CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Cristiano André Quoos

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO ESTRUTURAL

Santa Cruz do Sul
2016

Cristiano André Quoos

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO ESTRUTURAL

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

_____

Dr. Eduardo Rizzatti
Professor Examinador - UFSM

_____

M. Sc. Marco Antônio Pozzobon
Professor Examinador - UNISC

_____

M. Sc. Christian Donin
Professor Orientador - UNISC

Santa Cruz do Sul
2016

RESUMO

Atualmente, devido ao aumento significativo da vida útil das estruturas de concreto armado, existe a necessidade de se buscar alternativas para determinar os parâmetros de resistência do concreto, sem que este processo provoque danos às estruturas, ou gerando o mínimo de danos possíveis. Neste estudo elaborou-se uma pequena revisão de alguns métodos de análises em estruturas de concreto, como a extração de testemunhos, esclerometria, *pulloff* e ultrassom. Após, realizou-se a comparação entre resultados de resistência superficial, utilizando os ensaios de esclerometria e de compressão direta, a qual foi determinada rompendo-se corpos de prova de um mesmo concreto. Além disso, baseando-se nas metodologias encontradas nas NBR 6118:2014, NBR 8522:2008, ACI 318-14 e EUROCODE 2, foi determinado o módulo de elasticidade em função das resistências encontradas, comparando-se o resultado com o módulo de elasticidade real verificado por extensômetro. Com isso, constatou-se que o esclerômetro fornece resultados de resistência consistentes, mesmo não devendo ser empregado para uma análise definitiva do concreto. Também se verificou que o esclerômetro pode ser utilizado como ferramenta para o controle tecnológico do módulo de elasticidade do concreto, visto que a resistência superficial obtida pode ser utilizada em fórmulas previstas em norma com resultados aproximados do experimental, principalmente na metodologia de cálculo apresentada pela NBR 6118:2014, com os resultados mais aproximados.

Palavras-chave: Módulo de elasticidade; resistência à compressão; esclerometria; ensaios não destrutivos; patologias.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto 18

Tabela 2 - Classificação da agressividade ambiental 20

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto 21

Tabela 4 - Requisitos para o concreto, em condições especiais de exposição 21

Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δ_c= 10 cm 22

Tabela 6 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão, considerando o granito como agregado graúdo 32

Tabela 7 - Classes de consistência 41

Tabela 8 - Dimensões do corpo de prova prismático e vão de ensaio 41

Tabela 9 - Número de camadas para moldagem de corpos de prova 42

Tabela 10 - Resistência relativa do concreto de acordo com o tipo de cimento e a idade 46

Tabela 11 - Correção da resistência do concreto em diferentes relações h/d 47

Tabela 12 - Número de corpos de prova necessários para análises de estruturas de concreto armado 47

Tabela 13 - Fatores de correção empregados para diferentes relações h/d 48

Tabela 14 – Dimensões dos corpos de prova 81

Tabela 15 – Características das amostras 81

Tabela 16 – Valores de resistência encontrados nos ensaios de compressão direta 82

Tabela 17 – resultados dos ensaios de compressão diametral 82

Tabela 18 – resultados dos ensaios de tração na flexão 83

Tabela 19 – Relação entre os ensaios de compressão direta e os parâmetros normativos a partir do gráfico 84

Tabela 20 – resultados obtidos para o módulo de elasticidade experimental a partir do gráfico (em MPa) 84

Tabela 21 – Relação entre os ensaios de compressão direta e os parâmetros normativos a partir do gráfico 85

Tabela 22 – resultados obtidos para o módulo de elasticidade experimental a partir do gráfico (em MPa) 85

Tabela 23 – Resultados de resistência superficial obtidos nos ensaios de esclerometria *in loco* . 86

Tabela 24 – resultados encontrados para o módulo de elasticidade “E” 87

Tabela 25 – Comparação dos resultados de resistência 88

Tabela 26 – Comparação dos resultados de resistência à tração 89

Tabela 27 – Comparação entre os resultados do módulo de elasticidade 91

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga de concreto simples (a) e armado (b) 17
Figura 2 - Curva de Gauss para resistência do concreto à compressão 24
Figura 3 - Ensaio de tração direta 25
Figura 4 - Ensaio de tração indireta por compressão diametral 26
Figura 5 - Distribuição da tensão no corpo de prova 26
Figura 6 - Ensaio de tração na flexão 28
Figura 7 - Diagrama de esforços cortantes 28
Figura 8 - Módulo de elasticidade 30
Figura 9 - Módulo de deformação tangente inicial 31
Figura 10 - Representação esquemática do módulo de deformação secante 33
Figura 11 – Representação esquemática do módulo de deformação tangente inicial 33
Figura 12 - Moldes para corpos de prova cilíndricos 40
Figura 13 - Ruptura à compressão de concretos com resistência até 40 MPa 44
Figura 14 - Modo real e aparente de ruptura do concreto 45
Figura 15 - Resistências médias esperadas de testemunhos extraídos em diferentes alturas de um pilar 46
Figura 16 - Sequência de execução do ensaio de esclerometria 51
Figura 17 - Calibrador de esclerômetro 52
Figura 18 - Área de ensaio e pontos de impacto 54
Figura 19 - Locais recomendáveis para aplicação do esclerômetro 54
Figura 20 - Os dois procedimentos usados no ensaio de "*pull off*" 57
Figura 21 - Discos metálicos de aço colados na estrutura 58
Figura 22 - Aparelho mecânico portátil para realização do ensaio de *"pull of"* 58
Figura 23 - Posição relativa entre dois transdutores do equipamento de ultrassom 65
Figura 24 - Montagem dos moldes prismáticos 69
Figura 25 – Corpos de prova coletados na obra A 70
Figura 26 – Corpos de prova prismáticos desmoldados 70
Figura 27 – Esclerômetro digital utilizado 71
Figura 28 – Pontos demarcados nas vigas da Obra A 72
Figura 29 – Ensaio de esclerometria nas vigas da Obra A 73
Figura 30 – Pontos demarcados nos pilares da Obra B 73
Figura 31 – Ensaios de esclerometria nos pilares da Obra B 74

Figura 32 – Extensômetro utilizado 75
Figura 33 – Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade 76
Figura 34 – Rompimento do corpo de prova por compressão 78
Figura 35 – Rompimento do corpo de prova por fendilhamento 79
Figura 36 – Fissura provocada pela tensão de tração 80
Figura 37 – Ruptura total do corpo de prova prismático 80
Figura 38 – Gráfico Tensão x Deformação OBRA A 84
Figura 39 – Gráfico Tensão x Deformação OBRA B 85
Figura 40 – Relação entre os valores de resistência superficial (MPa) 89
Figura 41 – Relação entre os valores de resistência à tração na flexão (MPa) 90
Figura 42 – Comparação dos valores de módulo de elasticidade obtidos (em GPa) 91

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 9
2 ÁREA E DELIMITAÇÃO DO TEMA 11
3 JUSTIFICATIVA 12
4 OBJETIVOS 13
4.1 Objetivo geral 13
4.2 Objetivos específicos 13
5 REFERENCIAL TEÓRICO 14
5.1 Introdução 14
5.2 Concreto 15
5.3 Estruturas de concreto armado 16
5.4 Durabilidade das estruturas de concreto armado 17
5.4.1 Vida útil 17
5.4.2 Causas da deterioração do concreto armado 18
5.4.3 Agressividade do ambiente 20
5.4.4 Qualidade do concreto 21
5.5 Propriedades do concreto endurecido 22
5.5.1 Resistência à compressão 23
5.5.2 Resistência à tração 25
5.5.2.1 Ensaio de tração direta 25
5.5.2.2 Ensaio de tração indireta por compressão diametral 26
5.5.2.3 Ensaio de tração na flexão 27
5.5.3 Módulo de elasticidade 29
5.5.3.1 Módulo de elasticidade experimental segundo a NBR 8522:2008 32
5.5.3.2 Normas internacionais de concreto 34
5.6 Controle de qualidade do concreto 35
5.6.1 Tipos de cimento e ensaios de qualificação 36
5.6.2 Ensaios de qualificação para agregados 36
5.6.3 Controle da água e ensaios de qualificação 37
5.6.4 Uso e controle de aditivos 38
5.7 Moldagem e cura de corpos de prova 40
5.8 Ensaios utilizados em estruturas de concreto armado 42
5.8.1 Ensaios destrutivos com extração de testemunhos 43
5.8.1.1 Ensaio de compressão axial ou direta de corpos de prova cilíndricos 47
5.8.2 Ensaios não destrutivos para estruturas de concreto armado 49

5.8.2.1 Ensaio de dureza superficial ou esclerometria 50
5.8.2.2 Ensaio de arrancamento "*pull off*" 56
5.9 Pesquisas realizadas sobre ensaios não destrutivos em estruturas de concreto armado 61
5.9.1 Ultrassom 61
5.9.2 Vantagens e desvantagens entre os métodos de esclerometria, ultrassom e "*pull off*" 62
5.9.3 Influência de variáveis nos ensaios não destrutivos de esclerometria e ultrassom 63
5.9.4 Módulo de elasticidade a partir do ensaio de ultrassom 64
5.9.5 Análise de métodos teóricos e ensaios experimentais 65
5.9.6 Análise do ensaio escleromètrico nas estruturas de concreto armado 66
6 MATERIAIS E MÉTODOS 68
6.1 Introdução 68
6.2 Moldagem e cura dos corpos de prova 69
6.3 Ensaio de esclerometria 71
6.3.1 Equipamento 71
6.3.2 Medições realizadas *in loco* 71
6.4 Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade 74
6.4.1 Determinação do módulo de elasticidade experimental 76
6.4.2 Determinação do módulo de elasticidade em função da resistência superficial conforme critérios normativos 77
6.5 Ensaio de compressão direta 77
6.6 Ensaio de tração indireta por compressão diametral 78
6.7 Ensaio de tração na flexão 79
7 RESULTADOS 81
7.1 Caracterização geral das amostras de concreto 81
7.2 Resultados obtidos nos ensaios de compressão direta 82
7.3 Resultados obtidos nos ensaios de tração indireta por compressão diametral 82
7.4 Resultados obtidos nos ensaios de tração na flexão 83
7.5 Resultados obtidos nos ensaios para a determinação do módulo de elasticidade experimental e também segundo critérios normativos 83
7.6 Resultados obtidos nos ensaios de esclerometria *in loco* 86
7.7 Cálculo do módulo de elasticidade conforme os ensaios de compressão direta e de esclerometria, e também de acordo com a classe do concreto de projeto 87
8 ANÁLISES DOS RESULTADOS 88
8.1 Análise da caracterização geral das amostras de concreto 88
8.2 Análise dos resultados obtidos nos ensaios de compressão direta e de esclerometria *in loco* 88
8.3 Análise dos resultados obtidos nos ensaios de tração 89
8.4 Análise dos resultados obtidos na determinação do módulo de elasticidade 90

9 CONCLUSÃO 93
9.1 Conclusões 93
9.2 Sugestões para trabalhos futuros 94
10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 95

1 INTRODUÇÃO

O século passado foi marcado pela consolidação do concreto armado como um dos mais importantes materiais da engenharia estrutural. O desenvolvimento da tecnologia do concreto e suas respectivas técnicas construtivas, em conjunto com a utilização de ferramentas computacionais sofisticadas, capazes de reproduzir com grande precisão o comportamento do concreto e do aço, permitiram explorar, plenamente, suas propriedades (BEBER, 1999). As primeiras obras construídas que apresentaram estruturas mais esbeltas e arrojadas surgiram a partir da Segunda Guerra Mundial (JUVANDES, 1999).

Atualmente, muitas estruturas de concreto armado estão atingindo o período de vida útil inicialmente previsto no projeto. Contudo, nas últimas décadas, a durabilidade das estruturas de concreto tornou-se alvo de enorme preocupação por parte dos profissionais envolvidos neste importante segmento da economia, em virtude de uma combinação de fatores. Grande parte das dificuldades para a compreensão desse fenômeno e de sua relevância está associada à pouca importância dada às questões relacionadas à durabilidade, manutenção e vida útil das edificações. Ou seja, não se tem dado a devida importância aos aspectos relacionados à durabilidade das estruturas, assim como tem sido colocado em segundo plano o controle de qualidade na construção de estruturas de concreto armado (JUVANDES, 1999).

Além disso, para que possa ser feita a verificação da integridade do concreto, é preciso considerar que, assim como as pessoas, as estruturas de concreto armado também podem ser agredidas por agentes patológicos que causam uma degradação pontual na estrutura, podendo evoluir até o colapso geral da unidade. Os ensaios não destrutivos auxiliam na detecção e diagnóstico de defeitos e anomalias, elucidando manifestações como trincas, rachaduras ou flechas excessivas, além de detectar e localizar corrosão de armaduras ou mesmo vazios em elementos de concreto armado (SILVA *et al*, 2013).

Outro ponto fundamental e que deve ser considerado para possa ser realizada uma melhor análise das estruturas é o módulo de elasticidade do concreto, que determina a rigidez do material. A propriedade influencia de maneira fundamental o concreto, visto que determina a deformação dos elementos sob determinada tensão.

Contudo, historicamente o módulo de elasticidade tende a não ser verificado por ensaios, não deixando claro se o módulo utilizado nas etapas de projeto foi atendido *in loco*, pondo em risco a segurança e deformabilidade da estrutura.

Tendo estes aspectos em mente, o engenheiro civil deve estar capacitado a analisar, diagnosticar e recuperar estruturas de concreto, evitando as eventuais notícias de desabamento de

edifícios, quedas de lajes, viadutos e patologias em obras já prontas ou em execução. Garantindo, assim, a integridade dos ocupantes das edificações.

2 ÁREA E DELIMITAÇÃO DO TEMA

O presente trabalho foi desenvolvido na área de patologias em estruturas de concreto armado, voltado especificamente para o estudo de métodos de ensaio experimentais, tendo por base os conhecimentos adquiridos através de disciplinas específicas do curso de Engenharia Civil, como Mecânica Estrutural I e II, Materiais de Construção I e II, Patologia de Estruturas de Concreto Armado, Resistência dos Materiais Avançada e Estrutura de Concreto Armado I e II.

O estudo foi realizado através de análises e da aplicação de alguns ensaios usuais de avaliação das estruturas de concreto armado, visando demonstrar na prática a melhor prevenção e a técnica mais eficiente para cada caso específico de patologia, levando em consideração a precisão, as recomendações das normas técnicas e os fatores que influenciam os resultados obtidos.

3 JUSTIFICATIVA

O estudo das causas das patologias de concreto armado é muito complexo, já que engloba diversos fatores causadores das manifestações patológicas, desde falhas no projeto, na execução, em ataques de agentes químicos e até a própria sobrecarga imprevista numa estrutura.

No Brasil dos dias de hoje, o concreto armado ainda é o método construtivo mais utilizado na construção civil; por consequência, tem-se um vasto número de edificações apresentando patologias. Estas podem ocorrer nas diversas etapas construtivas de uma obra, desde o projeto até a execução; fazendo-se necessário um estudo das causas anteriores mais comuns, de modo a evitar que os mesmos problemas venham a acontecer no futuro.

Portanto, torna-se um fator essencial ao engenheiro civil o conhecimento para analisar, determinar as causas e diagnosticar as patologias; para que se realize corretamente o reparo das edificações; inclusive no sentido de prevenir futuras patologias em estruturas novas ou ainda em execução. Isso porque as manifestações patológicas trazem transtornos não só para o cliente, mas também para o construtor, pois os custos de uma eventual intervenção posterior à entrega de uma obra são maiores do que os de uma execução feita de maneira correta.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo geral

Este trabalho teve o objetivo de analisar e conhecer alguns dos principais meios de investigação e inspeção, através da prática de ensaios experimentais em laboratório e *in loco*; de modo a agregar informações para o diagnóstico das patologias mais frequentes observadas em estruturas de concreto armado em obras da construção civil; baseando-se em conceitos e definições teóricas de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade, comparando e analisando os resultados obtidos em laboratório com as equações especificadas em normas técnicas e bibliografias.

4.2 Objetivos específicos

• Analisar alguns ensaios não destrutivos de estruturas de concreto armado, e também alguns ensaios destrutivos.

• Pesquisar, em referências bibliográficas e em normas técnicas, os procedimentos necessários para cada tipo de ensaio experimental, avaliando o grau de precisão e eficiência de cada um.

• Descrever e detalhar o desenvolvimento de cada método, apresentando as situações em que cada ensaio é solicitado.

• Aplicar e comparar alguns métodos específicos estudados para o caso real de uma estrutura, apresentando vantagens e desvantagens do ensaio.

• Comparar os resultados de resistência superficial obtidos utilizando o ensaio de esclerometria com os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão.

• Comparar os resultados obtidos seguindo os modelos para cálculo de módulo de elasticidade, resistência à tração e à compressão.

5 REFERENCIAL TEÓRICO

5.1 Introdução

O conhecimento adquirido com o estudo aprofundado sobre patologias traz a possibilidade de prevenção, proporcionando maneiras de garantir e prolongar a vida útil das estruturas, aumentando também a resistência à degradação de suas peças; além de ser uma forma de economizar recursos, otimizar o tempo de execução e diminuir os prazos de entrega.

Há uma série de formas de recuperar estruturas degradadas, porém, cada uma delas é destinada a uma patologia e a uma causa específica. Comumente, as peças de concreto podem apresentar mais de uma patologia, que podem ter diferentes causas. Também é possível haver predominantemente uma única patologia, e esta, por sua vez, ter sua origem numa combinação de diversos fatores. Por essa razão, faz-se necessário realizar corretamente o estudo de cada caso, para que não ocorram equívocos no diagnóstico e nas decisões finais. Isso porque um resultado incorreto ou impreciso, através da aplicação de uma técnica de reparo não adequada para corrigir todos os problemas da peça, causará desperdício de material e de dinheiro, além de correr o risco de prejudicar ainda mais a estrutura, ou até mesmo colocar em risco a vida dos trabalhadores.

Partindo dessa premissa, Cánovas (1988) diz que os ensaios experimentais têm o objetivo de determinar a qualidade de uma estrutura de concreto armado, em fase de execução ou acabada, que também possa ter apresentado falhas ou até mesmo provocado acidentes.

