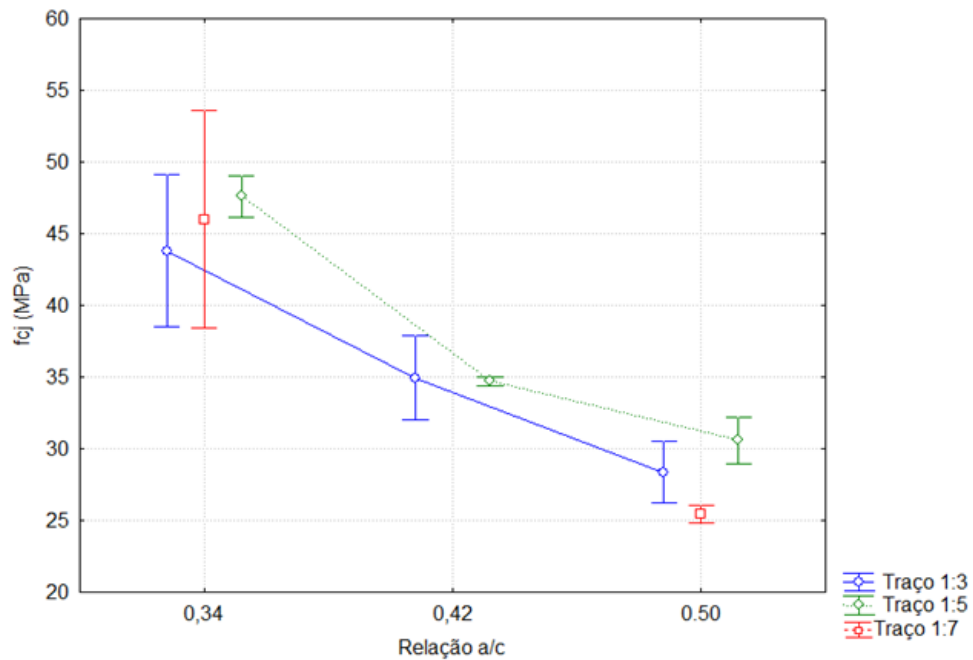
Figura 30: Resistência à compressão aos 28 dias em função do traço e da relação a/c



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Estatisticamente pela ANOVA (Apêndice A – Tabela 31), apenas a relação água-cimento mostrou-se como variável que influenciou na resistência à compressão. O gráfico ANOVA da resistência à compressão dos concretos relacionados com os traços e relações água/cimento pode ser observadas na figura 31.

Figura 31: Gráfico ANOVA: Resistência de dosagem aos 28 dias dos concretos avaliados em função do traço e da relação a/c



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

No entanto, pela comparação de médias por FISHER (Apêndice A – Tabela 32), notou-se que o traço 1:3 com relação a/c de 0,34 é diferente do concreto 1:5 com o mesmo teor de água e, da mesma forma, o traço 1:7 com relação a/c de 0,50 é diferente do concreto 1:5 com o mesmo teor de água.

A determinação do módulo de deformação do concreto foi realizada adaptada do procedimento descrito na NBR 8522 (ABNT, 2017), em 3 corpos de prova, no mesmo dia da ruptura à compressão das amostras. Para a medição de deformações, foram utilizados transdutores diferenciais de variação linear, modelo WA e com limite de deslocamento de 2mm, mais conhecidos pela sigla em inglês LVDT (*“Linear Variable Displacement Transducer”*). Esse equipamento mede deslocamentos por meio da variação de voltagem e possui funcionamento eletromagnético. A norma NBR 8522 (ABNT, 2017) fixa a velocidade de carregamento do ensaio de módulo de elasticidade em 0,45 MPa/s com tolerância de $\pm 0,15$.

Na metodologia estabelecida pela norma, o módulo de elasticidade de concretos é obtido por meio das deformações do material quando submetido às tensões de 0,5MPa e 30% da tensão de ruptura. Para tanto, são adotados pontos aleatórios dos dois últimos patamares no terceiro ciclo, com tensão constante para determinar as deformações específicas na tensão máxima e mínima aplicadas.

O módulo experimental foi calculado conforme a equação 19, apresentada pela NBR 8522 (ABNT, 2017, p. 11).

$$E_{ci} = \left(\frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right) \quad \text{Equação 19}$$

Sendo:

E_{ci} : módulo de elasticidade tangente inicial (GPa);

σ_b : tensão à compressão máxima, considerada como 30% da resistência à compressão (MPa);

σ_a : tensão à compressão mínima de ensaio;

ε_b : deformação específica do concreto referente à σ_b (mm);

ε_a : deformação específica do concreto referente à σ_a (mm).

Posteriormente, como na análise estrutural é utilizado o módulo de deformação secante (E_{cs}), este foi calculado através das equações 20 e 21.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad \text{Equação 20}$$

Onde:

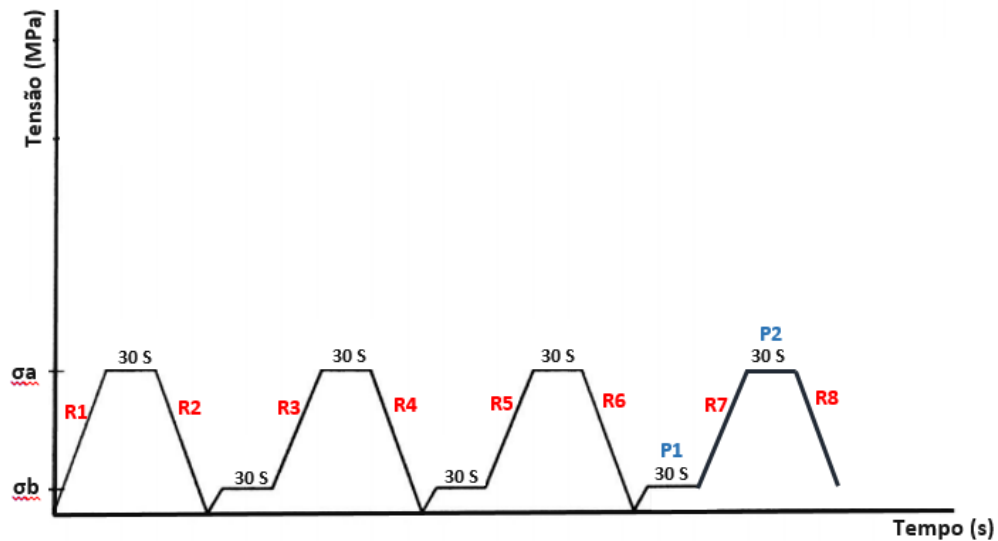
$$\alpha_i = \left[0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) \right] \quad \text{Equação 21}$$

Além da metodologia proposta pela norma, no presente trabalho foram utilizados os diversos pontos dos ciclos de carga e descarga para obter o coeficiente angular de retas aproximadas sobre a curva tensão-deformação específica. A grande quantidade de pontos utilizados para a obtenção das retas mostra-se mais realista, como também de mais fácil determinação, por não depender da escolha aleatória de pontos da curva com tensão constante.