Conforme o autor, esses ensaios são necessários nas seguintes situações:

- quando a resistência estimada do concreto for inferior à característica, obrigando o exame da estrutura;
- quando a estrutura for utilizada para finalidade distinta da indicada no projeto inicial, provocando carregamento imprevisto sobre os elementos estruturais, necessitando-se saber a resistência atual para que se possa determinar se será preciso ou não algum tipo de reforço;
- para identificar as causas que provocaram alterações numa estrutura em serviço, apresentando comportamento inadequado, como fissuras ou deformações funcionais superiores às previstas no projeto;
- na determinação da integridade de uma estrutura que sofreu forte impacto por uma ação perigosa acidental, como incêndio, sobrecarga eventual, impacto por acidente, entre outros;
- e na necessidade de descobrir as causas de recalques acentuados.

Nessas situações específicas, a investigação deve ser complexa e requer uma metodologia e padronização para a realização dos ensaios, a fim de que se tenha maior precisão e confiabilidade nos resultados.

5.2 Concreto

Segundo Pedroso (2009), atualmente, o concreto continua sendo o material construtivo mais consumido e empregado na construção civil no mundo. Podemos encontrá-lo em casas de alvenaria, em rodovias, em pontes, nos edifícios mais altos do mundo, em torres de resfriamento, em usinas hidrelétricas e nucleares, em obras de saneamento, até em plataformas de extração petrolífera móveis. Estima-se que anualmente sejam consumidos cerca de 11 bilhões de toneladas de concreto, o que dá, segundo a Federación Iberoamericana de Hormigón Premesclado (FIHP), um consumo médio de 1,9 toneladas de concreto por habitante por ano, valor inferior apenas ao consumo de água. No Brasil, o concreto que sai de centrais dosadoras gira em torno de 30 milhões de metros cúbicos.

Por definição, o concreto é um composto aglomerante formado por uma mistura homogênea de cimento, agregados miúdos e graúdos, com ou sem a incorporação de aditivos químicos e água; o qual desenvolve suas propriedades pelo endurecimento desta pasta ao ser hidratada com água.

O agregado pode ser qualquer material granular, como areia, pedregulho, seixos, rocha britada, escória de alto-forno e resíduos de construção e de demolição. Se as partículas de agregado são maiores do que 4,75mm, o agregado é dito graúdo, caso contrário, é miúdo. Já os aditivos são substâncias químicas adicionadas ao concreto em seu estado fresco e que lhe alteram algumas propriedades, adequando-as às necessidades construtivas.

No preparo do concreto, um ponto que exige cuidado é a qualidade e a quantidade da água utilizada, porque ela é a responsável por ativar a reação química que transforma o cimento na pasta aglomerante. Se sua quantidade for muito pequena, a reação não ocorrerá por completo; se for superior à ideal, a resistência diminuirá em função da formação de poros que ocorrerão quando esse excesso evaporar. Essa relação entre o volume da água e do cimento utilizados na dosagem é chamada de fator água/cimento.

O concreto deve ter uma boa distribuição granulométrica, a fim de preencher todos os vazios, pois a porosidade tem influência direta na permeabilidade e na resistência das estruturas de concreto.

A proporção entre todos os materiais que fazem parte do concreto é conhecida por dosagem ou traço, sendo que podemos obter concretos com características especiais, ao acrescentarmos aditivos, pigmentos, fibras ou outros tipos de compostos à mistura. Cada material a ser utilizado na dosagem deve ser analisado previamente em laboratório, conforme normas da ABNT, a fim de se verificar a qualidade e obter os dados necessários à elaboração do traço (massa específica, granulometria, etc.).

5.3 Estruturas de concreto armado

O concreto, por sua composição, é um material que resiste às tensões de compressão de uma estrutura, porém apresenta pequena resistência à tração. Para solucionar esse problema, são adicionadas ao sistema as barras de aço, compondo a armadura da estrutura. Isso permite que o conjunto concreto mais armadura suporte as duas tensões: compressão e tração. O termo "concreto armado" é, portanto, o somatório destes dois materiais – concreto e aço – que, trabalhando juntos, com perfeita aderência, conseguem dar estabilidade às estruturas.

Bastos (2006) define concreto armado como sendo "a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo concreto), de tal modo que ambos resistam solidariamente aos carregamentos solicitados".

As principais vantagens do uso do concreto armado como material construtivo são:

● composição formada por materiais econômicos e disponíveis com abundância no globo terrestre;

● grande facilidade de moldagem, permitindo adoção das mais variadas formas;

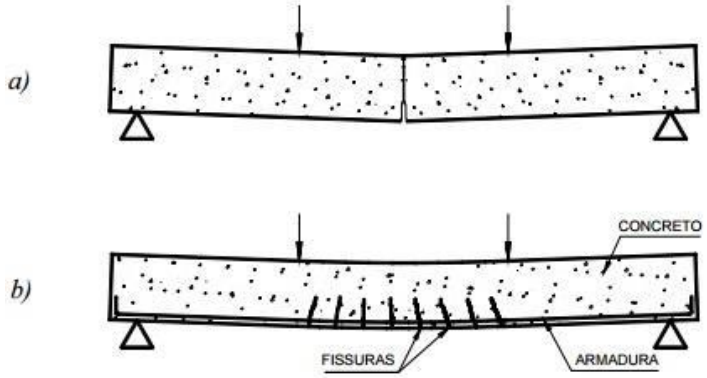
● emprego extensivo de mão de obra não qualificada e de equipamentos simples;

● elevada resistência à ação do fogo; e

● elevada resistência ao desgaste mecânico.

O trabalho em conjunto do concreto com armadura fica bem ilustrado no exemplo da figura 1. No exemplo, em (a) tem-se uma viga de concreto simples que rompe assim que a primeira fissura surge, em decorrência de carregamentos externos. Isso acontece porque a tensão de tração atuante é maior que a tensão suportada pelo concreto. Já em (b), com a adição da armadura ao concreto simples, na região onde se concentram as tensões de tração, constata-se que a resistência à tração do conjunto aumenta significativamente, fazendo com que a viga suporte o carregamento e não rompa.

Figura 1 - Viga de concreto simples (a) e armado (b)



Fonte: PFEIL, 1989.

A NBR 6118:2014 define que o comportamento estrutural dos elementos do concreto armado depende da aderência entre concreto e armadura, sendo que nestes não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.

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

O trabalho do concreto com o aço é satisfatório porque seus coeficientes de dilatação térmica são praticamente iguais. O concreto também tem outra função importante, que é de proteger o aço da corrosão, garantindo a durabilidade do conjunto. Porém, essa proteção só é possível com a existência de uma espessura mínima de concreto entre a superfície externa da peça e a barra de aço, o que é chamado de cobrimento. Vale lembrar, também, que outros fatores são determinantes para a proteção das barras de aço, como a qualidade do concreto e a espessura do cobrimento, por exemplo.

5.4 Durabilidade das estruturas de concreto armado

5.4.1 Vida útil

As especificações, estabelecidas em normas técnicas, relativas à durabilidade do concreto têm a finalidade de garantir a conservação das características das estruturas ao longo de toda sua vida útil. Durante esse período, não deverão ser necessários reparos ou procedimentos extras de manutenção nas estruturas (ARAÚJO, 2014).

A vida útil das estruturas é caracterizada por três etapas distintas: a vida útil de projeto, a vida útil de serviço e a vida útil total. Usualmente, a vida útil do projeto é o tempo que leva para ocorrer a despassivação da armadura, ou seja, o momento em que aparece o primeiro sinal de

início do processo corrosivo, que se dá através da ação da carbonatação e de cloretos. Daí a necessidade de se impedir ou retardar esse ataque corrosivo às armaduras, através do aumento da espessura do cobrimento, da redução do fator água/cimento e da aplicação de camadas de revestimento.

Iniciada a corrosão, surgem manchas e fissuras na superfície do concreto, que evoluem até o desplacamento de partes do cobrimento, deixando as armaduras expostas; esta é a chamada vida útil de serviço. Por fim, o período do início do processo corrosivo até a total ruptura da estrutura é denominado vida útil total.

Na prática, normalmente, as especificações técnicas de projeto adotam uma vida útil mínima de 50 anos para as estruturas usuais de edifícios. Para obras maiores, de maior importância, como pontes e viadutos, prolonga-se essa vida útil, que pode chegar a até 100 anos. A tabela 1 mostra os tempos de vida útil especificados pela EN 1990 (euronorma estrutural).

Tabela 1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto

Categoria	Vida útil (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias (desmontáveis).
2	10 a 25	Componentes estruturais que possam ser substituídos.
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes.
4	50	Estruturas de edifícios.
5	100	Estruturas de edificações monumentais, como pontes, viadutos, etc.

Fonte: EN 1990

5.4.2 Causas da deterioração do concreto armado

Araújo (2014) e Ripper (1998) definem que a deterioração do concreto pode ser provocada por vários fatores de natureza física, química e biológica; sendo que, em muitos casos, pode ocorrer a combinação desses fatores, o que acelera o processo de degradação.

Conforme os autores, as principais causas da deterioração do concreto armado são:

● Ciclos de gelo-degelo – muito comum em países com temperaturas muito baixas no inverno, em que o congelamento da água dos poros do concreto provoca expansões, que acabam pressionando e causando fissuras no concreto.

● Expansões térmicas e retração – provocadas pelas tensões a que as estruturas são submetidas durante as constantes variações de temperatura, mais comumente na fase de resfriamento das estruturas. Também ocorrem tensões térmicas em decorrência do calor gerado pela hidratação do cimento, ocasionando retração.

● Reações expansivas – ocorrem com a reação de sulfatos com a pasta de cimento hidratada; estes podem estar presentes na própria composição do concreto, na água ou no solo em contato com a estrutura.

● Carbonatação – é a reação formada quando o dióxido de carbono (CO_2) presente na atmosfera, ao penetrar nos poros do concreto, entra em contado com a água e com o hidróxido de cálcio, provocando a redução do pH do meio, iniciando, assim, a corrosão.

● Ação de cloretos – é um processo semelhante ao que acontece com o CO_2, porém os cloretos atacam diretamente o aço; eles estão presentes na água do mar, em água de piscinas, nos degelos, em águas industriais e até mesmo nos agregados.

● Deficiências de concretagem – ocasionadas por uma mão de obra desqualificada, sendo relacionadas juntamente com falhas de transporte, de lançamento, de adensamento e de vibração do concreto, gerando segregação entre o agregado graúdo e a argamassa; esse tipo de deficiência também pode ocorrer devido a grandes intervalos de tempo entre uma concretagem e outra, o que acaba formando juntas não previstas e perda de aderência.

● Cura inadequada – provocada pela falta ou evaporação rápida da água de hidratação necessária ao endurecimento, o que diminui a resistência do concreto e gera fissuras.

● Inadequação de fôrmas e escoramentos – as mais comuns são: falta de limpeza e de aplicação de desmoldante; estanqueidade deficiente, com fuga da nata de cimento; retirada prematura de fôrmas e escoramentos; e remoção incorreta dos escoramentos.

● Deficiências nas armaduras – ocasionadas por erros na montagem e na colocação das armaduras; entre os erros mais comuns estão: falta de entendimento dos detalhes do projeto, com inversão de posicionamento e troca de peças; ausência de elementos nas armaduras, com diminuição da resistência da peça; mau posicionamento das armaduras e falta de espaçamento correto; dobramento incorreto de barras; não observância do correto comprimento de ancoragem; deficiências em emendas e má utilização de pinturas anticorrosivas.

● Utilização incorreta de materiais – os casos mais comuns são: utilização de $\mathbf{f_{ck}}$ inferior ao especificado pelo projetista; uso de aço com características e dimensões incorretas; agregados reativos quimicamente; uso inadequado de aditivos; e dosagem inadequada na preparação do concreto.

● Falhas de projeto – devido à avaliação errônea das cargas; ao detalhamento e ao dimensionamento incorretos ou insuficientes; à modelização inadequada da estrutura; à incoerência com o ambiente; à inexistência de interação solo-estrutura; e à ausência ou incorreção na consideração de juntas de dilatação.

● Falta de controle de qualidade – ausência de acompanhamento durante toda a fase de execução da obra, com verificação da composição e confecção do concreto utilizado.

● Causas físicas – são as resultantes da variação de temperatura externa, da insolação, da ação do vento e da água, de eventuais solicitações mecânicas ou acidentes ocorridos durante a fase de execução.

● Causas mecânicas – são provocadas por fatores externos que agem diretamente nas estruturas, como choque de veículos e/ou embarcações, sobrecargas exageradas, recalque das fundações e alteração nas condições do terreno de fundação.

5.4.3 Agressividade do ambiente

De acordo com a NBR 6118:2014, as estruturas de concreto armado devem ser projetadas segundo os critérios de segurança, estabilidade, durabilidade e condições ambientais do meio a que estejam expostas. Essas ações provenientes da exposição ao ambiente são classificadas conforme a classe de agressividade, de acordo com a tabela 2.

Tabela 2 - Classificação da agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Tipo de ambiente	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submerso	Insignificante
II	Moderada	Urbano[a,b]	Pequeno
III	Forte	Marinho[a] Industrial[a,c]	Grande
IV	Muito forte	Industrial[a,c] Respingos de maré	Elevado

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

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

[c] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para evitar o ataque prematuro da corrosão às armaduras, devem ser adotados critérios estabelecidos previamente nas fases de projeto; como, por exemplo, a especificação de um concreto de qualidade e dos cobrimentos mínimos para armaduras, a verificação e o controle das fissuras, e o correto detalhamento das armaduras.

5.4.4 Qualidade do concreto

Conforme Araújo (2014), a durabilidade das estruturas de concreto armado depende diretamente da qualidade do concreto e da espessura do cobrimento. Essa qualidade é definida pela relação água-cimento, fator determinante da porosidade, que será responsável pela penetração ou não de água ou de gases no concreto.

Considerando a relação direta entre o fator água/cimento e a resistência à compressão do concreto, a NBR 12655:2015 estabelece os requisitos mínimos a serem adotados de acordo com a classe de agressividade, conforme mostrado na tabela 3.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	**Tipo**	**Classe de agressividade**			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo mínimo de cimento Portland por metro cúbico de concreto kg/m³	CA CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360
CA: elementos estruturais de concreto armado					
CP: elementos estruturais de concreto protendido					

Fonte: ABNT NBR 12655:2015

Para condições especiais de exposição, devem ser atendidos os requisitos mínimos exigidos de durabilidade, expressos na tabela 4, para a máxima relação **água/cimento** e a mínima resistência característica.

Tabela 4 - Requisitos para o concreto, em condições especiais de exposição

Condições de exposição	**Máxima relação água/cimento em massa, para concreto com agregado normal**	**Mínimo valor de fck (para concreto com agregado normal ou leve) (MPa)**
Condições em que é necessário um concreto de baixa permeabilidade à agua, por exemplo, em caixas d'água.	0,50	35
Exposição a processos de congelamento e descongelamento em condições de umidade ou a agentes químicos de degelo.	0,45	40
Exposição a cloretos provenientes de agentes químicos de degelo, sais, água salgada, água do mar, ou respingos ou borrifação desses agentes.	0,45	40

Fonte: ABNT NBR 12655:2015

Além das exigências de qualidade do concreto de acordo com a agressividade do meio, também é necessário especificar um cobrimento mínimo para as armaduras. Durante o projeto, deve ser considerado e respeitado o cobrimento nominal (**c_{nom}**), que é o cobrimento mínimo (**$c_{mín}$**), acrescido de um limite de tolerância (**Δ_c**), especificado por norma na tabela 5.

Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δ_c= 10 cm

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

[a] Cobrimento da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

[b] Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, revestimentos finais secos tipo carpete e madeiras, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas, respeitado um cobrimento nominal ≥ 1,5 cm.

[c] Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, canaletas de efluentes e outras obras de ambientes químicos e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

[d] No trecho dos pilares em contato com solo, junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Normalmente, em obras correntes, o valor mínimo do **Δ_c** é de 1 cm. Em casos específicos de projeto, com um controle mais rigoroso, o **Δ_c** pode ser reduzido para 0,5 cm.

De forma geral, independente do caso, o cobrimento nominal de determinada barra sempre deverá ser, no mínimo, igual ao diâmetro da própria barra, e a dimensão máxima do agregado graúdo nunca poderá superar 20 % do cobrimento nominal.

5.5 Propriedades do concreto endurecido

Conforme Araújo (2014), o concreto endurecido tem a capacidade de resistir às diversas condições de carregamento em que possa ser solicitado quando estiver em serviço. Sua resistência mecânica, apresentada após a idade de 28 dias, é considerada como base para que os calculistas dimensionem os elementos estruturais.

Contudo, alguns fatores são determinantes para a obtenção da resistência mecânica do concreto; são eles:

● o fator água/cimento – quanto menor a relação água/cimento, maior será a resistência do concreto;

● a idade do concreto – diretamente ligada ao tipo de cimento empregado;

● a granulometria do agregado graúdo – em que o agregado com textura superficial rugosa aumenta consideravelmente a resistência do concreto;

● a cura – procedimento adotado para evitar a evaporação da água utilizada no amassamento, durante a hidratação do cimento na mistura.

As principais propriedades mecânicas do concreto endurecido são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Essas propriedades são determinadas a partir de ensaios executados em condições específicas. Geralmente, os ensaios são realizados para controle da qualidade e atendimento às especificações.

5.5.1 Resistência à compressão

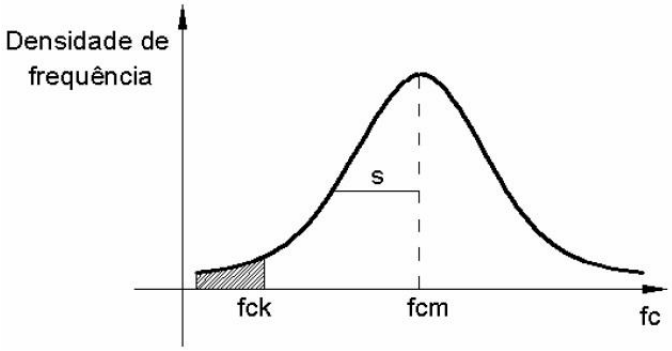
A resistência à compressão simples, denominada $\mathbf{f_c}$, é a característica mecânica mais importante.

Para estimá-la em um lote de concreto, são moldados e preparados corpos de prova segundo a NBR 5738:2015 – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, os quais são ensaiados de acordo com a NBR 5739:2007 – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.

O corpo de prova padrão brasileiro é o cilíndrico, com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura; e a idade de referência é 28 dias. O ensaio é realizado numa prensa hidráulica na idade de referência a partir da moldagem, conforme a NBR 5739:2007. Também podem ser requeridos ensaios de resistências em idades diferentes de 28 dias.

Após o ensaio de um número grande de corpos de prova, pode ser feito um gráfico com os valores obtidos de $\mathbf{f_c}$ em relação à quantidade de corpos de prova relativos a determinado valor de $\mathbf{f_c}$, também denominada densidade de frequência. A curva encontrada denomina-se Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal para a resistência do concreto à compressão (figura 2).

Figura 2 - Curva de Gauss para resistência do concreto à compressão



Fonte: ARAÚJO, 2014.

Na curva de Gauss encontram-se dois valores de fundamental importância: resistência média do concreto à compressão (**f_{cm}**) e resistência característica do concreto à compressão (**f_{ck}**).

O valor de **f_{cm}** é a média aritmética dos valores de **f_c** para o conjunto de corpos de prova ensaiados, e é utilizado na determinação da resistência característica **f_{ck}**, por meio da equação:

$$\boxed{f_{ck} = f_{cm} - 1,65.s} \quad (1)$$

O desvio padrão "**s**" corresponde à distância entre a abscissa de **f_{cm}** e a do ponto de inflexão da curva, ponto em que ela muda de concavidade.

O valor "**1,65**" corresponde a apenas 5% dos corpos de prova que possuem **$f_c < f_{ck}$**, ou, ainda, a 95% dos corpos de prova que possuem **$f_c \geq f_{ck}$**.

Portanto, pode-se definir **f_{ck}** como sendo o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado, em ensaios de corpos de prova de determinado lote de concreto.

Segundo a NBR 8953:2015, as classes de resistência são definidas em função do valor do **f_{ck}**. O concreto classe C30, por exemplo, corresponde a um concreto com **f_{ck}** de 30 MPa.

Nas obras, devido ao pequeno número de corpos de prova ensaiados, calcula-se um **$f_{ck,est}$** da resistência característica do concreto à compressão.

Em função da resistência característica do concreto à compressão (**f_{ck}**), a NBR 8953:2015 classifica os concretos nos grupos I e II. Os concretos normais são designados pela letra C, seguida do valor da resistência característica, expressa em MPa, como:

Grupo I: C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50.

Grupo II: C55, C60, C70, C80, C90, C100.

5.5.2 Resistência à tração

Os conceitos relativos à resistência do concreto à tração direta (**f_{ct}**) são iguais aos da resistência à compressão. No entanto, a análise dos parâmetros de resistência à tração tem relação direta na determinação do aparecimento de fissuras nas estruturas, no dimensionamento à força cortante e na resistência de aderência entre o concreto e a barra de aço.

A resistência do concreto à tração varia entre 8 e 15% da resistência à compressão. Portanto, tem-se a resistência média do concreto à tração (**$f_{ct,m}$**) que é o valor obtido da média aritmética dos resultados; e a resistência característica do concreto à tração (**f_{ctk}**) ou simplesmente (**f_{tk}**), sendo o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado pelos resultados de um lote de concreto.

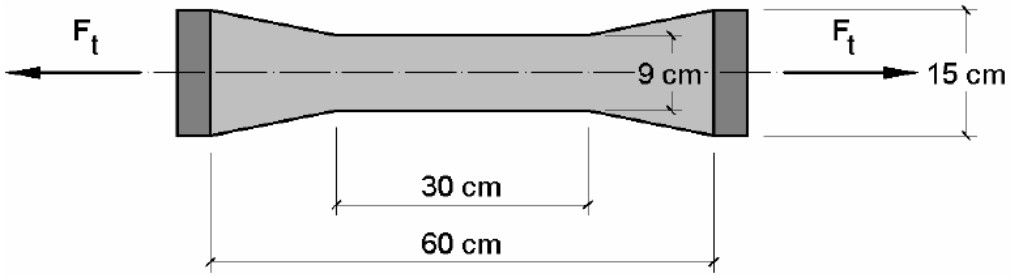
A diferença no estudo da tração está nos tipos de ensaio, que são três especificados por norma: tração direta, compressão diametral e tração na flexão.

5.5.2.1 Ensaio de tração direta

Não é muito utilizado pela dificuldade de ser realizado, uma vez que exige dispositivos especiais (garras metálicas) e prensa universal para aplicar a força de tração. Então, normalmente é feita uma estimativa a partir dos resultados obtidos nos ensaios de tração indireta e de flexão, para o valor da resistência à tração direta, como especifica a NBR 6118:2014.

Existindo a possibilidade de realização do ensaio original, a resistência à tração direta (**f_{ct}**) é determinada aplicando-se uma tração axial, até a ruptura, em corpos de prova de concreto simples, conforme mostrado na figura 3. A seção central é retangular, com 9 cm por 15 cm, e as extremidades são quadradas, com 15 cm de lado.

Figura 3 - Ensaio de tração direta

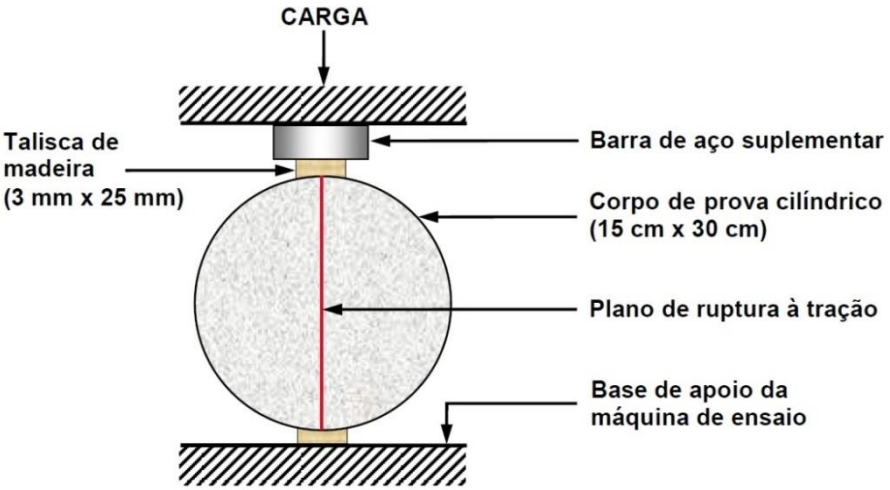


Fonte: MEHTA; MONTEIRO, 2014.

5.5.2.2 Ensaio de tração indireta por compressão diametral

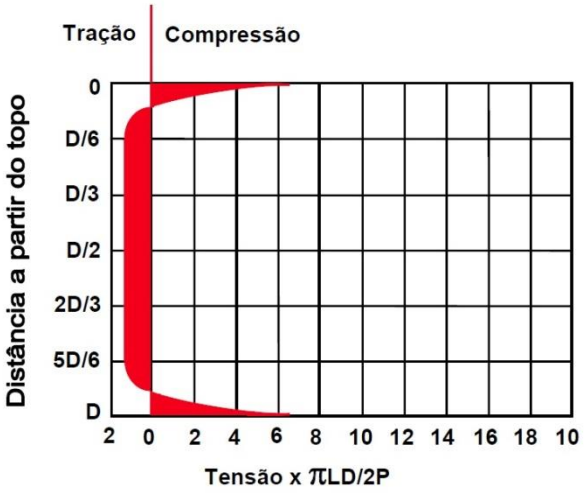
Atualmente, vem sendo o ensaio mais utilizado, por ser mais simples de ser executado e utilizar o mesmo corpo de prova cilíndrico do ensaio de compressão (100 mm por 200 mm). Também é conhecido internacionalmente como Ensaio Brasileiro, porque foi desenvolvido por Lobo Carneiro, em 1943. O ensaio consiste em comprimir longitudinalmente o corpo de prova segundo a direção do seu diâmetro. Para a sua realização, o corpo de prova cilíndrico é colocado com o eixo horizontal entre os pratos da máquina de ensaio, sendo que o contato entre o corpo de prova e os pratos deve ocorrer somente ao longo de duas geratrizes, onde são colocadas tiras padronizadas de madeira, diametralmente opostas, mostrado na figura 4, sendo aplicada uma força até a ruptura do concreto por fendilhamento, devido à tração indireta (figura 5).

Figura 4 - Ensaio de tração indireta por compressão diametral



Fonte: METHA; MONTEIRO, 2014.

Figura 5 - Distribuição da tensão no corpo de prova



Fonte: METHA; MONTEIRO, 2014.

O valor da resistência à tração por compressão diametral (**$f_{ct,sp}$**) encontrado nesse ensaio é um pouco maior que o obtido no ensaio de tração direta.

A resistência do concreto à tração indireta por compressão diametral é determinada pela equação:

$$\boxed{\mathbf{f_{ct,sp} = \frac{2.F}{\pi.d.h}}} \qquad (2)$$

Em que:

F = carga aplicada no corpo de prova pela prensa hidráulica;
d = diâmetro do corpo de prova;
h = comprimento do corpo de prova.

A NBR 6118:2014 também permite estimar a resistência à tração direta (**f_{ct}**) como sendo 90% da resistência à tração por compressão diametral, ou seja:

$$\boxed{\mathbf{f_{ct} = 0,9.f_{ct,sp}}} \qquad (3)$$

5.5.2.3 Ensaio de tração na flexão

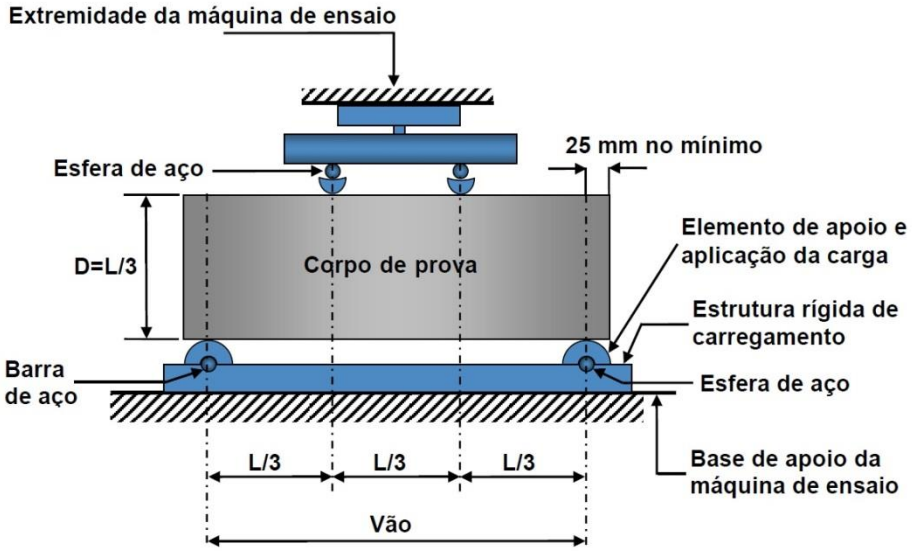
Especificado conforme a NBR 12142:2010, o ensaio consiste em submeter um corpo de prova de seção prismática à flexão provocada por duas forças concentradas iguais, aplicadas nos terços do vão, até a ruptura; por isso o ensaio também é conhecido por “carregamento nos terços”.

Conforme é mostrado na figura 6, no momento em que a tensão de tração, atuante no corpo de prova, alcança a resistência do concreto à tração, ocorrem fissuras, geralmente situadas entre as forças aplicadas, e em seguida ocorre a ruptura.

Analisando os diagramas de esforços solicitantes, conforme figura 7, pode-se notar que na região de momento máximo tem-se cortante nula. Portanto, nesse trecho central ocorre flexão pura.

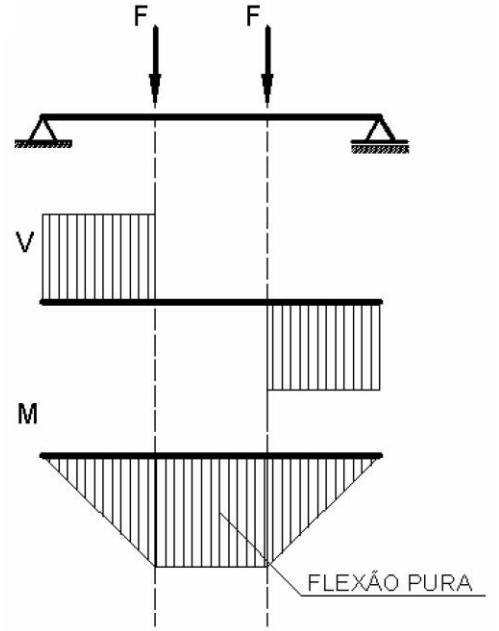
Os valores encontrados para a resistência à tração na flexão (**$f_{ct,f}$**) são maiores que os encontrados nos ensaios de tração direta e de compressão diametral.

Figura 6 - Ensaio de tração na flexão



Fonte: METHA; MONTEIRO, 2014.

Figura 7 - Diagrama de esforços cortantes



Fonte: METHA; MONTEIRO, 2014.

Segundo a NBR 6118:2014, a resistência à tração na flexão (**$f_{ct,f}$**) corresponde à tensão aplicada na fibra mais tracionada, no momento da ruptura, conforme vimos na figura 6, e é obtida pela seguinte equação:

$$\mathbf{f_{ct,f}} = \frac{\mathbf{P.l}}{\mathbf{b.h^2}} \qquad (4)$$

Em que:

P = tensão aplicada de cada esfera de aço no corpo de prova;
l = comprimento do vão;

b = base da seção do corpo de prova;
h = altura da seção do corpo de prova.

A resistência à tração máxima na flexão é também chamada de “módulo de ruptura”.

Também podemos obter o valor estimado da resistência à tração direta em função da resistência à tração na flexão, que, conforme a NBR 6118:2014, é dada pela equação:

$$\boxed{\mathbf{f_{ct} = 0,7.f_{ct,f}}} \qquad (5)$$

Na falta de ensaios para determinação dos valores de $\mathbf{f_{ct,sp}}$ e $\mathbf{f_{ct,f}}$, a resistência média à tração direta pode ser avaliada em função da resistência característica do concreto à compressão ($\mathbf{f_{ck}}$), por meio das seguintes equações:

a) para concretos de classes até C50

$$\boxed{\mathbf{f_{ct,m} = 0,3.\sqrt[3]{f_{ck}^{\,2}}}} \qquad (6)$$

com: $\mathbf{f_{ctk,inf} = 0,7.\ f_{ct,m}}$
$\mathbf{f_{ctk,sup} = 1,3.\ f_{ct,m}}$

b) para concretos de classes C55 até C90

$$\boxed{\mathbf{f_{ct,m} = 2,12.\ln.(1 + 0,11.f_{ck})}} \qquad (7)$$

com: $\mathbf{f_{ct,m}}$ e $\mathbf{f_{ck}}$ em MPa.

5.5.3 Módulo de elasticidade

Outro aspecto fundamental no projeto de estruturas de concreto consiste na relação entre as tensões e as deformações.

O módulo de elasticidade é um parâmetro numérico relativo à medida da deformação que o concreto sofre sob a ação de tensões, geralmente tensões de compressão. Os concretos com maiores resistências à compressão, normalmente, deformam-se menos que os concretos de baixa resistência, por isso têm módulos de elasticidade maiores. O módulo de elasticidade depende muito das características e dos materiais componentes do concreto, como o tipo do agregado e da pasta de cimento e a zona de transição entre a argamassa e os agregados.

A importância do módulo de elasticidade está na determinação das deformações nas estruturas de concreto, como nos cálculos de flechas em lajes e vigas. Nos elementos fletidos, como vigas e lajes, por exemplo, o conhecimento das flechas é muito importante e é um dos parâmetros básicos utilizados pelo projetista estrutural.

Sabe-se, da Resistência dos Materiais, que a relação entre tensão e deformação, para determinados intervalos, pode ser considerada linear segundo a Lei de Hooke, e é determinada pela equação:

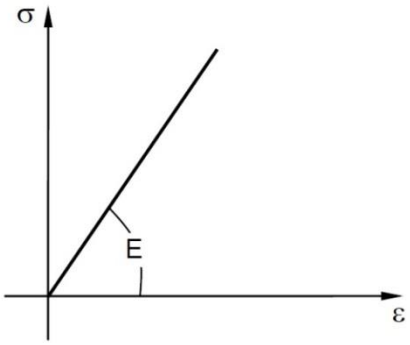
onde: $$\boxed{\boldsymbol{\sigma = E.\varepsilon}} \quad (8)$$

σ é a tensão, em MPa;

Ɛ é a deformação específica, em mm;

E é o módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal, ilustrado no gráfico da figura 8.

Figura 8 - Módulo de elasticidade



Fonte: METHA; MONTEIRO, 2014.

A tensão **σ** característica do ensaio de compressão é obtida diretamente pela relação da força aplicada pela prensa com as dimensões do corpo de prova cilíndrico, através da expressão:

onde: $$\boxed{\boldsymbol{\sigma = \frac{F}{A}}} \quad (9)$$

F é a força em N;

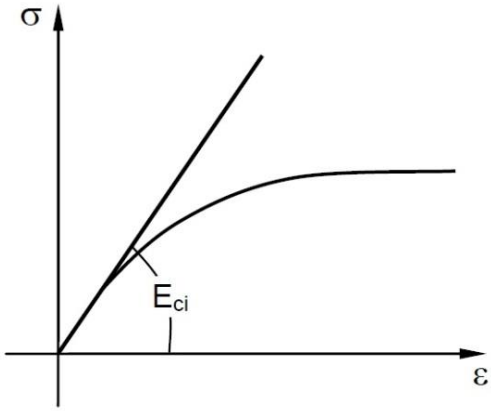
A é a área em mm².

A deformação específica **Ɛ** é determinada pela relação da variação da deformação **Δl** com o diâmetro **l** do corpo de prova, em mm, através da expressão:

$$\boxed{\boldsymbol{\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}}} \quad (10)$$

Para o concreto, a expressão do módulo de elasticidade é aplicada somente à parte retilínea da curva tensão versus deformação; porém, quando não existe uma parte retilínea, o módulo de elasticidade pode ter infinitos valores. Com isso, podemos obter o módulo de elasticidade tangente inicial (**E_{ci}**) do concreto aplicando a equação somente à tangente da curva na origem, conforme mostrado pela figura 9.

Figura 9 - Módulo de deformação tangente inicial



Fonte: METHA; MONTEIRO, 2014.

O módulo de deformação tangente inicial é obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522:2008 - Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação.

Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto, para a idade de referência de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial de acordo com as seguintes equações:

a) para f_{ck} de 20 a 50 MPa

$$\boxed{\mathbf{E_{ci} = \alpha_E . 5600 . \sqrt{f_{ck}}}} \qquad (11)$$

Sendo: α_E = 1,2 para basalto e diabásico
α_E = 1,0 para granito e gnaisse
α_E = 0,9 para calcário
α_E = 0,7 para arenito

b) para f_{ck} de 55 a 90 MPa

$$\boxed{\mathbf{E_{ci} = 21,5 . 10^3 . \alpha_E . \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}}} \qquad (12)$$

com E_{ci} e f_{ck} em MPa.