A comparação dos resultados fornecidos pelas duas metodologias adotadas, por meio da ANOVA (Apêndice A – Tabela 33), revelou não haver influência significativa nos módulos de deformação de concretos entre os dois métodos. Portanto, nas análises seguintes foram adotados os valores obtidos pela metodologia adaptada.

Nesta, os corpos de prova foram submetidos a quatro ciclos de carga e descarga e o valor do módulo foi obtido por meio do coeficiente angular de uma reta aproximada sobre a curva tensão-deformação específica para os oito ramos, conforme mostrado na figura 32. Após a remoção dos LVDT's, as amostras foram levadas à ruptura.

Figura 32: Representação esquemática do ensaio adaptado para obtenção do módulo de elasticidade dos concretos



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Nas tabelas 25 e 26 são apresentados os resultados do ensaio de módulo estático dos concretos para a metodologia proposta pela NBR 8522 (ABNT, 2017) e para a metodologia adaptada, além do E_{cs} calculado de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando-se a resistência à compressão de três amostras e de todas as amostras, respectivamente.

Tabela 25: Módulo de deformação dos concretos para a metodologia da norma e adaptada, e E_{cs} calculado com base na resistência à compressão de três amostras de concreto

Traço em Massa (cimento:areia:brita)	Relação a/c	Ecs médio experimental (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Ecs médio experimental (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Ecs médio calculado (GPa) NBR 6118:2014
		Met. Norma		Met. Adaptado		
1:1,16:1,84	0,34	37,29	0,83	37,39	0,77	35,52
1:2,24:2,76		38,70	2,03	39,72	1,64	38,15
1:3,32:3,68		37,99	1,58	38,35	1,49	38,02
1:1,16:1,84	0,42	34,24	0,88	34,78	0,99	35,34
1:2,24:2,76		33,55	1,00	33,94	0,92	34,43
1:3,32:3,68		-	-	-	-	-
1:1,16:1,84	0,50	28,94	0,40	29,55	0,39	30,70
1:2,24:2,76		32,91	1,29	33,72	1,46	31,72
1:3,32:3,68		28,81	0,61	29,47	0,79	28,99

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

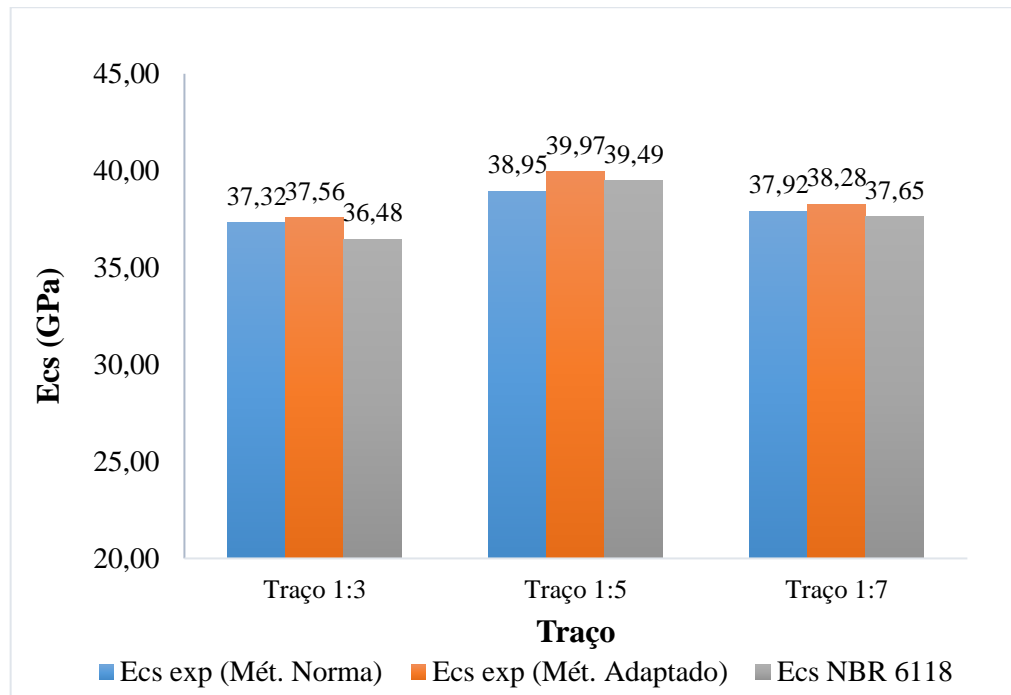
Tabela 26: Módulo de deformação dos concretos para a metodologia da norma e adaptada, e Ecs calculado com base na resistência à compressão de todas as amostras de concreto

Traço em Massa (cimento:areia:brita)	Relação a/c	Ecs médio experimental (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Ecs médio experimental (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Ecs médio calculado (GPa)
		Met. Norma		Met. Adaptado		NBR 6118:2014
1:1,16:1,84	0,34	37,32	0,83	37,56	0,77	36,48
1:2,24:2,76		38,95	2,04	39,97	1,65	39,49
1:3,32:3,68		37,92	1,58	38,28	1,49	37,65
1:1,16:1,84	0,42	34,01	0,88	34,55	0,98	33,90
1:2,24:2,76		33,59	1,00	33,98	0,92	34,68
1:3,32:3,68		-	-	-	-	-
1:1,16:1,84	0,50	28,87	0,40	29,48	0,39	30,15
1:2,24:2,76		32,91	1,29	33,71	1,46	31,68
1:3,32:3,68		28,80	0,61	29,46	0,79	28,93

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

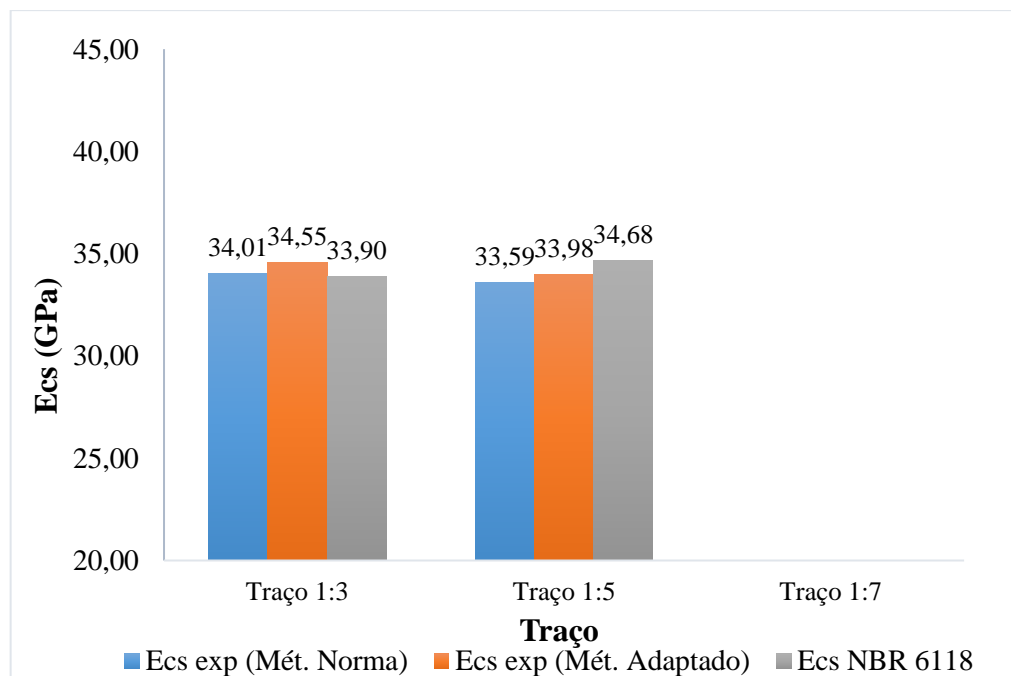
Nas figuras 33, 34 e 35 são apresentados os resultados encontrados para a metodologia de ensaio de módulo de deformação do concreto conforme NBR 8522 (ABNT, 2017), metodologia adaptada e os valores estimados pela equação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014). A maioria dos valores foram subestimados pela norma, enquanto em apenas dois traços houve superestimação com pequena diferença do módulo experimental e, portanto, nenhum resultado pode ser considerado discrepante.