Outro módulo também importante é o módulo de elasticidade secante, dado pela tangente do ângulo (α) formado pela reta secante que passa por um ponto específico do diagrama. Deve ser obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522:2008.

O módulo de elasticidade secante (**E_{cs}**) a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela expressão:

$$\boxed{\mathbf{E_{cs} = \alpha_i . E_{ci}}} \qquad (13)$$

sendo: $\alpha_i = 0,8 + 0,2.(f_{ck}/80) \leq 1,0$

A NBR 6118:2014 fornece uma tabela com valores arredondados que podem ser utilizados no projeto estrutural, considerando o granito como agregado graúdo, conforme tabela 6.

Tabela 6 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão, considerando o granito como agregado graúdo

Classe de resistência	**C20**	**C25**	**C30**	**C35**	**C40**	**C45**	**C50**	**C60**	**C70**	**C80**	**C90**
$E_{ci\ (GPa)}$	25	**28**	**31**	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs\ (GPa)}$	21	**24**	**27**	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Conforme a norma citada, na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou de uma seção transversal, pode ser adotado um módulo de elasticidade único à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante (**E_{cs}**).

O módulo de elasticidade em uma idade menor que 28 dias pode ser avaliado pelas seguintes expressões, substituindo **f_{ck}** por **f_{cj}**:

a) para f_{ck} de 20 a 45 MPa

$$\mathbf{E_{ci(t)} = E_{ci} \cdot \left(\frac{f_{c(t)}}{f_c}\right)^{0,5}} \qquad (14)$$

b) para f_{ck} de 50 a 90 MPa

$$\mathbf{E_{ci(t)} = E_{ci} \cdot \left(\frac{f_{c(t)}}{f_c}\right)^{0,3}} \qquad (15)$$

onde:

$E_{ci}(t)$ = estimativa de módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 e 28 dias;
$f_c(t)$ = resistência do concreto à compressão na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade, em MPa.

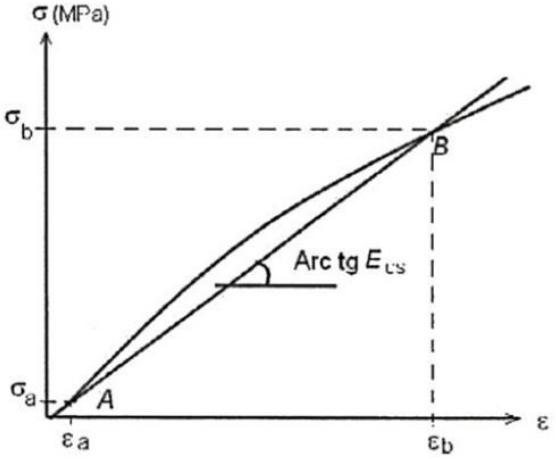
5.5.3.1 Módulo de elasticidade experimental segundo a NBR 8522:2008

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto através da utilização de extensômetro, a ABNT regulamenta os parâmetros de ensaio através da NBR 8522:2008.

A norma define como **E_{cs}** o módulo de elasticidade ou módulo de deformação secante do concreto, que se trata de uma propriedade do concreto cujo valor é o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação específica. A reta é dada pelo traçado entre os pontos A e B, assinalados abaixo, iniciados na tensão **σ_a** e na tensão considerada no ensaio, conforme pode ser visto na figura 10. Já o valor de módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente

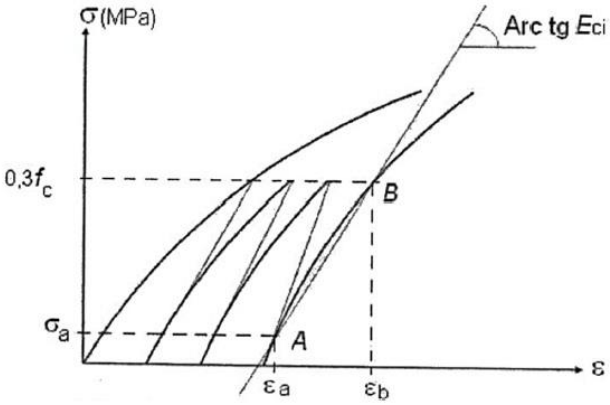
inicial, dado por $\mathbf{E_{ci}}$, é o módulo de deformação secante entre a tensão $\boldsymbol{\sigma_a}$ e **30%** do valor de $\mathbf{f_c}$, figura 11.

Figura 10 - Representação esquemática do módulo de deformação secante



Fonte: ABNT NBR 8522:2008

Figura 11 – Representação esquemática do módulo de deformação tangente inicial



Fonte: ABNT NBR 8522:2008

Para a medição dos valores de deformações causados pelo acrescimento progressivo de carga nos corpos de prova, deve ser utilizado aparelho que possa medir tais deformações de maneira precisa e eficiente. Além disso, devem ser utilizadas no mínimo duas bases de medida, posicionadas de maneira que sejam equidistantes entre si ao longo do perímetro do corpo de prova. O comprimento entre estas bases de medida deve ser de no mínimo $\left(\frac{2}{3}\right)\mathbf{d}$ e no máximo igual e uma medida de diâmetro **(d)**. Os corpos de prova utilizados devem atender ao descrito na NBR 5738:2015, com dimensões, preparo e armazenamento de acordo com a norma.

Para a determinação do módulo de elasticidade, a norma prevê que devem ser rompidos previamente dois corpos de prova para que a resistência do concreto possa ser definida, podendo, assim, estimar de maneira mais precisa a resistência equivalente a **30%** de $\mathbf{f_c}$. Já para a determinação do módulo de elasticidade propriamente dito, devem ser rompidos três corpos de prova.

Uma das metodologias apresentadas pela norma e que será utilizada neste trabalho estabelece o procedimento tendo como a tensão $\boldsymbol{\sigma_a}$ como valor fixo.

Em uma primeira etapa, o ensaio se dá por um carregamento até a tensão correspondente superior $\boldsymbol{\sigma_b}$, equivalente a 30 % da tensão de ruptura por um período de 60 s. Em seguida, sem perder contato com o corpo de prova, a máquina de ensaio deve reduzir a força até um valor próximo de zero.

Após a conclusão da primeira etapa, inicia-se a segunda, aplicando-se a tensão $\boldsymbol{\sigma_a}$ de 0,5 MPa por um período de 60 s. Uma vez completo o período de carregamento, a força deve ser aumentada até atingir o valor de $\boldsymbol{\sigma_b}$, mantendo o carregamento pelos mesmos 60 s e, dado o período de carga, reduzir o carregamento a um ponto próximo a zero novamente. A segunda etapa deve ser executada duas vezes.

Por fim, o corpo de prova deve ser carregado pela tensão $\boldsymbol{\sigma_a}$ novamente, de 0,5 MPa e mantida nesse nível por 60 s, registrando-se a deformação $\boldsymbol{\varepsilon_a}$ em até 30 s. Em seguida, o corpo de prova deve ser carregado com $\boldsymbol{\sigma_b}$ por 60 s, registrando-se a deformação $\boldsymbol{\varepsilon_b}$ em até 30 s.

Após as leituras, o aparelho pode ser removido e deve ser dado prosseguimento ao carregamento até atingir um valor de $\mathbf{f_{c,ef}}$. Caso este valor diferir em mais de **20%** de $\mathbf{f_c}$, o ensaio deve ser desconsiderado.

5.5.3.2 Normas internacionais de concreto

Assim como o estabelecido pela NBR 6118:2014, as principais normas internacionais possuem diferentes métodos para determinar o módulo de elasticidade do concreto, caso não sejam realizados os ensaios específicos para este fim.

A norma do American Concrete Institute para estruturas do concreto, denominada ACI 318-14, estabelece a seguinte equação para a determinação do módulo de elasticidade do concreto no caso de concreto com massa específica normal:

sendo:

$$\boxed{\mathbf{E_c = 4700.\sqrt{f'_c}}} \qquad (16)$$

E_c = módulo de elasticidade do concreto;
f'_c = resistência característica do concreto aos 28 dias, em MPa.

Com relação aos resultados obtidos por ensaios experimentais de corpos de prova, a ACI 318-14 considera o valor equivalente ao verificado até o carregamento de **45%** de $\mathbf{f_c}$. Além disso, considera como valores corretos aqueles que apresentam desvio padrão de $\mathbf{0{,}8.E_c}$ a $\mathbf{1{,}2.E_c}$.

Já o European Committee for Standardization, para projetos estruturais de estruturas de concreto, denominada EUROCODE 2, estabelece as seguintes equações para a obtenção do módulo de elasticidade secante e tangente:

$$\boxed{\mathbf{E_{cm} = 22.\left[\frac{f_{cm}}{10}\right]^{0,3}}} \qquad (17)$$

$$\boxed{\mathbf{E_c = 1,5.E_{cm}}} \qquad (18)$$

sendo:

E_c = módulo de elasticidade tangente de um concreto com densidade normal;

E_{cm} = módulo de elasticidade secante de um concreto com carregamento de até **40%** de $\mathbf{f_{cm}}$.

Como lembra Helene (2014) e pode ser verificado através da análise das equações, não há unanimidade entre os métodos, o que pode ocasionar uma falta de compreensão entre projetistas de países distintos. Além disso, os diferentes pontos que podem ser adotados para o traçado da reta, em função da norma e em função da resistência adotada, seja ela média ou característica, influencia no coeficiente angular, gerando diferença no valor do módulo de elasticidade adotado. Ainda é necessário lembrar que estudos apresentados pelo autor, realizados por Montija (2007) e Bittencourt *et al.* (2003), verificaram uma variabilidade da ordem de 10% a 15% em ensaios realizados em diferentes laboratórios do Brasil.

5.6 Controle de qualidade do concreto

O controle tecnológico do concreto é realizado pelo controle dos materiais que fazem parte da sua composição, uma vez que muitas patologias que afetam o concreto estão intimamente ligadas à falta de qualidade dos materiais que o compõem.

A NBR 12654:1992 – controle tecnológico dos materiais componentes do concreto – dispõe sobre os ensaios que devem ser efetuados nesses materiais. Ela estabelece que o programa de controle tecnológico deve ser elaborado em função do grau de responsabilidade da estrutura, das condições agressivas existentes no local da obra, do conhecimento prévio das características dos materiais disponíveis para a execução das obras e de outras condições estabelecidas pelos responsáveis por esse controle.

5.6.1 Tipos de cimento e ensaios de qualificação

Conforme a NBR 12654:1992, o cimento Portland, conforme o seu tipo, deve atender aos requisitos das NBR 5732 (CP I e CP I-S), NBR 5733(CP V - ARI), NBR 5735 (CP III), NBR 5736 (CP IV), NBR 5737 e NBR 11578 (CP II-E, CP II-Z e CP II-F).

Antes de ser iniciado o fornecimento, devem ser realizados ensaios de qualificação do cimento em função dos requisitos e da localização da obra. Os ensaios devem ser executados em amostras desse material coletadas conforme a NBR 5741 – Extração e preparação de amostras de cimento. Segundo a norma, deve ser coletada uma amostra de cimento no momento da entrega pelo fornecedor, em sacos, contêiner ou a granel.

Devem ser realizados em cada amostra os seguintes ensaios:

a) finura da peneira 0,075 mm: NBR 11579;

b) área específica (exceto nos cimentos tipos CP III e CP IV): NBR 7224;

c) tempos de início e fim de pega: NBR 11581;

d) expansibilidade a quente: NBR 11582;

e) resistência à compressão nas idades especificadas para cada tipo de cimento: NBR 7215;

f) perda ao fogo: NBR 5743;

g) resíduo insolúvel (exceto cimento CP IV): NBR 5744;

h) trióxido de enxofre - SO_3: NBR 5745;

i) óxido de magnésio - MgO (exceto cimento CP III): NBR 9203 e NBR 5742;

j) anidrido carbônico - CO_2: NBR 11583.

5.6.2 Ensaios de qualificação para agregados

Os agregados devem atender ao estabelecido na NBR 7211:2009 – Agregados para o concreto. Independentemente da graduação dos agregados, devem ser realizados os seguintes ensaios para sua qualificação:

a) determinação da composição granulométrica: NBR 7217;

b) determinação da massa unitária em estado solto: NBR 7251;

c) determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis: NBR 7218;

d) determinação do teor de materiais pulverulentos: NBR 7219;

e) determinação do teor de partículas leves: NBR 9937;

f) determinação do teor de cloretos e sulfatos solúveis em água: NBR 9917.

As amostras de agregados devem ser coletadas de acordo com a NBR 7118 e reduzidas para ensaio em laboratório, segundo a NBR 9941.

Devem ainda ser realizados os seguintes ensaios nos agregados miúdos:

a) determinação de impurezas orgânicas húmicas: NBR 7220;

b) ensaio de qualidade do agregado: NBR 7221;

c) determinação do inchamento: NBR 6467;

d) determinação da massa específica na condição saturada – superfície seca: NBR 9776;

e) determinação da absorção de água: NBR 9777.

Nos agregados graúdos ainda devem ser realizados os seguintes ensaios:

a) determinação da massa específica na condição saturada – superfície seca: NBR 9937;

b) determinação da absorção de água: NBR 9937;

c) determinação da massa unitária compactada seca: NBR 7810;

d) determinação do índice de forma pelo método do paquímetro: NBR 7809;

e) determinação da abrasão “Los Angeles”: NBR 6465.

Quando a natureza mineralógica dos agregados é desconhecida ou há dúvidas quanto à sua durabilidade (tanto em estado natural, quanto nas condições específicas de utilização), ou ainda, quando se deseja obter um conhecimento mais profundo sobre esses agregados, podem ser solicitados alguns dos ensaios ou análises seguintes:

a) análise petrográfica: NBR 7389;

b) determinação da reatividade potencial de álcalis em combinação cimento-agregado: NBR 9733;

c) verificação da reatividade potencial pelo método químico: NBR 9774;

d) avaliação da reatividade potencial das rochas carbonáticas com álcalis do cimento: NBR 10340;

e) determinação da resistência ao esmagamento (somente para agregados graúdos): NBR 9938.

5.6.3 Controle da água e ensaios de qualificação

Conforme a NBR 6118:2014, a amostra de água deve conter, no mínimo, 5 litros e ser coletada conforme o seguinte procedimento: o recipiente e os dispositivos destinados à coleta da amostra devem ser previamente limpos e enxaguados várias vezes com a própria água a ser analisada. Também devem ser fechados, utilizando-se rolha de borracha ou cortiça, desde que

seja envolvida em papel manilha antes de ser colocada no recipiente. A coleta da amostra deve ser feita nas seguintes etapas:

a) em sistema de distribuição, devem ser escolhidos pontos representativos de todo o sistema, selecionando-se torneiras limpas e sem vazamentos. A coleta deve ser iniciada após 3min a 5min contados a partir da abertura da torneira;

b) em poços, reservatórios ou cisternas, o procedimento adotado é o mesmo o usado no sistema de distribuição, no caso de existência de bomba. Caso não exista bomba, a coleta deve ser realizada por meio de um recipiente dotado de um dispositivo que permita abri-lo dentro d'água. O frasco deve ser ligado a uma massa e suspenso por um fio até a metade da altura da lâmina de água do poço;

c) em cursos d'água, a coleta de amostras deve ser efetuada com o recipiente aproximadamente 15 cm abaixo do nível da corrente, com sua boca voltada para jusante, devendo ser evitada contaminação proveniente da mão do operador.

Na qualificação das fontes de água, deve-se realizar ensaios para a presença de:

a) sulfetos;

b) cloretos;

c) quantidade de matéria orgânica presente (expressa em oxigênio consumido);

d) sólidos dissolvidos;

e) sólidos totais;

f) sólidos em suspensão;

E ainda, realizar ensaios comparativos em pasta e argamassa em relação a uma água comprovadamente inócua, que são o ensaio de tempo de início e fim de pega: NBR 11581; e o de resistência à compressão: NBR 7215.

5.6.4 Uso e controle de aditivos

Segundo a NBR 12654:1992, a amostragem e os ensaios para qualificação de aditivos devem ser feitos conforme a NBR 11768, a NBR 12317 e a NBR 10908.

Devem ser utilizados concretos e argamassas executados com os materiais empregados na obra e na dosagem do aditivo indicada pelo fornecedor, na temperatura ambiente do local da obra.

No concreto fresco devem ser realizados os seguintes ensaios:

a) consistência: NBR 7223;

b) tempos de pega: NBR 9832;

c) massa específica: NBR 9833;

d) teor de ar incorporado: NBR 9833;

e) exsudação: ASTM-C 232;

f) perda de abatimento: NBR 10342.

No concreto endurecido devem ser realizados os seguintes ensaios:

a) massa específica: NBR 9778;

b) resistência à compressão axial: NBR 5739;

c) resistência à tração por compressão diametral: NBR 7212;

d) resistência à tração na flexão: NBR 12142;

e) variações de comprimento: NBR 8490;

Os corpos de prova para o ensaio de variações de comprimento devem ser prismáticos, nas dimensões de 100 mm x 100 mm x 285 mm, com comprimento efetivo de medida de 250 mm, moldados conforme a NBR 5738, curados durante 14 dias em câmara úmida e, posteriormente, 14 dias ao ar, ocasião em que deve ser determinada a variação de comprimento.

Durante o fornecimento, tanto a dosagem do aditivo, como as suas características físicas e químicas não devem apresentar variações superiores às tolerâncias admitidas nas respectivas normas.

Para uma verificação posterior da uniformidade e equivalência dos lotes durante o fornecimento, devem ser executados os seguintes ensaios, conforme a metodologiada NBR 10908:

a) pH;

b) teor de sólidos;

c) densidade;

d) teor de cloretos.

Em casos específicos, para melhor caracterizar um tipo de aditivo, pode-se recorrer à determinação da composição química mediante o método de espectrofotometria de infravermelho.

Contudo, a NBR 12655:2015 - Concreto – preparo, controle e recebimento – estabelece ainda a obrigatoriedade de uma dosagem experimental para concretos com resistência igual ou superior a 15 MPa.

Além das dosagens experimentais e dos ensaios dos materiais, o controle tecnológico do concreto determina que sejam feitos ensaios de amostras retiradas do concreto fresco. Com mais esse procedimento, está fechado o círculo dos cuidados necessários para se manter constante a

qualidade exigida do concreto, sendo esses ensaios utilizados também como parâmetros para a aceitação do concreto.

5.7 Moldagem e cura de corpos de prova

A moldagem e a cura dos corpos de prova de concreto são feitas de acordo com as especificações da NBR 5738:2015. Segundo ela, as dimensões dos corpos de prova cilíndricos devem ser tais que a altura seja igual ao dobro do diâmetro, sendo permitidos corpos de prova com 10 cm, 15 cm e 20 cm de diâmetro, com variação de 1%, e alturas com variação de 2%. Já o molde utilizado para sua confecção deve ser constituído de material não absorvente e não reativo com cimento, garantindo a estanqueidade e evitando a perda de água, além de ser aberto na extremidade superior para permitir a desmoldagem do concreto sem que o mesmo seja danificado. A base, de material rígido, deve garantir a planiza da amostra dentro do limite de 0,05 mm, conforme figura 12.

Figura 12 - Moldes para corpos de prova cilíndricos

Fonte: o Autor

A haste utilizada para o adensamento do concreto deve ser constituída de aço, com superfície plana, extremo semiesférico e diâmetro de 16 mm. O ensaio para a determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone deve ser executado seguindo as orientações da NBR NM 67:1998, antes da moldagem dos corpos de prova. Dados os valores obtidos, a NBR 5738:2015 orienta o adensamento dos corpos de prova conforme a tabela 7.

Tabela 7 - Classes de consistência

Classe	Abatimento (mm)	Método de adensamento
S10	$10 \leq A < 50$	Mecânico
S50	$50 \leq A < 100$	Mecânico ou manual
S100	$100 \leq A < 160$	
S160	$160 \leq A < 220$	Manual
S220	$A \geq 220$	

Fonte: ABNT NBR 5738:2015

Também são utilizados corpos de prova prismáticos, os quais devem ter seção transversal quadrada, com superfícies lisas e sem saliências. As dimensões dos corpos de prova e os respectivos vãos de ensaio devem cumprir com as especificações da tabela 8.

Tabela 8 - Dimensões do corpo de prova prismático e vão de ensaio

Dimensão básica (mm)	Comprimento mínimo (mm)	Vão de ensaio[a] (mm)
100	350	300
150	500	450
250	800	750
450	1400	1350
[a] conforme ABNT NBR 12142:2010		

Fonte: ABNT NBR 5738:2015

Os moldes devem ser lubrificados utilizando, por exemplo, óleo mineral; além disso, sempre que necessário, devem dispor de identificação no fundo de cada unidade. O concreto deve ser adicionado com concha em U, distribuindo-o de maneira simétrica, e com regularização utilizando a haste de aço. O número de golpes e a quantidade de camadas devem ser conforme orienta a tabela 9, dadas as dimensões básicas do molde e o tipo de adensamento empregado. As camadas dispostas devem possuir volume semelhante e ser adensadas com a haste, sendo que a primeira camada deve ter toda a sua espessura atravessada, mas sem golpear a base em demasia. A camada posterior deve ter sua espessura total atravessada, com a haste ainda penetrando cerca de 2 cm na camada anterior. Além disso, a última camada é constituída de volume excessivo de concreto, completando inteiramente o molde e, após, adensada, deve ter seu excesso removido por rasamento com a borda do molde, valendo-se de régua metálica.

Tabela 9 - Número de camadas para moldagem de corpos de prova

Tipo de corpo de prova	**Dimensão básica (*d*) mm**	**Número de camadas em função do tipo de adensamento**		**Número de golpes para adensamento manual**
		Mecânico	Manual	
Cilíndrico	100	1	2	12
	150	2	3	25
	200	2	4	50
	250	3	5	75
	300	3	6	100
	450	5	-	-
Prismático	100	1	1	75
	150	1	2	75
	250	2	3	200
	450[c]	3	-	-
Para concretos com abatimento superior a 160 mm, a quantidade de camada deve ser reduzida à metade da estabelecida nesta tabela. Caso o número de camadas resulte fracionário, arredondar para o inteiro mais próximo. [c] No caso da dimensão básica de 450 mm, somente é permitido adensamento mecânico.				

Fonte: ABNT NBR 5738:2015

Ainda seguindo as orientações da norma, após a moldagem, os corpos de prova devem ser imediatamente armazenados em local com nivelamento horizontal e coberto pelas primeiras 24 horas; livre de vibrações que possam interferir em sua forma ou propriedades durante o início de pega e cura inicial. Dadas as primeiras 24 horas, o concreto pode ser transportado para o local de ensaio, desmoldado e imerso em água até que a idade de rompimento seja atingida.

Uma vez atingida a idade de 28 dias, os corpos de prova são retirados da cura úmida e submetidos à retificação ou capeamento, de modo a tornar suas superfícies planas e perpendiculares ao eixo longitudinal do corpo de prova.

5.8 Ensaios utilizados em estruturas de concreto armado

Devido à necessidade de se verificar a resistência do concreto, foram desenvolvidos diversos métodos de ensaio, visando correlacionar fatores obtidos, como a dureza superficial, por exemplo, com a resistência real do concreto, ou mesmo obter a resistência à compressão diretamente por meio da ruptura por compressão de um corpo de prova.

Segundo Bottega (2010), entre os métodos de análise do concreto, o método destrutivo de ensaio de compressão de testemunhos pode ser considerado o mais preciso na obtenção de resultados, já que a resistência é obtida diretamente, sem a necessidade de correlação entre diferentes propriedades do concreto. No entanto, existem alguns fatores que dificultam a realização do ensaio, como, por exemplo, locais com grande concentração de armaduras que

impedem a extração do corpo de prova; elementos estruturais com dimensões insuficientes para a extração de testemunhos; concreto com resistência muito baixa ou que já se apresenta fissurado, ou ainda peças pré-moldadas, já que podem ter sua utilização inviabilizada pela extração.

Já os ensaios não destrutivos visam obter alguma propriedade do concreto *in situ*, sem que seja causado nenhum dano significativo ao elemento estrutural, e utilizar essa propriedade para determinar a resistência do concreto propriamente dito. Contudo, sua precisão é relativa, uma vez que diversos fatores podem vir a influenciar o resultado do ensaio, além de haver, em determinados casos, certa dificuldade em traçar uma correlação precisa entre a grandeza medida pelo ensaio e a resistência real do concreto avaliado (BOTTEGA, 2010).

Devido a essas imprecisões, Carneiro (1975) e Bottega (2010) sugerem que sejam realizados no mínimo dois ensaios, combinando um não destrutivo com um destrutivo, ou mesmo combinando dois ensaios não destrutivos para que haja certo grau de precisão nos resultados obtidos.

5.8.1 Ensaios destrutivos com extração de testemunhos

Os corpos de prova ou testemunhos são, normalmente, peças de forma cilíndrica ou prismática extraídas de estruturas de concreto, através de corte com sonda rotativa ou disco de corte. Também devem ser extraídas peças ou segmentos de aço existentes na estrutura, para análise e determinação de suas características.

Essas amostras devem ser sujeitas a ensaios que visam determinar sua resistência à compressão, tração, módulo de deformação e diagrama de tensão-deformação do concreto e, no caso do aço, resistência à tração, módulo de deformação e diagrama de tensão-deformação (CÁNOVAS, 1988).

Conforme diz o autor, durante a concretagem de uma peça estrutural, os corpos de prova devem ser extraídos diretamente de cada caminhão betoneira e moldados por pessoal especializado, que deve submeter cada corpo de prova a condições de cura em padrão ótimo, estabelecido por norma. Já os corpos de prova extraídos do elemento estrutural de concreto são submetidos a transporte, colocação, compactação e cura não tão ideais. Logo, isso implica uma diferença de resistência entre a amostra de concreto e do testemunho extraído da estrutura, que tende a aumentar sua discrepância de acordo com a resistência do concreto.

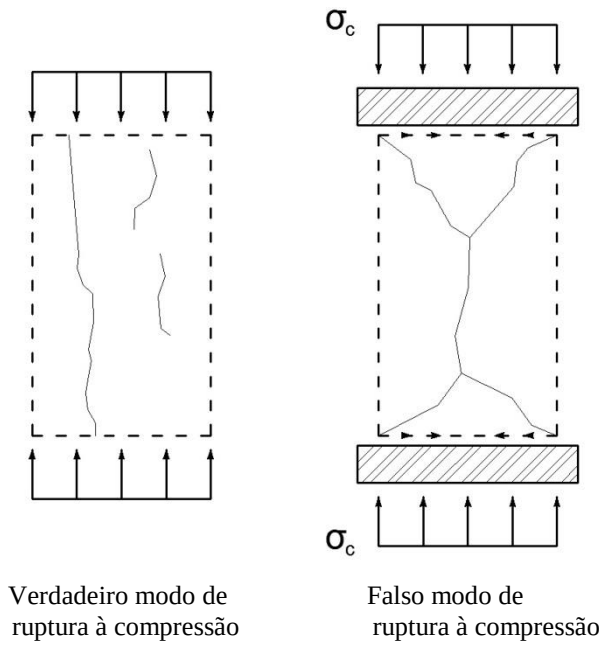
O autor ainda apresenta os principais parâmetros que têm influência direta na resistência dos testemunhos extraídos. Os corpos de prova, quando rompidos, muitas vezes apresentam valores diferentes dos esperados quando comparados aos ensaios com corpos de prova de

controle, aos ensaios por outros métodos ou mesmo quando comparados a corpos de prova do mesmo lote. Esses parâmetros levantados pelo autor são importantes como referência para explicar algum possível resultado que seja discrepante do esperado ou que não siga o padrão que o lote apresenta. Dessa forma, é possível citar os referidos parâmetros:

a) Influência da resistência característica do concreto – o grau de influência que o f_{ck} do concreto apresenta varia conforme a resistência. Para concretos de 20 MPa, a diferença entre os corpos de prova de controle e os testemunhos costuma ser de 5% a 10%, para concretos de 30 MPa, 10% a 20%, já para concretos de 40 MPa ou mais, de 15% a 30%.

Ainda nesse contexto, Fusco (1995) lembra que concretos com resistência à compressão da ordem de até 40 MPa se comportam de maneira diferente quando ensaiados. O fato de o agregado ser mais resistente que a matriz de argamassa faz com que surjam tensões de tração transversais, resultando em microfissuras que acabam diminuindo a resistência do concreto, conforme mostrado na figura 13.

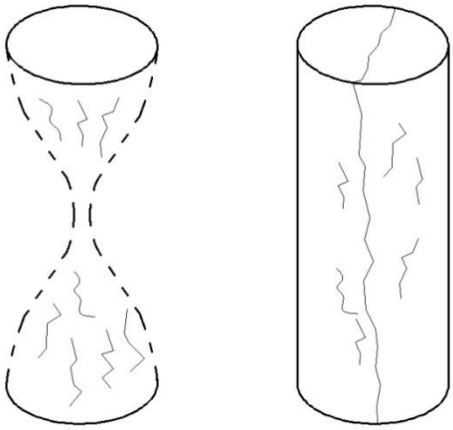
Figura 13 - Ruptura à compressão de concretos com resistência até 40 MPa



Fonte: FUSCO, 1995.

Além disso, a ruptura aparente em formato de cone costuma ocorrer devido ao atrito do topo dos corpos de prova com a prensa de ensaio. A forma cônica, portanto, deve-se ao atrito, aliado à microfissuração do corpo de prova. A ruptura real do corpo de prova deve se dar por intermédio de fraturas paralelas ao campo de aplicação da tensão de compressão. A fase de microfissuração é longa e antecede a ruptura final, como mostra a figura 14.

Figura 14 - Modo real e aparente de ruptura do concreto



Fonte: FUSCO, 1995.

b) Influência das dimensões e forma de extração do corpo de prova - a resistência do concreto dos testemunhos extraídos tende a ser menor do que a resistência real da estrutura, mesmo que este seja parte integrante dela. Isso se deve principalmente às dimensões do corpo de prova e às condições de contorno após a extração do testemunho, como microfissura e corte do agregado graúdo. Contudo, algumas normas levam esses fatores em conta, recomendando que os resultados das amostras sejam multiplicados por um fator que varia de 1,10 a 1,15.

c) Influência da idade do concreto na resistência obtida - é fundamental que o concreto tenha idade superior a 14 dias, caso tenha sido utilizado cimento Portland comum. Essa medida evita microfissurações durante a extração do testemunho. A idade tem grande influência na resistência do concreto, visto que este tende a ganhar resistência com o passar do tempo devido à hidratação dos componentes ativos do cimento. Por esse motivo, o tipo de cimento influencia de maneira significativa a resistência do concreto, além das condições de temperatura e umidade a que ele é exposto. O cimento Portland comum possui uma resistência maior em idades inferiores aos 28 dias do que os cimentos pozolânicos e de alto forno, porém estes dois últimos acabam por adquirir uma resistência maior após os 28 dias.

Peterson *apud* Cánovas (1988) elaborou um quadro comparativo entre os diferentes tipos de cimento e sua influência na resistência do concreto em diferentes idades, conforme indica a tabela 10.

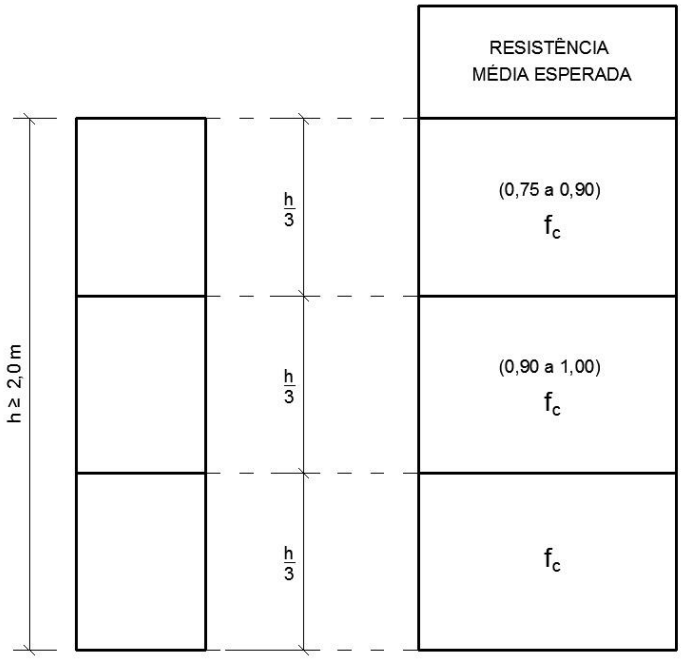
Tabela 10 - Resistência relativa do concreto de acordo com o tipo de cimento e a idade

Tipo de cimento	**Resistências relativas**						
	7 dias	14 dias	28 dias	3 meses	6 meses	1ano	> 2 anos
Portland médio	0,7	0,89	1	1,1	1,15	1,18	1,2
Alta resistência inicial	0,8	0,92	1	1,1	1,12	1,13	1,15
Pozolânicos e siderúrgicos	-	0,7	1	1,4	1,5	1,6	1,7

Fonte: CÁNOVAS, 1988.

d**) Altura da extração do testemunho** – é necessário lembrar que a resistência em peças de concreto verticais, como pilares e paredes, tende a variar devido a fenômenos comuns em peças de concreto, como exsudação e segregação, conforme demonstra a figura 15.

Figura 15 - Resistências médias esperadas de testemunhos extraídos em diferentes alturas de um pilar



Fonte: CÁNOVAS, 1988.

e) Dimensão do corpo de prova – quanto às dimensões dos corpos de prova, a NBR 7680:2015 – Parte 1 - define que a relação altura/diâmetro deve ser igual a dois, com um diâmetro mínimo de 10 cm. Contudo, como lembra Cánovas (1988), em diversos casos a extração não consegue atender a tal critério, porque não é permitida devido às dimensões do elemento estrutural, como é o caso de lajes. Nesses casos, deve-se estimar a resistência do elemento como se a relação altura/diâmetro fosse igual a 2, aplicando-se, posteriormente, o fator de correção correspondente especificado na tabela 11, semelhante ao encontrado na NBR 5739:2007.

Tabela 11 - Correção da resistência do concreto em diferentes relações h/d

Relação h/d	Fator de correção		
	ASTM C42-77	BS 1881-70	UNE 7242
2,00	1,00	1,00	1,00
1,75	0,98	0,98	0,98
1,50	0,96	0,96	0,96
1,25	0,93	0,94	0,94
1,00	0,87	0,92	0,85

Fonte: CÁNOVAS, 1988.

f) Orientação do testemunho – outro fator que influencia a resistência do concreto é a direção da extração com relação à concretagem e à compactação, podendo gerar uma diminuição de 5% a 8% na resistência, caso a extração seja transversal.

g) Presença de armadura – a falta de um levantamento prévio da posição de armadura por meio de um pacômetro pode fazer com que uma barra de aço seja extraída com o testemunho e interfira no resultado devido à perda de aderência entre o aço e o concreto durante o corte.

Quanto à posição da extração dos corpos de prova, Cánovas (1988) define que os testemunhos devem ser zoneados, com uma distância entre si suficiente para que representem massas diferentes de um mesmo lote de concreto. Já em estruturas concluídas, é recomendada a utilização de esclerômetro ou ultrassom para que seja possível identificar os diferentes lotes de concreto. O número de corpos de prova não possui critério fixo, variando conforme a norma seguida, como demonstrado na tabela 12.

Tabela 12 - Número de corpos de prova necessários para análises de estruturas de concreto armado

Norma	Nº de corpos de prova
ACI 318-71 e ACI 301-72	Três testemunhos por zona analisada.
ACI 437-47	Dois testemunhos para componentes com vãos até 7,2m e áreas de até 58,1m².
Concrete Society	Quatro testemunhos por zona analisada.
DIN 1048-78	Doze para testemunhos com menos de 100 mm de diâmetro e agregado graúdo de até 16 mm, e seis caso o diâmetro seja menor que 100 mm.

Fonte: CÁNOVAS, 1988.

5.8.1.1 Ensaio de compressão axial ou direta de corpos de prova cilíndricos

Regulamentado pela NBR 5739:2007, o ensaio de resistência à compressão axial é de longe o método mais usado para o controle do concreto, tanto pela facilidade de execução e baixo custo quanto pela sua importância na segurança das estruturas.

Para a execução do ensaio de compressão do corpo de prova cilíndrico, deve ser utilizada prensa padronizada que atenda aos valores máximos admissíveis especificados pela NBR NM ISO 7500-1. A máquina deve possuir a capacidade de aplicar força de maneira controlada sobre o corpo de prova ensaiado, possuindo um prato fixo e outro realizando um movimento perpendicular a este. O acionamento da prensa deve se dar por fonte contínua, garantindo a estabilidade da aplicação da força e evitando choques que possam influenciar o ensaio. Os pratos devem possuir ajuste necessário e distância entre faces suficiente para posicionar devidamente o corpo de prova. O sistema de medição de força deve garantir precisão aos dados medidos, indicando a força máxima atingida na ruptura.