Figura 33: Módulo de elasticidade secante aos 28 dias em função do traço e da relação a/c de 0,34



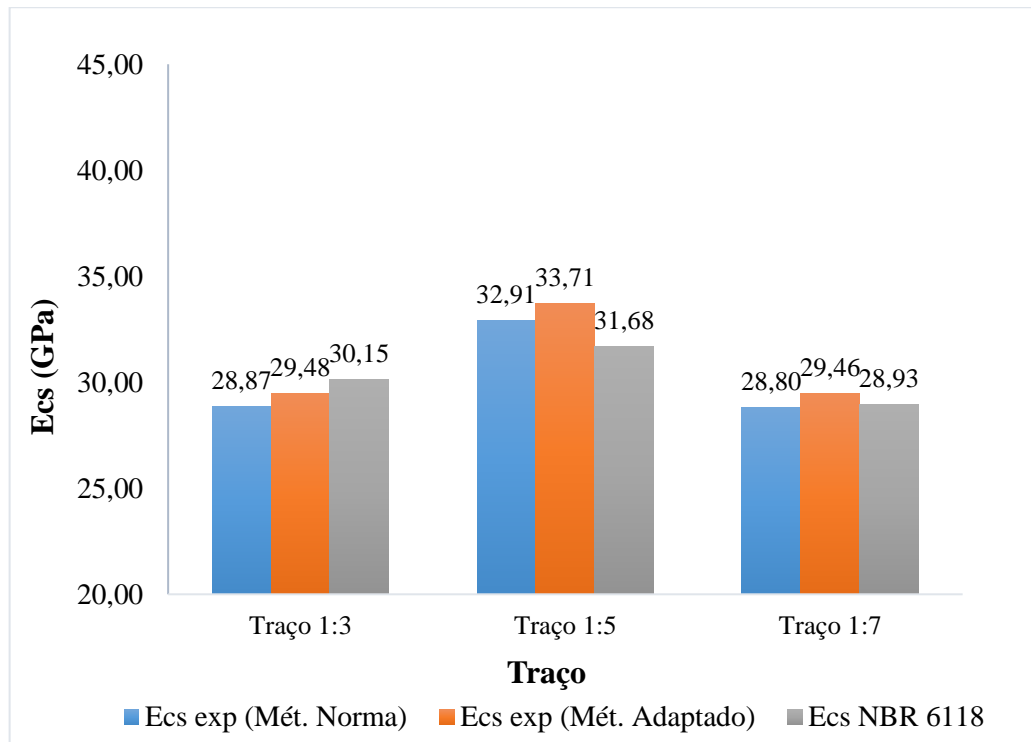
(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 34: Módulo de elasticidade secante aos 28 dias em função do traço e da relação a/c de 0,42



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 35: Módulo de elasticidade secante aos 28 dias em função do traço e da relação a/c de 0,50

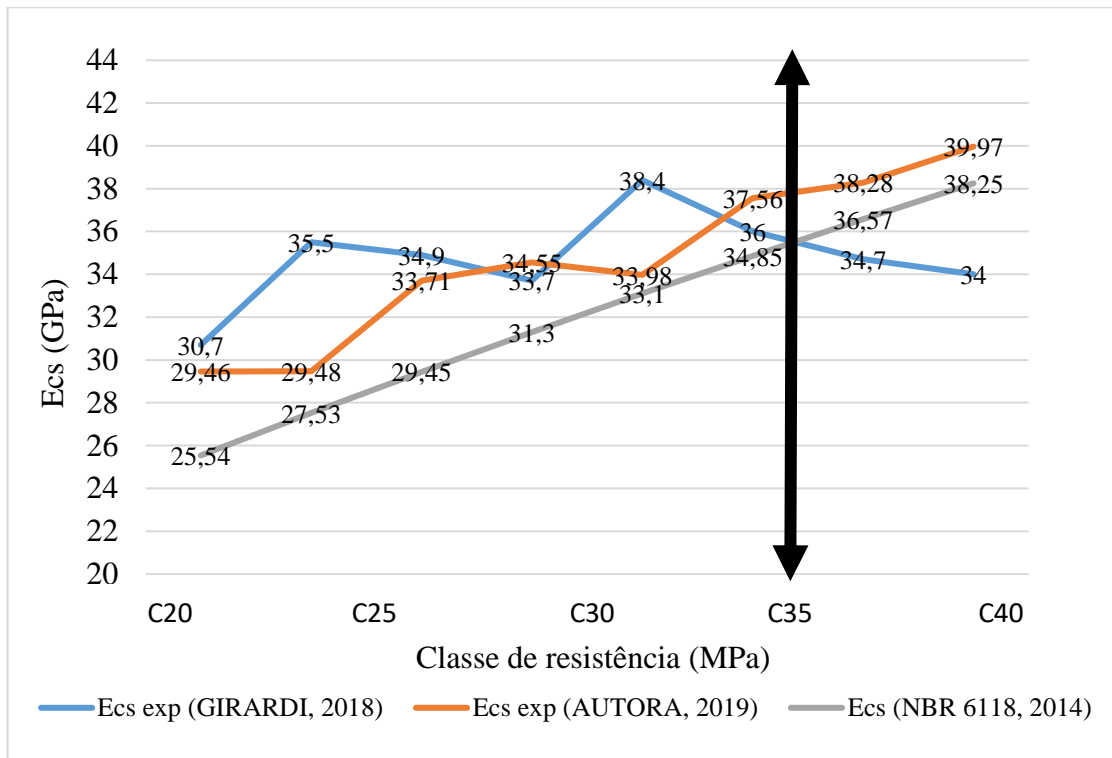


(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Na figura 36 é mostrada uma comparação entre os resultados experimentais encontrados no presente trabalho e os valores obtidos na pesquisa de Girardi (2018), para diferentes classes de resistência. Pode-se observar que para os concretos estudados por Girardi (2018), há superestimação do módulo de elasticidade proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014) a partir da Classe 35, sendo que para resistências superiores, a divergência entre o módulo experimental e o obtido pela norma torna-se ainda maior, mesma situação apontada por Martins (2008) e Kummer (2016).