Os pratos da prensa não devem apresentar desvios de planicidade e devem possuir, em sua menor dimensão, um diâmetro mínimo 4% superior ao maior diâmetro do corpo de prova. O prato inferior da máquina deve apresentar rigidez tal que sua deformação máxima durante o ensaio não ultrapasse 0,0125 mm a cada 150 mm de diâmetro.

O paquímetro utilizado para a determinação das dimensões do corpo de prova deve possuir resolução mínima de 0,1 mm. Com o equipamento deve ser realizada a verificação de h/d dos corpos de prova, com o intuito de verificar se o valor se encontra entre os valores de 1,94 e 2,02. Caso o valor seja inferior, deve ser aplicado fator de correção, conforme tabela 13.

Tabela 13 - Fatores de correção empregados para diferentes relações h/d

Relação h/d	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00
Fator de correção	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87
Os índices correspondentes à relação *h/d* não indicada podem ser obtidos por interpolação linear, com aproximação de centésimos.					

Fonte: ABNT NBR 5739:2007

Antes da verificação da relação *h/d*, os corpos de prova devem ter suas bases capeadas ou retificadas, sendo devolvidos à cura úmida assim que possível, onde permaneceram até a idade do ensaio. O diâmetro para o cálculo dos corpos de prova deve ser obtido por meio da média de dois diâmetros medidos na metade da altura do corpo de prova, com tolerância de +/- 0,1 mm. Já a altura deve ser medida sobre seu eixo longitudinal, incluindo o capeamento, se for o caso, com precisão de +/- 0,1 mm.

Os corpos de prova, rompidos aos 28 dias de idade, devem ficar dentro da tolerância de idade permitida pela NBR 5739:2007, de 24 h.

Antes do início de cada ensaio, as faces dos pratos e dos corpos de prova devem ser limpas e secas, centralizando, então, o corpo de prova no prato inferior, fazendo com que a resultante de força passe pelo seu centro. O carregamento aplicado pela máquina deve ocorrer de forma

contínua até o final do ensaio, sem a ocorrência de choques, com velocidade de 0,45 +/- 0,15 MPa/s. Quando ocorre uma queda brusca de força, o carregamento deve ser cessado, e o ensaio finalizado.

A resistência à compressão para cada corpo de prova deve ser calculada através da expressão:

$$\boxed{\mathbf{f_c = \frac{4.F}{\pi.d^2}}} \qquad (19)$$

Em que:

f_c é a resistência à compressão, em MPa;
F é a força máxima alcançada, em **N**;
d é o diâmetro do corpo de prova, em mm.

A resistência superficial característica (**f_{ck}**) é obtida então, segundo a equação (1) do item 5.5.1.

5.8.2 Ensaios não destrutivos para estruturas de concreto armado

Para garantir a segurança das estruturas de concreto é necessário averiguar sua condição com um nível elevado de precisão e detalhe. De longa data, a maneira usual de se inspecionar e fazer diagnósticos do desempenho das estruturas de concreto, está relacionada com os ensaios de resistência à compressão em testemunhos extraídos da própria estrutura. No entanto, esse procedimento nem sempre é recomendado devido à geometria dos elementos estruturais, que muitas vezes não permite extrair testemunhos com as dimensões padronizadas para os ensaios, bem como os próprios riscos e danos que a perfuração das estruturas pode causar. A utilização de ensaios não destrutivos, ora restritos à avaliação da uniformidade da resistência mecânica do concreto, passa a ser então uma alternativa mais atraente, uma vez que os métodos se modernizaram, aumentando a precisão de análise pela combinação de métodos e pelo detalhamento de outras características. Além disso, esses ensaios proporcionam pouco ou nenhum dano à estrutura, sendo aplicados com a mesma em uso, permitindo que problemas possam ser detectados em estágio inicial.

Na inspeção de metais, a utilização de métodos de ensaios não destrutivos já está consolidada, porém, para o concreto, é uma prática relativamente nova. O desenvolvimento lento de técnicas não destrutivas para inspeção e avaliação das propriedades do concreto se deve ao fato de esse material ser heterogêneo, causando interferências nas medidas realizadas, como atenuação, dispersão, difração e reflexão dos sinais (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Apesar disso, algum progresso tem sido observado no desenvolvimento de métodos de ensaio não

destrutivos para aplicação em concreto, e vários deles têm sido normatizados por diversos órgãos regulamentadores no mundo todo.

De maneira geral, existem duas classes de métodos de ensaio não destrutivos para aplicação em estruturas de concreto. A primeira consiste em métodos usados para estimar a resistência do material, tais como o ensaio de dureza superficial (esclerometria), resistência à penetração, ensaios de arrancamento e método da maturidade. A segunda classe inclui os métodos que medem outras características e defeitos internos do concreto por meio de propagação de ondas e termografia infravermelha. Além desses métodos, existem outros que fornecem informações sobre a armadura, como a localização das barras de aço, seu diâmetro e o potencial de corrosão (MALHOTRA; CARINO, 2004).

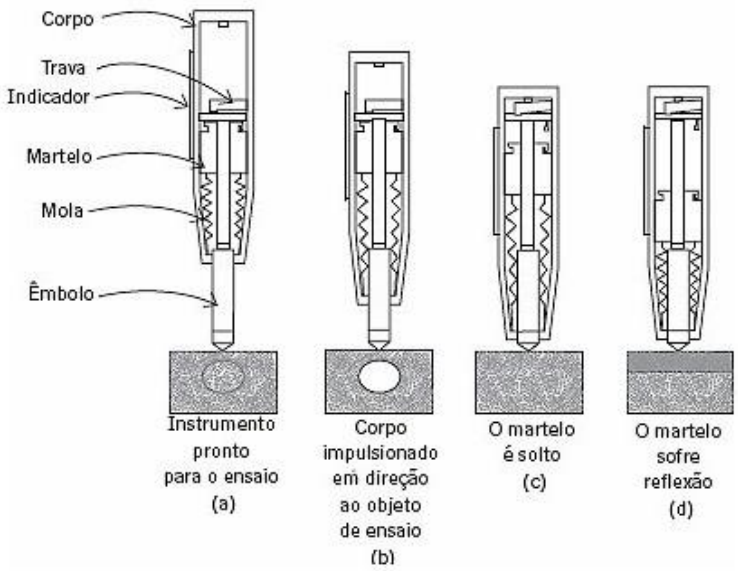
5.8.2.1 Ensaio de dureza superficial ou esclerometria

Conforme Pereira e Medeiros (2012), o ensaio não destrutivo mais utilizado na atualidade é, sem dúvida, a determinação do índice esclerométrico. O método baseia-se na medição da dureza superficial do concreto e possui como variável um índice de reflexão que pode ser usado para a estimativa da resistência a partir da construção de curvas de correlação.

Esse tipo de ensaio foi desenvolvido para medir a dureza superficial do concreto baseando-se no princípio do ricochete, que consiste em medir o retorno de uma força no regime elástico após seu impacto contra uma superfície de concreto (MALHOTRA; CARINO, 2004). O esclerômetro de reflexão de Schmidt é o instrumento utilizado para a avaliação da dureza superficial do concreto com base nesse princípio.

No Brasil, o procedimento para execução deste ensaio é estabelecido na NBR 7584:2012. O procedimento para utilização do esclerômetro e, consequentemente, realização do ensaio é apresentado na figura 16.

Figura 16 - Sequência de execução do ensaio de esclerometria



Fonte: MEHTA; MONTEIRO, 2014.

Conforme a NBR 7584:2012, o esclerômetro de reflexão é uma espécie de martelo que, impulsionado por uma mola, choca-se, através de uma haste com ponta em forma de calota esférica, com a área de ensaio.

Existem quatro tipos de esclerômetros, que devem ser utilizados em função das características da estrutura de concreto e segundo o grau de precisão desejado, que são:

a) com energia de percussão de 30 N.m, que é mais indicado para obras de grandes volumes de concreto, como concreto-massa e pistas protendidas de aeroportos;

b) com energia de percussão de 2,25 N.m, com ou sem fita registradora automática, que pode ser utilizado em casos normais de construção de edifícios e elementos estruturais;

c) com energia de percussão de 0,90 N.m, com ou sem aumento da área da calota esférica da ponta da haste, indicado para concretos de baixa resistência;

d) com energia de percussão de 0,75 N.m, com ou sem fita registradora automática, que é o tipo mais apropriado para elementos, componentes e peças de concreto de pequenas dimensões e sensíveis aos golpes.

Um fator de extrema importância para o ensaio é a aferição do esclerômetro, a qual deve ser feita antes da sua utilização ou a cada 300 impactos realizados na mesma inspeção, conforme as seguintes especificações:

a) utilizar uma bigorna especial de aço (mostrada na figura 17), dotada de guia de aço, com massa aproximada de 16 kg, colocada sobre uma base rígida e nivelada, sendo que a superfície

destinada ao impacto deve apresentar dureza Brinell de 5.000 MPa e fornecer índices escleromètricos de 80;

b) efetuar no mínimo 10 impactos sobre a bigorna, a cada verificação;

c) quando nesses impactos de aferição for obtido índice escleromètrico médio menor que 75, o esclerômetro não pode ser empregado, devendo, então, ser ajustado;

d) nenhum índice escleromètrico individual obtido entre os 10 impactos deve diferir do índice escleromètrico médio de +/- 3. Quando isso ocorrer, o aparelho não pode ser empregado, devendo, então, ser ajustado;

e) o coeficiente de correção do índice escleromètrico deve ser obtido pela seguinte equação:

$$\mathbf{k} = \frac{\mathbf{n.I_{Enom}}}{\sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{I_{Ei}}} \qquad (20)$$

Em que:

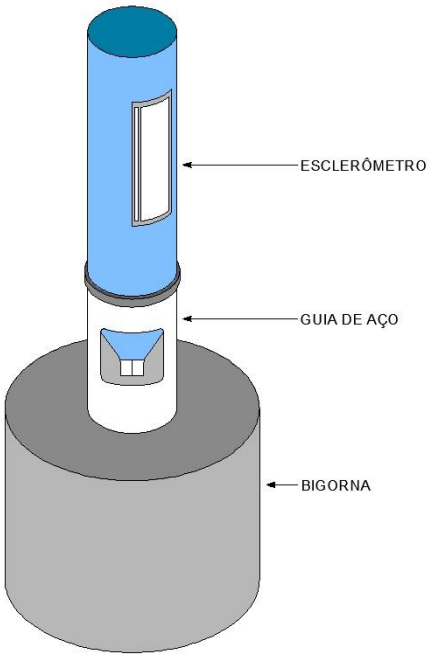
k é o coeficiente de correção do índice escleromètrico;

n é o número de impactos na bigorna de aço;

I_{Enom} é o índice escleromètrico nominal do aparelho na bigorna de aço, fornecido pelo fabricante;

I_{Ei} é o índice escleromètrico obtido em cada impacto do esclerômetro na bigorna de aço.

Figura 17 - Calibrador de esclerômetro



Fonte: ABNT NBR 7584:2012

As ferramentas necessárias para a execução do ensaio são as seguintes:

a) disco ou prisma de carborundum para polimento manual da área de ensaio;

b) máquina politriz dotada de acessórios para desgaste e polimento da superfície de concreto. Esse recurso pode ser usado quando se deseja retirar certa camada superficial admitida como alterada.

Para a realização do ensaio, as superfícies do concreto devem estar secas ao ar, limpas e planas. Superfícies irregulares, ásperas, curvas ou talhadas não fornecem resultados homogêneos; por isso se deve dar preferência às superfícies confinadas por fôrmas não absorventes e lisas, verticais ou inclinadas.

Em casos de superfícies horizontais, confinadas ou não, que apresentarem os fenômenos de segregação e exsudação, só poderão ser executados os ensaios esclerométricos caso as camadas afetadas sejam removidas, seguido por polimento até se tornarem superfícies lisas e planas. Superfícies úmidas ou carbonatadas também devem ser evitadas; caso se deseje ensaiá-las, deverão ser preparadas e serão adicionados coeficientes de correção.

A área de ensaio deve:

a) ser preparada por meio de polimento enérgico com prisma ou disco de carborundum, através de movimentos circulares. Toda poeira e pó superficial devem ser removidos a seco;

b) estar localizada, preferencialmente, nas faces verticais dos elementos, componentes e peças de concreto, como pilares, paredes, cortinas e vigas;

c) estar convenientemente afastada das regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagem, cantos, arestas, etc. Assim sendo, é conveniente evitar bases e topos de pilares, regiões interiores de vigas, quando no meio do vão, e regiões próximas dos apoios;

d) distar no mínimo 50 mm dos cantos e arestas dos elementos estruturais;

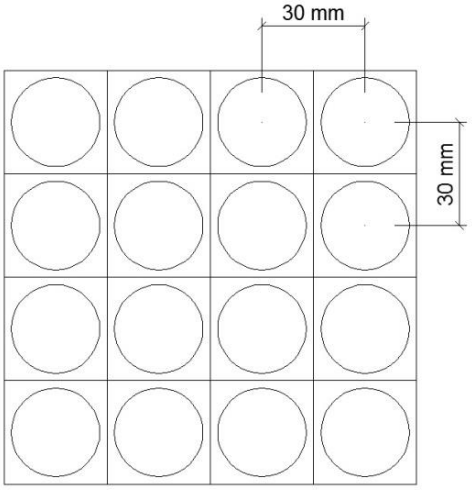
e) estar compreendida entre 8.000 mm² (aproximadamente 90 mm x 90 mm) e 40.000 mm² (200 mm x 200 mm);

f) estar geométrica e uniformemente distribuída pela região da estrutura que está sendo analisada. O número mínimo de áreas de ensaio deve ser função da heterogeneidade do concreto, aumentando com esta. É recomendada pelo menos uma área de ensaio por elemento, componente ou peça de concreto que está dentro da região em estudo. Elementos estruturais com grandes volumes de concreto devem ser avaliados com pelo menos duas áreas de ensaio, localizadas, preferencialmente, em faces opostas. Caso se apresentem heterogêneas, mais áreas devem ser examinadas.

Em cada área de ensaio devem ser efetuados 16 impactos, porém não é permitido mais de um impacto sobre o mesmo ponto, se isso ocorrer, o segundo valor não pode ser considerado.

Conforme indicado na figura 18, aconselha-se desenhar um reticulado e aplicar o esclerômetro nas áreas limitadas por ele, identificando a área ensaiada.

Figura 18 - Área de ensaio e pontos de impacto



Fonte: ABNT NBR 7584:2012

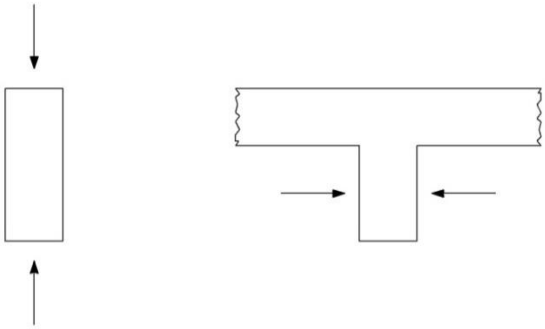
A distância mínima entre os centros de dois pontos de impacto deve ser de 30 mm, devendo ser evitados impactos sobre armaduras, bolhas e áreas similares, que não representem o concreto em avaliação.

Deve-se evitar área de ensaio em elementos de concreto com dimensões menores que 100 mm na direção do impacto, por não serem suficientemente rígidos e provocarem interferência de fenômenos de ressonância, vibração e dissipação de energia no resultado obtido.

Elementos com dimensões menores que 100 mm na direção do impacto podem ser ensaiados com cuidados especiais, como, por exemplo, colocando um apoio de encontro à face oposta à área de ensaio.

É recomendado que o ensaio seja realizado sempre na posição de maior inércia da peça ou componente estrutural, como demonstrado na figura 19.

Figura 19 - Locais recomendáveis para aplicação do esclerômetro



Fonte: ABNT NBR 7584:2012

O esclerômetro deve ser operado segundo as instruções do fabricante e conforme os seguintes procedimentos:

a) deve ser sempre aplicado ortogonalmente à área de ensaio;

b) a barra de percussão deve ser pressionada contra um ponto da área de ensaio, previamente delimitada. Antes que essa barra desapareça completamente no corpo do esclerômetro, o martelo deve ser liberado;

c) a liberação do martelo deve ser efetuada através de aumento gradativo de pressão no corpo do aparelho;

d) após o impacto, o ponteiro indicativo, localizado na escala do esclerômetro, fornece diretamente o índice esclerométrico. Este pode ser travado por meio de botão de pressão, para permitir uma leitura mais segura em áreas de pouca luminosidade ou em posições de difícil acesso;

e) o esclerômetro deve ser aplicado na posição horizontal e sobre superfícies verticais. Quando necessário aplicar em posições diversas, o índice deve ser corrigido com os coeficientes fornecidos pelo fabricante.

Para a obtenção dos resultados, é necessário calcular a média aritmética dos 16 valores individuais dos índices correspondentes a uma única área de ensaio; desprezar todo índice individual que esteja afastado em mais de 10% do valor médio obtido e recalcular a média.

O índice esclerométrico médio final deve ser obtido com no mínimo cinco valores individuais. Quando isso não for possível, o ensaio esclerométrico dessa área deve ser desconsiderado. Nenhum dos índices restantes deve diferir em mais de 10% da média final. Se isso ocorrer, o ensaio dessa área deve ser desconsiderado.

O valor resultante denomina-se índice esclerométrico médio efetivo ($\boldsymbol{I_E}$), sendo que deve ser obtido um único índice para cada área de ensaio, através da seguinte expressão:

$$\boxed{\boldsymbol{I_{E\alpha} = k.\ I_E}} \qquad (21)$$

Em que:

$I_{E\alpha}$ é o índice esclerométrico médio efetivo;

k é o coeficiente de correção do índice esclerométrico, obtido quando da verificação do aparelho;

I_E é o índice esclerométrico médio.

O relatório de ensaio deverá conter os seguintes dados:

a) modelo, marca, tipo e número de fabricação do esclerômetro de reflexão utilizado;

b) índices esclerométricos individuais da verificação do aparelho e de cada área de ensaio, obtidos diretamente;

c) descrição ou croquis da estrutura e localização das áreas de ensaio;

d) posição do aparelho para a obtenção de cada índice esclerométrico de cada área de ensaio;

e) coeficientes utilizados na correção de cada um dos índices, e função da posição do aparelho;

f) valor do índice esclerométrico médio (I_E) de cada área de ensaio;

g) coeficientes utilizados nas eventuais correções, em função da umidade, cura, idade, carbonatação, e outros;

h) valor do índice esclerométrico médio efetivo ($I_{E\alpha}$) de cada área de ensaio;

i) e todas as demais informações que os profissionais envolvidos no estudo considerarem necessárias.