Em contrapartida, para os concretos moldados nesse estudo, os valores experimentais encontrados são muito semelhantes ou superiores aos valores estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo, assim, confiável. Esse fato, reforça a ideia de Aguilar *et al.*¹ (2006), Djanikian Filho (2010) e Bayadizi *et al.* (2014) sobre a existência de outros fatores que influenciam no módulo de deformação de concretos e não, apenas, a sua resistência à compressão.

Figura 36: Comparação dos resultados encontrados com o estudo de Girardi (2018) e a NBR (6118, 2014)



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

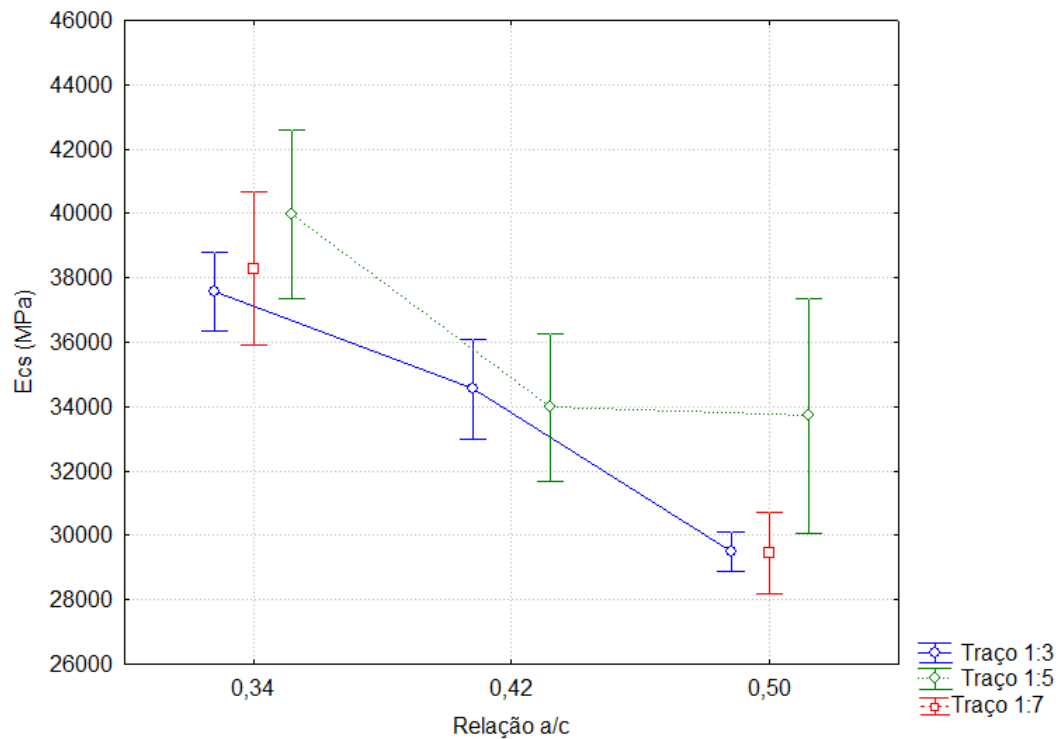
A análise dos resultados do módulo de deformação dos concretos com a ANOVA revelou que, além da relação água/cimento, diretamente ligada à resistência à compressão, o volume de pasta também influencia nessa propriedade do concreto. Isto corrobora com o relatado por Montija (2007), Cabral (2014) e Girardi (2018), reforçando a ideia de que o teor de materiais secos, ou seja, da fração volumétrica das fases que compõem o concreto afeta o módulo de deformação dos concretos. O resultado fornecido pela análise estatística é apresentado na tabela 27 e representado na figura 37.

Tabela 27: ANOVA indicando que o traço de concreto, a relação água/cimento e a interação do traço e relação água/cimento exercem influência significativa sobre o módulo de elasticidade secante (Ecs)

Ecs (MPa)					
	SS	Degr. Of freedom	MS	F	p
Traço	22073792	1	22073792	17,4580	0,000390
Relação a/c	338825341	1	338825341	267,9749	0,000000
Traço*Relação a/c	23060048	3	7686683	6,0794	0,003563
Error	27816624	22	1264392		

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 37: Módulo de elasticidade secante em função do traço e da relação a/c



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

A comparação de médias por FISHER (Apêndice A - Tabela 33) forneceu a informação de que o módulo de deformação secante do traço 1:3 e a/c de 0,34 é diferente do concreto 1:7 com o mesmo teor de água, o traço 1:3 com a/c de 0,42 é diferente do traço 1:5 com o mesmo teor de água, e o traço 1:3 com a/c de 0,50 é diferente do traço 1:7 com o mesmo teor. Ou seja, o traço 1:3 distinguiu-se dos demais.

6.2 Módulo dinâmico

Para o ensaio de módulo dinâmico, foi adotado o método da norma britânica BS – 1881 Part 203 (1986), que prescreve o procedimento similar ao da norma brasileira NBR 15630 (ABNT, 2008) através de ensaio não destrutivo, uma vez que não existe norma brasileira para determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica para concretos.

É obtido o tempo de propagação de uma onda ultrassônica que atravessa o comprimento do corpo de prova utilizando-se o equipamento PUNDIT LAB (*“Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester”*), com transdutores de 54kHz e, posteriormente, calculada a velocidade de propagação dessa onda. A equação 22 foi utilizada para o cálculo do módulo dinâmico dos concretos moldados, de acordo com a norma britânica citada.

$$E_d = \rho \cdot V^2 \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{1-\nu} \quad \text{Equação 22}$$

Sendo:

ρ : densidade de massa no estado endurecido do concreto (kg/m^3);

V: velocidade que a onda ultrassônica leva para percorrer o corpo de prova de concreto no seu sentido longitudinal (km/s);

ν : coeficiente de Poisson que é a razão entre a deformação transversal e longitudinal, dentro do intervalo elástico, quando um determinado corpo de prova é submetido a uma carga em seu sentido axial. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), esse coeficiente varia entre 0,15 a 0,20, adotando-se o valor de 0,20 no presente trabalho.

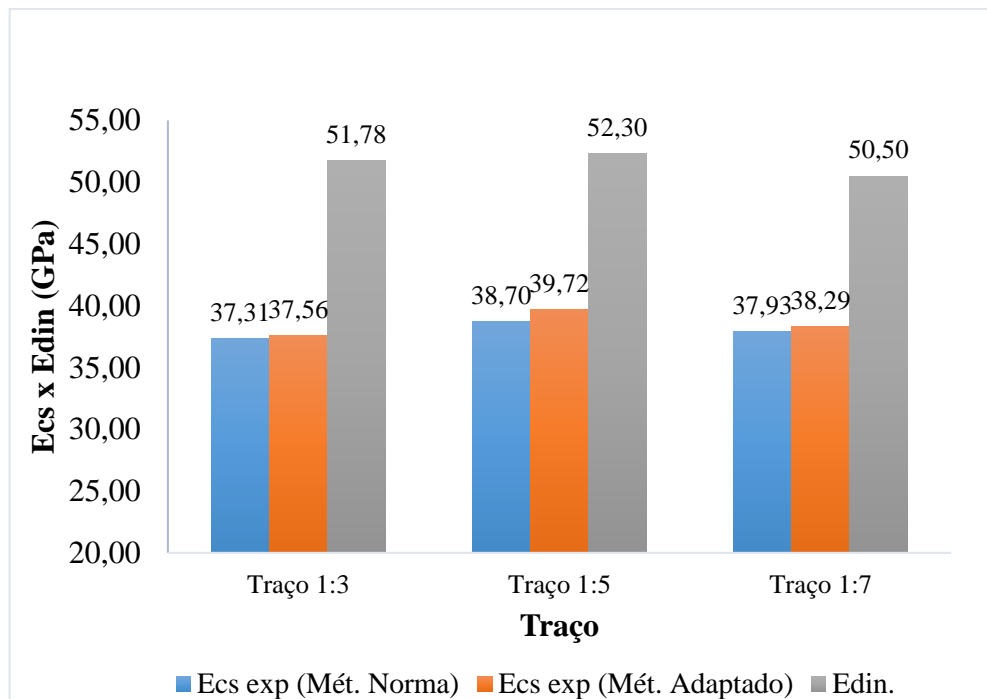
A tabela 28 contém os resultados do ensaio de módulo dinâmico dos concretos e os respectivos desvios padrão. Nas figuras, 38, 39 e 40 é apresentada a comparação entre o módulo de elasticidade secante e o módulo dinâmico para as relações água/cimento de 0,34, 0,42 e 0,50, respectivamente.

Tabela 28: Módulo dinâmico dos concretos

Traço em Massa (cimento/agregados)	Traço em Massa (cimento:areia:brita)	Relação a/c	ρ (kg/m ³)	Edm médio (GPa)	Desvio padrão (GPa)
1:3	1:1,16:1,84	0,34	2441,22	51,78	1,96
1:5	1:2,24:2,76		2413,92	52,30	0,52
1:7	1:3,32:3,68		2325,27	50,50	1,01
1:3	1:1,16:1,84	0,42	2449,52	50,94	1,00
1:5	1:2,24:2,76		2351,25	48,86	0,76
1:7	1:3,32:3,68		-	-	-
1:3	1:1,16:1,84	0,50	2407,29	49,85	0,89
1:5	1:2,24:2,76		2424,06	50,13	1,36
1:7	1:3,32:3,68		2329,40	49,86	1,37

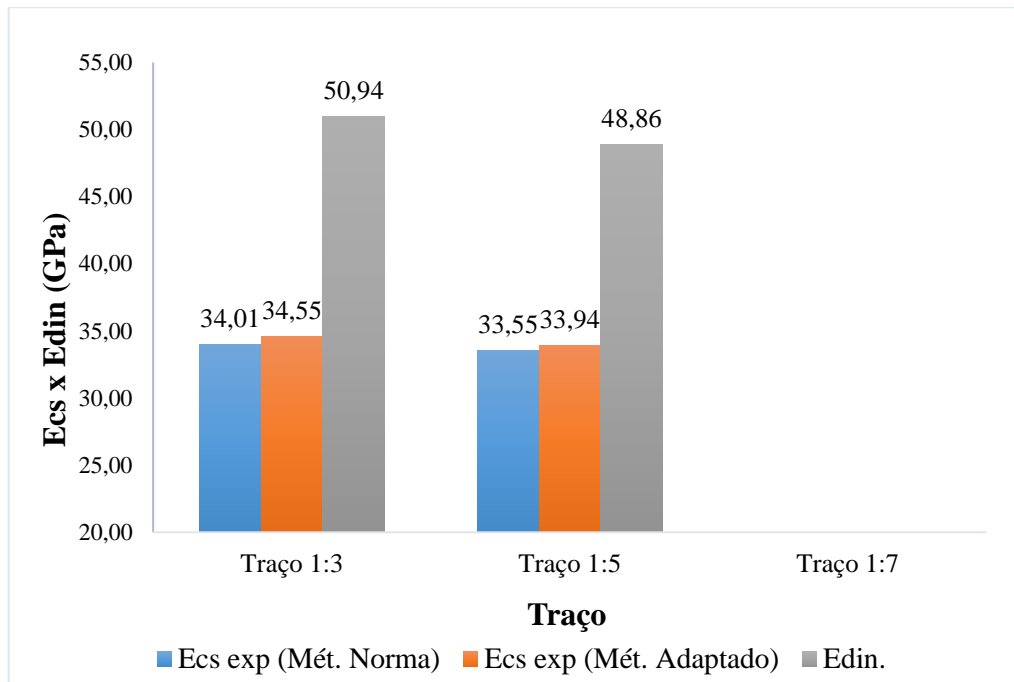
(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 38: Módulo dinâmico e módulo estático dos concretos em função do traço para relação a/c de 0,34



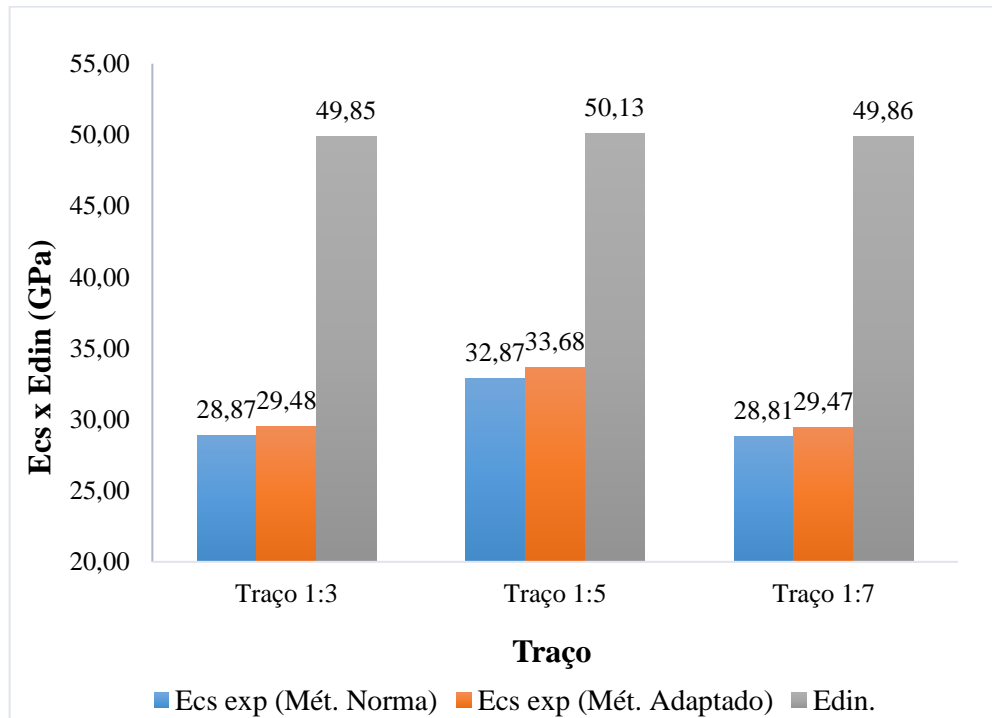
(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 39: Módulo dinâmico e módulo estático dos concretos em função do traço para relação a/c de 0,42