Vale salientar, ainda, que o esclerômetro é um equipamento leve, simples de operar e barato. Com esse instrumento é possível avaliar a uniformidade da resistência mecânica do concreto *in loco*, com danos praticamente nulos à superfície do material (EVANGELISTA, 2002), mas os valores obtidos não são precisos, já que dependem da uniformidade da superfície, da condição de umidade, da carbonatação superficial e da rigidez do elemento estrutural (MEHTA; MONTEIRO, 2014), mesmo se corrigindo a localização do êmbolo.

5.8.2.2 Ensaio de arrancamento "*pull off*"

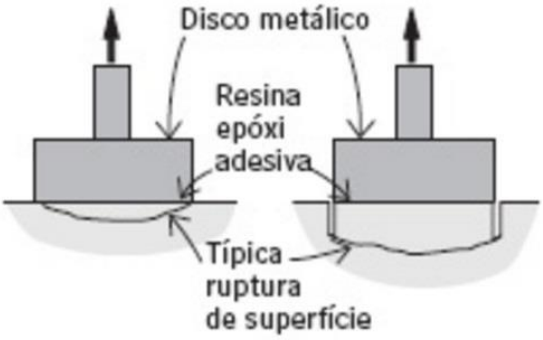
Conforme Malhotra e Carino (2004), o ensaio de *"pull off"* surgiu na Inglaterra, nos anos 70, com a finalidade de determinar a resistência do concreto *in loco*, em resposta a problemas relacionados com concretos produzidos com cimentos com alto teor de alumina. A partir daí, o ensaio tem sido usado com sucesso, em países como Estados Unidos e Inglaterra, para avaliar a resistência de concretos. Sua utilização mais prática destina-se à determinação do tempo adequado para a remoção segura das fôrmas e do tempo de liberação para a transferência da força em elementos de concreto protendidos ou pós-tensionados. Além disso, a tensão de ruptura medida pode ser relacionada às resistências de compressão e de flexão do concreto usando correlações predeterminadas.

Apesar de, no Brasil, o ensaio de *"pull off"* não ser normatizado, sua metodologia tem resultados bastante consistentes e de alto grau de confiança, além disso, os resultados não satisfatórios são visíveis após o ensaio, através da observação da superfície de ruptura.

O princípio do ensaio de *"pull off"* é baseado no conceito de que a força de tração necessária para arrancar um disco metálico, anexado a uma camada da superfície de concreto à

qual ele está colado, está relacionada à resistência à compressão do material. Existem duas configurações para o ensaio: a primeira utiliza um disco metálico que é colado diretamente à superfície de concreto, e o volume de material destacado fica perto da face do disco; a outra maneira utiliza um corte parcial a uma profundidade adequada para evitar a carbonatação e os demais efeitos presentes de superfície, como demonstrado na figura 20 (MALHOTRA; CARINO, 2004).

Figura 20 - Os dois procedimentos usados no ensaio de "*pull off*"



Fonte: MALHOTRA; CARINO, 2004.

O procedimento para o ensaio é descrito da seguinte forma: é feita a colagem do disco metálico de aço no concreto, utilizando uma resina epóxi com uma resistência à tração superior à apresentada pelo concreto ensaiado, mostrado na figura 21. Juntamente é feito um corte parcial na superfície do concreto, circundante à placa, de 10 mm a 30 mm, para induzir a ruptura, evitando influências superficiais do concreto, como a carbonatação, por exemplo. Atendidas as condições de cura necessárias da resina, é aplicada, então, de maneira gradual, tração à placa metálica, valendo-se de um sistema mecânico portátil, representado pela figura 22. Esse aumento gradual da força é observado no painel do aparelho, diretamente numa escala, em MPa ou KN, por exemplo, e seu valor é registrado assim que se dá o arrancamento do concreto. Como a resistência à tração da resina é superior à do concreto, ocorre o arrancamento da porção de concreto fixada à placa, definindo, então, a resistência à tração do concreto ensaiado, uma vez que a tensão na ruptura é a mesma medida da resistência à tração. Uma vez definida a tração, é possível correlacionar o valor com a resistência à compressão, valendo-se das curvas de calibração apresentadas num grande número de ensaios desenvolvidos (DANIELLETO, 1986; EVANGELISTA, 2002).

Figura 21 - Discos metálicos de aço colados na estrutura

Fonte: www.euromodal.pt, 2016.

Figura 22 - Aparelho mecânico portátil para realização do ensaio de *"pull of"*

Fonte: www.proceq.com.br, 2016

Evangelista (2002) lembra que o ensaio é de execução simples, não necessitando de um operador altamente qualificado. Até o momento, não foram verificados problemas em utilizar o método em superfícies verticais nem em elementos de seção reduzida, como é o caso de lajes e vigas, e também não é necessário um planejamento prévio ao lançamento do concreto.

Conforme a autora, as principais aplicações do método são para definir a resistência de concretos com cimento Portland e com alto teor de alumina, além de permitir a verificação da tensão de aderência superficial do concreto, no caso da necessidade de algum reparo ou reforço em que seja efetuada a fixação de chapa metálica na superfície por meio de resina epóxi, por exemplo.

Para Pereira e Medeiros (2012), um fator que facilita a aplicação do teste é que, mesmo não sendo normatizado no Brasil, o ensaio utiliza o mesmo equipamento de ensaios tradicionais, como o de aderência em argamassas, que é normatizado. Além disso, o fato de ser necessária somente uma face exposta do elemento estrutural também facilita o processo.

A BS 1881: Part 201 *apud* Evangelista (2002) especifica a acurácia do método para a estimativa da resistência à compressão na ordem de ±15% do valor real, ainda definindo o principal fator de influência na correlação entre a força de tração medida pelo método e a resistência à compressão do concreto ensaiado como sendo o tipo de agregado. É citado também que, mesmo sendo um ensaio que determina a resistência à tração, seus resultados não podem ser comparados aos obtidos no ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Além disso, por ser um método que correlaciona a resistência à tração com a resistência à compressão, Long e Murray *apud* Danielleto (1986) definem que os principais fatores que influenciam essa relação acabam afetando também os resultados dos ensaios. A idade do concreto influencia de maneira que, à medida que a idade aumenta, a relação f_t/f_c tende a diminuir. Contudo, verifica-se que uma única curva de calibração pode ser utilizada para concretos com até 28 dias de idade.

Já com base no tipo e tamanho do agregado, foi verificado que o calcário necessita de uma curva de calibração própria, diferente de outros agregados, como basalto, granito, cascalho e arenito. Também se verificou que quanto maior o agregado, menor a relação f_t/f_c, chegando à ordem de 20% para concretos com agregado de diâmetro máximo igual a 20 mm. O aumento do teor de ar incorporado no concreto faz com que a relação f_t/f_c diminua na ordem de 15%. E, quanto às condições de cura do concreto, é possível afirmar que o concreto curado ao ar possui uma menor razão f_t/f_c que o concreto curado em água.

Como pode ser verificado, as influências entre o fator f_t/f_c tendem a subestimar a resistência à compressão real do concreto, prezando pela segurança.

Além dos fatores gerados pela relação entre a força de tração e a resistência à compressão, Bungey e Mandandoust *apud* Evangelista (2002) também ressaltam a influência do equipamento utilizado para a realização do ensaio, como material, diâmetro e espessura do disco, efeitos causados ao concreto devido ao corte do mesmo, sistema de reação do equipamento e velocidade de aplicação da carga de tração. O material do disco influencia na distribuição da carga, sendo mais uniforme em discos de aço, e também gerando uma maior carga de ruptura quando comparados a discos de alumínio. A espessura influencia de modo que, quando comparados discos de 20 mm e 30 mm, os mais espessos tendem a ter uma melhor distribuição de tensões e uma menor influência do módulo de elasticidade do concreto, visto que, para concretos de mesma resistência, o com maior módulo de elasticidade tende a distribuir as tensões em sua superfície de modo menos uniforme que o de menor módulo, gerando uma carga de ruptura menor. Dessa maneira, os autores recomendam discos de diâmetro 50 mm e com espessura

mínima de 30 mm; além disso, caso o ensaio seja executado com corte superficial, este não deve ter profundidade inferior a 20 mm.

Os autores também realizaram ensaios utilizando agregado graúdo leve e convencional, além de ensaios com e sem o corte superficial da superfície do concreto. Com esses ensaios, foi possível constatar que a carga necessária para romper o concreto com corte superficial tende a ser menor, devido às tensões que se concentram na região do corte e à ausência de concreto nessa região, principalmente no caso do concreto leve. Verificaram também que o concreto com agregado convencional tem sua resistência à tração reduzida quando o agregado e a interface agregado/matriz é cortada.

Pereira e Medeiros (2012) ressaltam ainda que a presença de armadura logo abaixo do disco metálico colado ao concreto pode acabar distorcendo os resultados obtidos e diminuindo a precisão do método. Tendo isso em vista, é interessante utilizar um pacômetro para verificar a presença de armadura na região ensaiada, para que ela não interfira nos resultados obtidos.

Ainda segundo os autores, é necessário ressaltar que o método não é tão ágil, sendo necessário colar os discos ao concreto e aguardar um período de cura da resina para que esta tenha uma resistência à tração superior à do concreto ensaiado, variando de 1,5h até 24h, dependendo da resina utilizada. Um fator relativo, caso seja executado o corte superficial do concreto, é a utilização de uma furadeira com serra copo. Apesar de ser um aparelho extra, dificultando e atrasando o ensaio, deixa seus resultados mais confiáveis, eliminando a influência da carbonatação das camadas superiores do concreto. Quanto ao custo, o valor do equipamento é superior se comparado ao do esclerômetro de reflexão.

Também citam que é necessário o reparo no local do ensaio, tendo em vista que o concreto é fraturado. A limitação dos aparelhos utilizados também deve ser considerada, pois impossibilita o ensaio para concretos de alta resistência. Contudo, para concretos convencionais, com resistência entre 25 MPa e 35 MPa, os aparelhos superam com facilidade a resistência à tração destes, de cerca de 10% da resistência à compressão.

Ensaios realizados pelos autores demonstram uma excelente correlação entre placas de concreto moldadas para o ensaio de *"pull off"* e corpos de prova moldados com o mesmo concreto das placas, acima de $R^2 = 0,93$ para ambos os casos, mostrando que o método é uma excelente alternativa para a avaliação do concreto *in situ*.

Concluem que, mesmo apresentando um equipamento mais caro que outros ensaios de mesma finalidade, como a esclerometria, este compensa pela precisão e por ser o mesmo equipamento utilizado em ensaios de aderência de argamassa. Além disso, julgam necessária a

intensificação das pesquisas na área, visando uma normatização do ensaio, como já foi feito na Europa.

5.9 Pesquisas realizadas sobre ensaios não destrutivos em estruturas de concreto armado

5.9.1 Ultrassom

Segundo Pereira e Medeiros (2012), os primeiros estudos realizados com base na medição da velocidade de propagação de uma onda, de origem mecânica, foram realizados nos anos 1940 e demonstraram que a velocidade de propagação se relaciona com a densidade do material e com suas propriedades elásticas, independente da geometria do elemento.

O ensaio utiliza o processo de medição da velocidade de propagação de ultrassons, com aparelhos constituídos por circuitos elétricos capazes de gerar e registrar ondas com frequência entre 20 e 150 kHz. Suas principais aplicações são: a determinação da homogeneidade do concreto; a avaliação da existência e estimativa da profundidade de fissuras, de grandes vazios ou de buracos; a estimativa da resistência à compressão e a determinação do módulo de elasticidade.

A velocidade do pulso das ondas longitudinais geradas é função das propriedades elásticas do material, tais como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, conforme citado por Castro (2009). Essa dependência entre as propriedades do material e o comportamento das ondas que por ele passam permite uma correlação que pode ser usada, por exemplo, para determinação da resistência mecânica do concreto.

Grullón *et al.* (2004), em seu trabalho de avaliação da resistência mecânica do concreto através de ultrassom para diferentes traços de concreto e condições de umidade, percebeu baixa sensibilidade do ensaio para esse tipo de avaliação. Também constatou que, para resistência dos corpos de prova variando entre 41 e 64 MPa, a velocidade de propagação do ultrassom variou entre 4425 a 4721 m/s, sendo valores muito próximos, suscetíveis a erros experimentais.

Contudo, os autores ressaltam que a velocidade de propagação pode ser influenciada por vários fatores, sendo os mais importantes o comprimento do percurso, as dimensões da peça a ensaiar, a presença ou o excesso de armaduras, além da temperatura e do estado de umidade do concreto.

5.9.2 Vantagens e desvantagens entre os métodos de esclerometria, ultrassom e "*pull off*"

Pereira e Medeiros (2012), em sua pesquisa, também compararam os métodos de ensaios não destrutivos de esclerometria, ultrassom e *"pull off"*, com o objetivo de definir vantagens e desvantagens da utilização de cada tipo de ensaio. Entre as vantagens do esclerômetro estão a facilidade de operação, leveza, rapidez de execução das leituras e a não efetivação de danos na peça inspecionada.

Como desvantagens desse método pode-se citar que a medida realizada se refere a uma pequena camada superficial do concreto (cerca de 30 mm). Além disso, após 3 meses de idade das peças, há a influência da carbonatação do concreto, que densifica o concreto da camada carbonatada e tende a elevar os valores de índice escleromètrico. Comparando com os outros métodos, a esclerometria pode ser aplicada em elementos bastante delgados, tais como extração de corpos de prova, sendo nesses pontos mais vantajosa. Em muitos casos, é aconselhável o uso do esclerômetro em conjunto com outras técnicas para confirmar a homogeneidade dos elementos.

O ensaio de ultrassom também é uma forma de medida portátil e de rápida execução. Apresenta a vantagem de, sendo feita a medida de forma direta, o resultado se referir à peça como um todo, não sendo uma leitura superficial, diluindo a influência da camada carbonatada, tão presente nos trabalhos de inspeção de estruturas. Comparando o custo do esclerômetro, este método envolve um equipamento cerca de 4 vezes mais caro.

Uma desvantagem importante do ensaio de ultrassom é que o sentido da influência da umidade nos resultados ocorre de forma inversa à medida da resistência à compressão, usando corpos de prova extraídos e uma prensa. Isso significa que quanto maior o teor de umidade do concreto, maior a velocidade de propagação do ultrassom e menores os valores de resistência à compressão de corpos de prova extraídos. Outra desvantagem é a influência da presença de armaduras, pois o som tem velocidade de propagação no aço muito superior ao concreto, o que tende a elevar os valores de velocidade de propagação do ultrassom, mascarando os resultados.

Em relação ao método de *"pull off"*, pode-se citar como desvantagem a redução da velocidade do ensaio, uma vez que a leitura depende de uma colagem prévia de discos metálicos na superfície do concreto. A execução de furo com serra copo também acarreta as desvantagens de consumir mais tempo e exigir o uso de outros equipamentos (furadeira com serra copo) no trabalho. Porém, esse detalhe também pode ser uma vantagem, porque apresenta a possibilidade de executar o furo passando a camada carbonatada, eliminando esse fator de influência. Quanto

ao custo do equipamento, é da ordem do ultrassom, ou seja, é mais caro que o esclerômetro de reflexão.

Outra desvantagem que pode ser mencionada é a necessidade de reparos nos locais onde são executados os ensaios, pois muitos sofrem pequenas fraturas. Também deve-se levar em conta o tempo de cura da resina epóxi usada na colagem do disco, que pode variar, dependendo do tipo de resina, entre 1,5 h a 24 h.

Por fim, outro fator limitante para a aplicação desse ensaio é a impossibilidade de sua execução em concretos de alta resistência, devido à limitação de carga dos equipamentos disponíveis no mercado.

5.9.3 Influência de variáveis nos ensaios não destrutivos de esclerometria e ultrassom

Ferreira (2013) pesquisou a influência que determinados fatores exercem nos resultados dos ensaios de esclerometria e de velocidade do pulso ultrassônico, especificamente as seguintes variáveis: dimensão máxima característica dos agregados, variação da umidade do concreto endurecido e da camada de concretagem nos resultados dos ensaios de esclerometria e de velocidade de pulso ultrassônico, e variação da distância entre os transdutores no ensaio do ultrassom.

Os ensaios foram realizados em seis blocos de concreto com seis anos de idade e em dez vigas de concreto armado com dois anos. Nos blocos a relação água/cimento foi mantida e as dimensões máximas dos agregados foram de 9,5 mm, 19,0 mm e 25,0 mm; e para as vigas foram mantidas todas as características. O cimento empregado foi o CP II 32 RS, e as resistências normais à compressão médias foram de 20,79 MPa, 28,47 MPa e 38,94 MPa, aos 3 dias, 7 dias e 28 dias, respectivamente. Para os agregados graúdos foram empregadas britas de basalto, com dimensões máximas de 9,5 mm (brita 0), 19 mm (brita 1) e 25 mm (brita 2). O agregado miúdo foi a areia lavada de rio.

A variação da umidade no concreto foi obtida com a aspersão controlada de água. Pelos resultados do ultrassom, concluiu-se que nos blocos com maior dimensão dos agregados a velocidade de pulso ultrassônico foi menor, sendo que a camada intermediária apresentou maior valor de velocidade de pulso ultrassônico. Para blocos e vigas, a velocidade de pulso ultrassônico aumentou com o acréscimo do teor de umidade do concreto e diminuiu quando se aumentou a distância entre os transdutores.

Foram obtidos os menores índices esclerométricos nos blocos contendo agregados com maiores dimensões. Para os blocos e vigas ocorreu um decréscimo do índice esclerométrico à medida que a umidade superficial aumentou.

Os resultados demonstraram que o estudo da influência das diversas variáveis nos ensaios não destrutivos é muito complexo e que os valores obtidos nem sempre conduzem a uma clara avaliação.

Também foi possível concluir que a posição do elemento estrutural no qual se realiza o ensaio influencia o resultado, daí, por se tratar de ensaios não destrutivos e de custo não tão elevado, recomenda-se realizar o ensaio em vários pontos do elemento, para permitir a tomada de decisão.