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 40: Módulo dinâmico e módulo estático dos concretos em função do traço para relação a/c de 0,50



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

O módulo dinâmico não apresentou grandes variações entre os diferentes concretos moldados. É possível destacar que, conforme a quantidade de água aumenta, maior é a razão entre o módulo de elasticidade dinâmico e estático. Para os concretos com relação água/cimento 0,34, a relação vale 1,34, com relação água/cimento de 0,42, vale 1,48 e para os concretos com a maior relação água/cimento, a relação entre o módulo estático e o dinâmico ficou em 1,62. Essa constatação corrobora com Mehta e Monteiro (2014) ao afirmarem que a diferença entre o módulo dinâmico e o estático é maior para as resistências mais baixas.

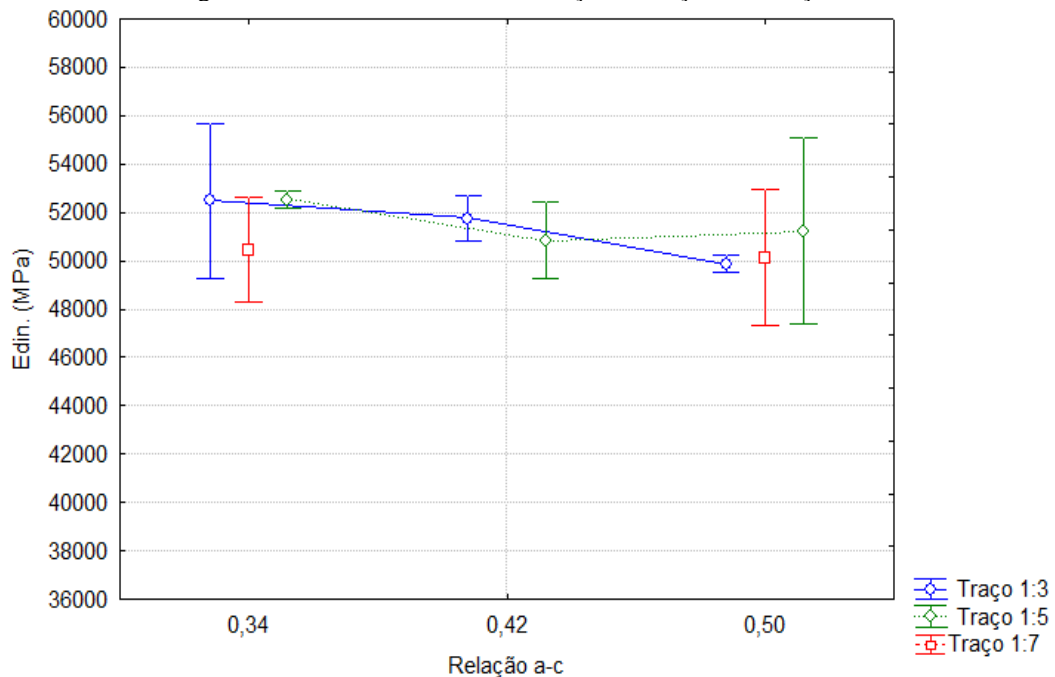
A ANOVA mostrou que apenas a relação água/cimento tem influência significativa sobre o módulo dinâmico dos concretos. A análise estatística é apresentada na tabela 29 e figura 41.

Tabela 29: ANOVA indicando que a relação água/cimento exerce influência significativa sobre o módulo de elasticidade dinâmico (E_{din})

	E_{din} (MPa)				
	SS	Degr. Of freedom	MS	F	p
Traço	155385	1	155385	0,100473	0,754251
Relação a/c	11264505	1	11264505	7,283725	0,013113
Traço*Relação a/c	8365432	3	2788477	1,803053	0,176076
Error	34023678	22	1546531		

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Figura 41 - Módulo dinâmico em função do traço e da relação a/c



(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Vale ressaltar que não existe uma relação entre o módulo estático e o dinâmico. O módulo dinâmico não expressa corretamente a relação existente entre tensão e deformação, pois considera apenas a densidade do material e sem aplicação de nenhuma tensão. Portanto, não deve ser utilizado para a análise global e estabilidade de estruturas, como também para o dimensionamento estrutural.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho visou identificar de que forma o módulo de deformação do concreto, quando inferior ao seu valor real, pode comprometer o desempenho estrutural de uma edificação, enfatizando a importância da adoção de modelos normativos capazes de fornecer estimativas de módulo compatíveis com a realidade, em função de diferentes composições de concreto. Na bibliografia há várias evidências experimentais de que o módulo real pode ser inferior à estimativa obtida pela expressão da NBR 6118 (ABNT, 2014) baseada, unicamente, no f_{ck} e no tipo de agregado graúdo.

O estudo da influência do módulo de deformação do concreto na estabilidade global, efeitos de 2ª ordem e no dimensionamento de pilares comprovou que, ao ser adotado um valor de módulo superestimado, pode haver comprometimento estrutural da edificação. Nesse caso, a estrutura passou de nós fixos para nós móveis por meio da análise do coeficiente Υ_z . Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite, a majoração das forças horizontais causou redução do coeficiente de segurança no dimensionamento dos pilares, sendo que os pilares de canto precisariam ter sua seção transversal ou taxa de armadura aumentadas. Esse fato reforça a importância do módulo de deformação do concreto no dimensionamento dos elementos estruturais e não somente para o ELU e ELS.

O módulo de deformação experimental inferior ao estimado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) revelou que a estrutura é mais deformável do que o esperado. Em uma estrutura otimizada, em função de uma estimativa superestimada do módulo, um valor real mais baixo do módulo leva a estrutura além dos limites normativos. Os pórticos 8 e 9 apresentaram deslocamentos horizontais superiores ao valor limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Esse efeito acabou sendo agravado quando a estrutura passou a ser analisada como de nós móveis. Os esforços de vento aumentaram e, portanto, os deslocamentos horizontais se tornaram ainda maiores.

Por meio do programa experimental, pôde-se concluir que a ciclagem dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de módulo de deformação não causou impacto na resistência à compressão das amostras, justamente pelo fato do concreto ser submetido à cargas em que o material tem comportamento elástico. A metodologia adaptada, utilizando-se os inúmeros pontos da curva tensão *versus* deformação, forneceu resultados compatíveis com a metodologia

proposta pela NBR 8522 (ABNT, 2007), porém com aplicação muito mais fácil em uma prensa instrumentada, sendo mais robusta em termos de representatividade do comportamento do material.

O módulo de deformação dos concretos moldados foi superior aos valores estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Portanto, o presente trabalho corroborou com parte dos resultados encontrados na bibliografia, podendo-se concluir que a equação proposta pela normativa para estimar o módulo de deformação dos concretos produzidos é segura, para as resistências estudadas.

Os resultados dos ensaios permitiram concluir que, além da relação água/cimento, fator diretamente ligado à resistência à compressão, o volume de pasta também influencia no módulo de deformação dos concretos, reforçando a ideia proposta por Aguilar *et al.*¹ (2006), Djanikian Filho (2010), Bayadizi *et al.* (2014) e Girardi (2018) de que a resistência à compressão não é o único fator que influencia nessa propriedade do concreto.

Quanto ao módulo dinâmico, os concretos com maior relação água/cimento apresentaram a maior razão entre o módulo dinâmico e o módulo estático. No entanto, o módulo dinâmico não teve grandes variações entre os diferentes concretos moldados, tendo pouca aplicabilidade para o dimensionamento e comportamento da estrutura em ELU e ELS.

Para trabalhos futuros, a sugestão é avaliar o módulo de deformação de concretos com os mesmos materiais, traços e teor de argamassa adotados no presente trabalho, porém para resistências superiores a 50 MPa, a fim de verificar se a equação proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014), para concretos mais resistentes, é compatível com os resultados experimentais. Além disso, avaliar a influência do módulo de concretos na análise estrutural de elementos fletidos e não somente para pilares. Outra sugestão é alterar o índice de esbeltez de pilares e utilizar seções retangulares para avaliar como o módulo impacta na análise estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALHADAS, M. F. S. **Estudo da influência do agregado graúdo de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto.** Dissertação de Mestrado (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais. 126 fls. Belo Horizonte, 2008.

ALMEIDA, S. M. de. **Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico do Concreto de Cimento Portland através de ensaios de compressão simples e de frequência ressonante.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

ALSALMAN, A. *et al.* Evaluation of modulus of elasticity of ultra-high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 153, p. 918 – 928, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318:** Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills: ACI, 2014.

ARAÚJO, J. M. de. O módulo de deformação longitudinal do concreto. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 1, 2000.

ARRUDA, A. M. D. Módulo de elasticidade de concretos produzidos com formações rochosas do triângulo mineiro. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia. 166 fls. Uberlândia/MG, 2013.

____NBR 15630. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2008.

____NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

____NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

____NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 1978.

____NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

____NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

____NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

____NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

____NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

____NBR 9479: Argamassa e concreto - Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2006.

____NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

____NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa aparente. Rio de Janeiro, 2009.

____NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

____NBR NM 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

____.NBR NM 6123: Forças devidas ao vento nas edificações. Rio de Janeiro, 1988.

____NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

BARBOSA, A. H. Contribuição ao estudo sobre a obtenção do módulo de elasticidade do concreto utilizando modelagem micromecânica. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco. 203 fls, Recife/PE, 2010.

BARBOSA, I. L. S. Influência dos agregados graúdos da região de Goiânia no módulo de deformação tangente inicial do concreto. Dissertação de Mestrado (Curso de Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Goiás. Goiânia/GO. 135 fls. Goiânia/GO, 2009.

BARCARJI, E. Análise de Estruturas de Edifícios: Projeto de Pilares. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos -Universidade de São Paulo. São Carlos, 1993.

BAUER, E.; PEREIRA, C. H. de. A. F.; LEAL, A. C. F. de S. Valores do módulo de elasticidade de concretos comerciais da região do Distrito Federal. Brasília, 2013. Divulgação Técnica AT04. Disponível em: <<http://materialsandmateriais.blogspot.com/2013/02/divulgacao-tecnica-at-04.html>>. Acesso em 01nov.2019.

BAYAZIDI, A. M. *et al.* Multigene genetic programming for estimation of elastic modulus od concrete. *Mathematical Problems in Engineering*, p. 1-10, 2014.

BENINCÁ, M. E. Comparação entre modelos de análise estrutural de edifícios em concreto armado: estudo de caso. Trabalho de Diplomação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2016.

BILESKEY, P. C. Contribuição aos estudos do módulo de elasticidade do concreto. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia

Civil. Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) do Estado de São Paulo. 137 fls. São Paulo/SP, 2016.

BORIN, L. A.; BAUER, R. J. F.; FIGUEIREDO, A. D. Risco de rejeição de concretos devido à não conformidade com os parâmetros normalizados para o módulo de elasticidade. Anais do 52º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON). Fortaleza/CE, 2010.

BRITISH STANDARD ASSOCIATION. BS 1881 Part 203: Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete.1986.

BUCHAIM, R. A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica. Tese(Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

CABRAL, L. M. C. Análise comparativa do módulo de elasticidade calculado segundo diferentes normas. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco. 67 fls. Recife/PE, 2014.

CABRAL, L.; MONTEIRO, E.; HELENE, P. Análise comparativa do Módulo de elasticidade calculado segundo diferentes normas, Revista ALCONPAT, Vol.4, nº 2, p. 140-156, Yucatán, México, 2014.

CALLISTER, W. D. Fundamentos da ciência e engenharia de materiais: uma abordagem integrada. Rio de Janeiro/RJ: LTC, 2ª ed., 2006.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. FIB Model Code. Lausanne: CEB, 2010.

DAVRAZ, M. *et al.* Pozzolanic effect of andesite waste powder on mechanical properties of high strength concrete. **Construction and Building Materials**, v. 165, p. 494 –503, 2018.

DJANIKIAN FILHO, J. G. Controle do Módulo de Elasticidade do Concreto na estrutura com o uso de célula de fluência, Monografia – Título de Especialista em Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios (MBA), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ELLWANGER, R. J. A construção do conhecimento em análise de estruturas de edifícios. Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

EUROCODE-European Standard – Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules of buildings, 2005.

FERRARI, A. A. Propriedades mecânicas do concreto de elevado desempenho fabricado com diversos materiais. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais. 182 fls. Belo Horizonte/MG, 1995.

GANDOMI, A. H. *et al.* New design equations for elastic modulus of concrete using multiexpression programming. *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 21, p. 761-774, 2015.

GIDRÃO, G. M. S. Propriedades dinâmicas do concreto e relações com sua microestrutura. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade de São Paulo. 132 fls. São Carlos/SP, 2015.

GIONGO, J. S. Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios. Material didático da disciplina de Estruturas de Concreto da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

GIRARDI, R. Avaliação da influência de diferentes parâmetros de dosagem sobre o módulo de deformação do concreto de Cimento Portland. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

HELENE, P. R. L.; MONTEIRO, P. J. M.; KANG, S. H. Designing Concrete Mixtures for Strength, Elastic Modulus and Fracture Energy. *Materials and Structures*, Vol. 26, n.º.162, p.443-452, 1993.

KIMURA, A. Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

KOTSOVOS, M.D.; PAVLOVIC, M.N. Structural concrete: finite-element analysis for limit-state design. London: Thomas Telford, 1995.

KUMMER, L. M. Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos concretos de uma central dosadora de concreto de Lajeado/RS. Monografia de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. UNIVATES. Lajeado/RS, 2016.

LEAL, A. C. F. S. Investigação experimental do módulo de elasticidade nos concretos produzidos em Brasília. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. 151 fls. Brasília/DF, 2012.

LENZ, L. A. *et al.* Avaliação da influência do empacotamento dos agregados na durabilidade de concretos através de ensaios não destrutivos: resistividade elétrica e propagação de ondas de ultrassom. SPPC – Simpósio Paranaense de Patologia das Construções, Paraná, 2017.

MARCHI, R. D' A. *de et al.* Avaliação de parâmetros de dosagem para atendimento do módulo de deformação do concreto produzido em central dosadora. Anais do 52º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON). Fortaleza/CE, 2010.

_____. Estudo sobre a variabilidade do módulo de deformação do concreto associada a fatores intrínsecos à produção do material. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica de São Paulo. 121 fls. São Paulo/SP, 2011.

MARTINS, D. G. Influência do tamanho do corpo de prova nos resultados de ensaios de módulo de deformação e resistência à compressão e suas correlações para concretos produzidos em Goiânia – GO. Dissertação (Curso de Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Goiás. Goiânia/GO. 112 fls. Goiânia/GO, 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo/SP: IBRACON, 2ª ed. (português), 2014.

MONTIJA, F. C. Aspectos da variabilidade experimental do ensaio de módulo de deformação do concreto. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica de São Paulo. 260 fls. São Paulo/SP, 2007.

NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. Trad. Salvador E. Giammusso. 2 Ed. São Paulo: Pini, 1997.

NUNES, F. W. da G. Avaliação da resistência e do módulo de elasticidade de concretos usados no Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). 110 fls. Rio de Janeiro/RJ, 2005.

OLIVEIRA, T. S.; CARDOSO, A. C. S. Deformação lenta das estruturas de concreto armado e suas manifestações patológicas. Revista de Engenharia e Tecnologia, Vol. 10, n. 2, 2018.

PACHECO, R. F. R. Análise do módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos produzidos em centrais na grande Vitória. Experimentos e Estatística. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo. 332 fls. Vitória/ES, 2006.

PEREIRA NETO, P. M.; DJANIKIAN FILHO, J.G. Algumas características do Concreto de Alta Resistência com Microssílica, Boletim Técnico – Série BT/PCC, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

PRADO, J. F. M. A. Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1995.

ROHDEN, A. B Contribuição aos métodos de dosagem de concreto de alta resistência a partir do entendimento da influência dos agregados na mistura. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

_____. Efeito da resistência e da dimensão máxima característica do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SANTOS, A. C. dos *et al.* Estudo comparativo entre valores teóricos e resultados experimentais de módulo de elasticidade de concretos produzidos com diferentes tipos de agregado graúdo. Ambiente Construído. Vol. 17, n.3, p. 281 – 294, 2017.

SANTOS, A. M. dos. *et al.* Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico para diferentes dosagens de concreto. Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON). Gramado/RS, 2013.

SUSSEKIND, J. C. Curso de Concreto. 2. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1985. v. 2.

TIBBETTS, C. M. *et al.* Aggregate correction factors for concrete elastic modulus prediction. *ACI Structural Journal*, p. 931-940, 2018.

VAN VLACK, L. H. Princípios de ciência dos materiais. 13^o Ed. São Paulo: Edgard Blucher. 1970.

VOGT, J. C. Estudo da influência de adições no módulo de elasticidade dinâmico, na resistência à fadiga e na tenacidade à fratura para concretos convencionais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. 98 fls. Belo Horizonte/MG, 2006.

APÊNDICE A

Tabela 30: ANOVA indicando que a ciclagem não exerce influência significativa sobre a resistência à compressão

	SS	Degr. of Freedom	MS	F	p
Ciclagem	8,970	1	8,970	3,274	0,130192
Error	13,701	5	2,740		

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 31: ANOVA indicando que apenas a relação a/c exerce influência significativa sobre a resistência à compressão

	SS	Degr. of Freedom	MS	F	p
Traço	20,452	1	20,452	3,6986	0,067496
Relação a/c	1777,845	1	1777,845	321,5178	0,000000
Traço*Relação a/c	39,518	3	13,173	2,3822	0,096896
Error	121,650	22	5,530		

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 32: Comparação de médias por FISHER do módulo de deformação secante (Ecs) com o traço e relação a/c

	Traço	Relação a/c	{1} 43,813	{2} 34,942	{3} 28,355	{4} 46,008	{5} ----	{6} 25,428	{7} 47,625	{8} 34,717	{9} 30,607
1	1:3	0,34		0,000024	0,000000	0,200375		0,000000	0,031784	0,000045	0,000000
2	1:3	0,42	0,000024		0,000662	0,000001		0,000009	0,000000	0,901077	0,024536
3	1:3	0,50	0,000000	0,000662		0,000000		0,092198	0,000000	0,001829	0,223103
4	1:7	0,34	0,200375	0,000001	0,000000			0,000000	0,341238	0,000003	0,000000
5	1:7	0,42									
6	1:7	0,50	0,000000	0,000009	0,092198	0,000000			0,000000	0,000035	0,008621
7	1:5	0,34	0,031784	0,000000	0,000000	0,341238		0,000000		0,000000	0,000000
8	1:5	0,42	0,000045	0,901077	0,001829	0,000003		0,000035	0,000000		0,043639
9	1:5	0,50	0,000000	0,024536	0,223103	0,000000		0,008621	0,000000	0,043639	

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 33: ANOVA indicando que a metodologia de ensaio não exerce influência significativa sobre o módulo de deformação secante do concreto (Ecs)

	SS	Degr. of Freedom	MS	F	p
Metodologia	8,707051E+05	1	8,707051E+05	1,74	0,235202
Error	3,001840E+06	6	5,003066E+05		

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)

Tabela 34: Comparação de médias por FISHER do módulo dinâmico (Edin) com o traço e relação a/c

	Traço	Relação a/c	{1} 52476,	{2} 51758,	{3} 49868,	{4} 50454,	{5} ----	{6} 50142,	{7} 52535,	{8} 50845,	{9} 51232,
1	A	34		0,423434	0,007144	0,031390		0,014488	0,947240	0,100023	0,203780
2	A	42	0,423434		0,042827	0,152232		0,079512	0,386995	0,346575	0,584743
3	A	50	0,007144	0,042827		0,511912		0,758600	0,006117	0,314914	0,165161
4	C	34	0,031390	0,152232	0,511912			0,725598	0,027227	0,684883	0,421874
5	C	42									
6	C	50	0,014488	0,079512	0,758600	0,725598			0,012470	0,466909	0,263465
7	B	34	0,947240	0,386995	0,006117	0,027227		0,012470		0,089064	0,183967
8	B	42	0,100023	0,346575	0,314914	0,684883		0,466909	0,089064		0,706912
9	B	50	0,203780	0,584743	0,165161	0,421874		0,263465	0,183967	0,706912	

(fonte: Elaborada pela autora, 2019)