5.9.4 Módulo de elasticidade a partir do ensaio de ultrassom

Pacheco *et al.* (2014) pesquisaram a obtenção do módulo de elasticidade a partir do ensaio de determinação da velocidade da onda ultrassônica. Conforme a ASTM C597-09, o ensaio do ultrassom em corpos de prova pode ser aplicado para avaliar a uniformidade e a qualidade relativa do concreto, indicando a presença de vazios. As ondas longitudinais normalmente utilizadas são as que apresentam frequências que variam de 20 KHz a 150 KHz, já os tempos de percurso entre a partida inicial e a recepção do pulso são medidos eletronicamente.

A velocidade de pulso (V) de ondas longitudinais numa massa de concreto está relacionada com as suas propriedades elásticas e sua massa específica, de acordo com a seguinte equação:

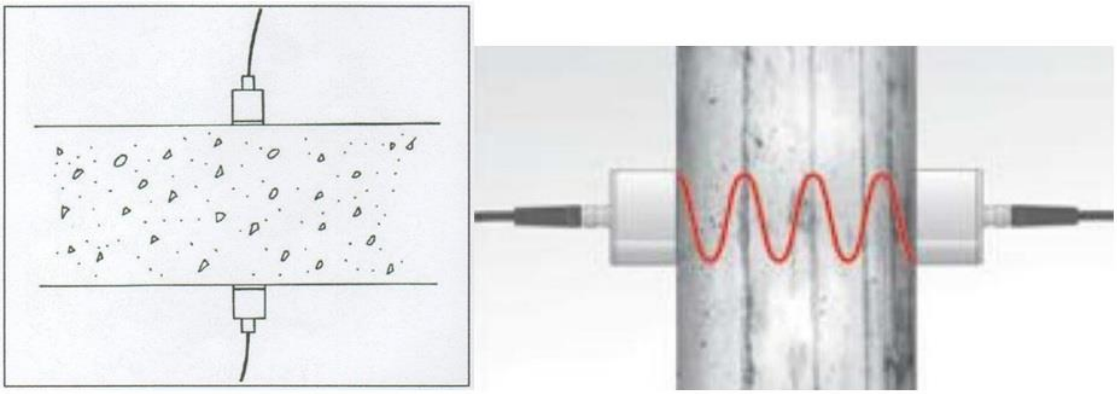
$$\boxed{V = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho.(1+\mu).(1-2\mu)}}} \qquad (22)$$

Em que:

E = módulo de elasticidade dinâmico;
μ = coeficiente de Poisson dinâmico;
ρ = massa específica.

A ABNT NBR 8802:2013 recomenda o arranjo de transmissão direta longitudinal para a determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas através do material, pois dessa forma as ondas são recebidas com maior intensidade. Então, neste caso, os transdutores foram posicionados nas faces opostas com a utilização de um acoplante, para permitir o contato contínuo entre as superfícies, conforme mostrado na figura 23.

Figura 23 - Posição relativa entre dois transdutores do equipamento de ultrassom



Fonte: PACHECO *et al*., 2014.

No entanto, devem-se levar em consideração os fatores que podem influenciar os resultados, ressaltando a distância entre as superfícies de contato dos transdutores; a presença de armadura, principalmente no sentido de propagação da onda; a massa específica do concreto, que depende do traço e das condições de concretagem; o tipo, a massa específica e outras características dos agregados; o tipo de cimento e o grau de hidratação; a direção de ensaio da peça; o tipo de adensamento e a idade do concreto.

Outro fator a ser mencionado se refere a testes realizados em concretos deteriorados, em que a variação dos resultados é aumentada devido à frequência de ressonância do transdutor, a qual sofre variação devido ao grau e à natureza da deterioração.

No Brasil, ainda não existe norma para determinar o módulo de elasticidade dinâmico do concreto. Porém, a ABNT NBR 8802:2013 estabelece o método de ensaio não destrutivo para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais, obtidas por pulsos ultrassônicos, através de um componente de concreto, e tem como principais aplicações a verificação da homogeneidade do concreto; a detecção de eventuais falhas internas de concretagem, profundidade de fissuras e outras imperfeições; e o monitoramento de variações no concreto, ao longo do tempo, decorrentes de agressividade do meio, principalmente pela ação de sulfatos.

5.9.5 Análise de métodos teóricos e ensaios experimentais

Rauber (2015) comparou alguns métodos teóricos, estabelecidos em bibliografias e normas, com resultados obtidos em ensaios experimentais para a determinação das propriedades do concreto.

O autor elaborou uma revisão de alguns métodos de análise em estruturas de concreto, como a extração de testemunhos, esclerometria, *"pull off", "pull out",* penetração de pinos e pacometria.

Depois, realizou-se a comparação entre resultados de resistência superficial, utilizando o esclerômetro de reflexão, e a resistência à compressão determinada, rompendo-se corpos de prova de um mesmo concreto.

Além disso, com base das especificações encontradas na NBR 6118:2014, ACI 318-14 e EUROCODE 2, foi determinado o módulo de elasticidade em função das resistências encontradas, comparando-se o resultado com o módulo de elasticidade real verificado por extensômetro.

Para a obtenção do módulo de elasticidade, o ensaio normatizado utilizando o extensômetro mostrou-se simples e preciso, com valores próximos do esperado em relação à resistência do concreto fornecida. Contudo, tendo em vista que se trata de um equipamento de custo relativamente elevado, para grande parte dos laboratórios que realizam esse tipo de ensaio, a metodologia proposta pela NBR 6118:2014 mostrou resultados aproximados aos encontrados; inclusive utilizando valores obtidos pelo ensaio escleromètrico *in loco*. Já a metodologia proposta pela ACI 318-14 mostrou-se a mais conservadora.

Por fim, constatou-se que o esclerômetro fornece resultados de resistência consistentes, porém, não se recomenda que seja empregado unicamente como parâmetro para uma análise definitiva do concreto. Também se verificou que o esclerômetro pode ser utilizado como ferramenta para o controle tecnológico do módulo de elasticidade do concreto, visto que a resistência superficial obtida pode ser utilizada em fórmulas previstas em norma com resultados aproximados do experimental, principalmente na metodologia de cálculo apresentada pela NBR 6118:2014, com os resultados mais aproximados.

5.9.6 Análise do ensaio escleromètrico nas estruturas de concreto armado

Em sua pesquisa, Bottega (2010) constatou que as normas técnicas, a respeito do ensaio do esclerômetro de reflexão, sugerem sua aplicação somente em casos em que são ensaiados concretos mantidos em cura e temperatura controladas. No entanto, os concretos de obras não atendem a esse critério de temperatura e cura, mas são os que possuem a maior necessidade de ensaios.

Após uma profunda investigação em bibliografias e normas técnicas, o autor não conseguiu encontrar procedimentos sistematizados de aplicação prática do esclerômetro de

reflexão em estruturas em fase de execução, propondo, então, uma nova metodologia. Nesta, foi obtida uma curva de correlação da resistência do concreto e do índice esclerométrico, a qual foi comparada com a curva do esclerômetro utilizado, encontrando-se uma diferença de até 33% nos valores de resistência.

Outro parâmetro analisado foi a influência das fôrmas de moldagem do concreto no critério de dureza superficial, no qual se utilizou quatro tipos de fôrmas específicas: madeira compensada, madeira seca, madeira úmida e metálica. Constatou-se, então, que a fôrma de madeira úmida foi a que apresentou os menores índices esclerométricos, enquanto os outros três tipos apresentaram valores muito parecidos.

Bottega (2010) também avaliou a influência da armadura na obtenção do índice esclerométrico *in loco* e em laboratório, sendo que em nenhuma situação foi constatado aumento ou redução em seu valor.

Por fim, concluiu que o método do ensaio esclerométrico, para obter uma estimativa real da resistência do concreto, deve levar em conta todos os fatores que possam ocasionar variação no índice esclerométrico e na resistência do concreto, e sugeriu-se, paralelamente, a utilização de outros métodos de ensaio para se ter parâmetros mais precisos.

6 MATERIAIS E MÉTODOS

6.1 Introdução

Com o a finalidade deste trabalho é realizar um estudo comparativo, fez-se o levantamento de alguns tipos de patologia, a análise e a identificação das causas através de ensaios específicos, baseados em normas técnicas e em referências bibliográficas; o estudo das técnicas utilizadas para correção de problemas e os materiais recomendados para emprego nos reparos. Além disso, a partir dos ensaios realizados, apresentam-se suas vantagens, desvantagens, aplicações comuns e seu grau de precisão quando comparados a métodos destrutivos considerados mais precisos, como, por exemplo, o rompimento de testemunho.

Então, para a realização deste estudo, foram coletadas amostras de concreto em duas edificações em fase de execução da estrutura de concreto armado na cidade de Santa Cruz do Sul, aqui chamadas de Obra A e B.

Para estas duas edificações, conforme a NBR 5738:2015, foram moldados 06 corpos de prova cilíndricos, de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, os quais foram ensaiados em laboratório à compressão direta e à tração indireta por compressão diametral; e 03 corpos de prova prismáticos, de 150 mm de seção quadrada por 500 mm de comprimento, que foram ensaiados à flexão.

A primeira amostra foi coletada numa obra em fase de concretagem de vigas e lajes, que utiliza cimento CP II e $\mathbf{f_{ck}}$ de 25 MPa, e a segunda numa obra em fase de concretagem de pilares, que utiliza cimento CP II e $\mathbf{f_{ck}}$ de 30 MPa.

O objetivo principal dos ensaios foi o de analisar a resistência dos corpos de prova em laboratório e do concreto *in loco*, comparando os resultados e verificando a precisão do ensaio. Para isso, foram realizados em laboratório, na idade de 28 dias, ensaios de compressão direta, de tração indireta por compressão diametral e de flexão, e também o ensaio esclerométrico *in loco*; sendo comparadas as resistências em diferentes situações, conforme a precisão de cada ensaio.

Outro procedimento realizado em laboratório foi o ensaio utilizando o extensômetro, para verificar a deformação dos corpos de prova sujeitos a uma determinada tensão; tornado possível, assim, a determinação do módulo de elasticidade do concreto, o que possibilitou uma comparação entre os resultados experimentais e teóricos; estes obtidos segundo equações especificadas em diferentes normas para a determinação do módulo de elasticidade a partir da resistência.

6.2 Moldagem e cura dos corpos de prova

Inicialmente, foi necessária a construção dos moldes prismáticos, os quais foram confeccionados no laboratório da universidade, seguindo as especificações da NBR 5738:2015, com chapas compensadas de madeira com espessura de 14 mm, demonstrado pela figura 24.

Figura 24 - Montagem dos moldes prismáticos

Fonte: o autor

Os moldes utilizados para confeccionar os corpos de prova cilíndricos foram fornecidos pelo Laboratório de Estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul, os quais eram constituídos por lateral e base de aço, possuindo uma abertura na extremidade superior.

A haste utilizada para o adensamento do concreto era constituída de aço, com superfície plana e com diâmetro de 16 mm, fornecida na obra por empresa especializada na execução do controle tecnológico de concreto.

Para as coletas, realizou-se, primeiramente, a lubrificação de todos os moldes com óleo mineral.

Em seguida, executou-se manualmente o ensaio de abatimento de tronco de cone, conforme NBR 5738:2015. O concreto foi adicionado com concha em “U” e distribuído uniformemente e com regularização de uma haste metálica, disposto em duas camadas, sendo adensado com 12 golpes por camada.

Para a coleta das amostras, os moldes foram colocados numa superfície plana e coberta, e por lá permaneceram 24 horas, livres de vibrações que pudessem interferir em sua forma ou propriedades durante o início de pega e cura inicial.

Conforme as especificações da tabela 9, para os moldes cilíndricos, o concreto foi disposto em duas camadas, sendo adensado com 12 golpes por camada. Já para os prismáticos, o concreto foi disposto em duas camadas sendo adensado com 75 golpes por camada. Ambos tiveram a remoção do excesso da última camada através de rasamento com uma régua metálica.

Atingidas as primeiras 24 horas, os moldes foram transportados até o Laboratório de Estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul para serem desmoldados. Feito isso, os corpos de prova cilíndricos foram imersos em água e permaneceram até que a idade de 28 dias fosse atingida. Este procedimento não foi feito para os prismáticos, os quais apenas foram desmoldados e aguardaram até que a mesma idade fosse atingida.

As figuras 25 e 26 demostram os corpos de prova coletados durante a concretagem da obra A.

Figura 25 – Corpos de prova coletados na obra A

Fonte: o autor

Figura 26 – Corpos de prova prismáticos desmoldados

Fonte: o autor

Atingidos os 28 dias, os corpos de prova cilíndricos foram retirados da cura úmida e submetidos à retificação, para tornar as superfícies planas e perpendiculares ao eixo longitudinal do corpo de prova, estando assim prontos para o ensaio de compressão axial. Este procedimento não foi necessário realizar para os prismáticos, uma vez que os mesmo foram ensaiados apenas à flexão.

6.3 Ensaio de esclerometria

6.3.1 Equipamento

Para a determinação da resistência superficial do concreto *in loco* foi utilizado o esclerômetro digital modelo D-500, da marca James Instruments (figura 27), o qual é adequado para casos normais de elementos estruturais, sendo fornecido pelo Laboratório de Estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul.

Figura 27 – Esclerômetro digital utilizado

Fonte: o Autor

6.3.2 Medições realizadas *in loco*

Durante os ensaios de esclerometria *in loco*, observamos o que foi detalhado no mapa da concretagem fornecido pelas construtoras, juntamente com o auxílio de fotos, para garantir que as estruturas a serem ensaiadas com o esclerômetro tinham o mesmo concreto que o dos corpos de prova coletados anteriormente. Para a Obra A, foram executados quatro ensaios em vigas, e para a Obra B quatro ensaios em pilares.

Conforme as especificações da NBR 7584:2012 e de Carneiro (1975), foram escolhidas superfícies que tiveram contato direto com as fôrmas, além de estarem secas ao ar e planas. Antes de iniciar a medição com o esclerômetro, cada superfície a ser ensaiada foi preparada por meio de polimento com disco abrasivo, fornecido pelo fabricante do equipamento, com movimentos circulares, removendo posteriormente a poeira a seco com o uso de pincel.

Em todas as superfícies ensaiadas, foi demarcada uma malha para orientar os golpes de impacto do esclerômetro. Cada malha possui 16 pontos de impacto, sendo que todos os pontos possuíam entre si uma distância mínima de 30 mm, além de nenhum impacto ocorrer duas vezes no mesmo local. Além disso, todos os pontos ensaiados estavam afastados no mínimo 50 mm das bordas dos elementos estruturais. Durante a realização do ensaio, os valores fornecidos pelo equipamento foram anotados, para posteriormente serem utilizados para a determinação da resistência superficial.

A seguir, a figuras 28 e 29 demostram, respectivamente, cada ponto escolhido e a execução dos ensaios nas vigas da Obra A.

Figura 28 – Pontos demarcados nas vigas da Obra A

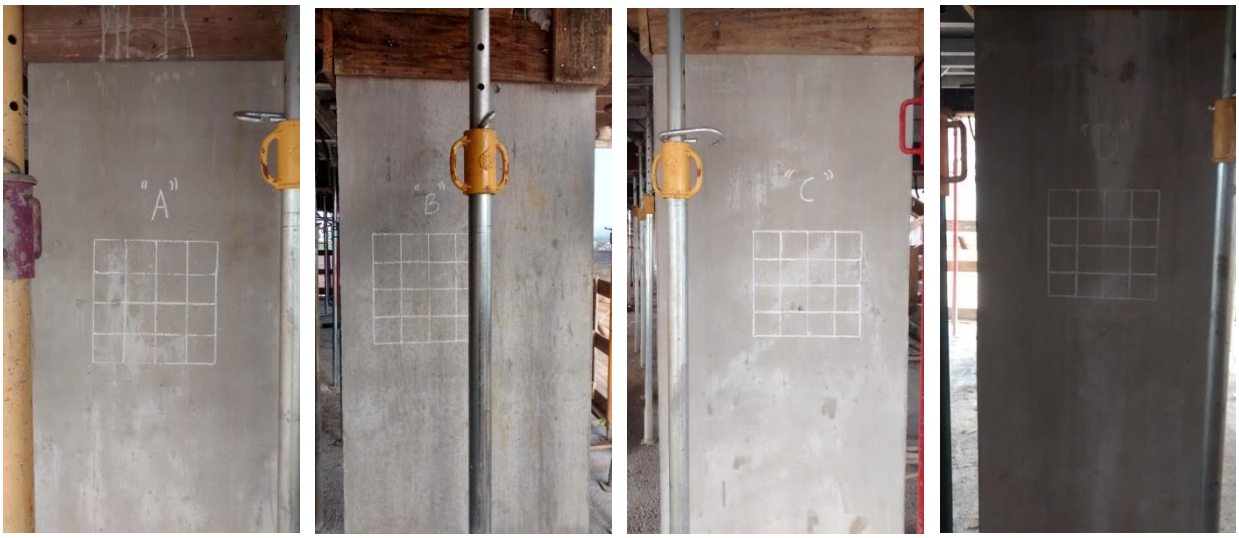
Fonte: o Autor

Figura 29 – Ensaio de esclerometria nas vigas da Obra A

Fonte: o Autor

Já para a Obra B, como os ensaios foram realizados em pilares, optou-se por demarcar as malhas dos ensaios na metade de sua altura, com a finalidade de se evitar os fenômenos de exsudação, segregação e, ainda, regiões de alta concentração de armadura. As malhas demarcadas nos pilares e a execução dos ensaios são demonstradas pelas figuras 30 e 31.

Figura 30 – Pontos demarcados nos pilares da Obra B



Fonte: o Autor

Figura 31 – Ensaios de esclerometria nos pilares da Obra B

Fonte: o Autor

O índice escleromètrico foi obtido calculando-se a média dos valores “R” fornecidos pelo equipamento em cada local ensaiado. Ou seja, foi feita a média dos valores dos 16 pontos de impacto de cada malha demarcada. Em seguida, descartaram-se os valores de “R” com variação superior a 10% do valor da média, para evitar possíveis erros de golpes em bolhas de ar ou em cima do agregado. Após, é calculada uma nova média, onde os valores devem ficar distantes da média em até 10%. Com a média final calculada, é determinada a resistência do concreto de acordo com uma tabela do equipamento, fornecida pelo fabricante, em função do ângulo de aplicação do equipamento. No nosso caso, todos os ensaios *in loco* foram realizados na posição vertical, então o ângulo **α** é igual a 0º.

6.4 Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade

Para a determinação do módulo de elasticidade dos corpos de prova ensaiados, conforme as especificações da NBR 8522:2008, foi utilizado, além da prensa já citada, o extensômetro eletrônico da marca EMIC e modelo EE08 (figura 32), fornecido pelo Laboratório de Estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul.

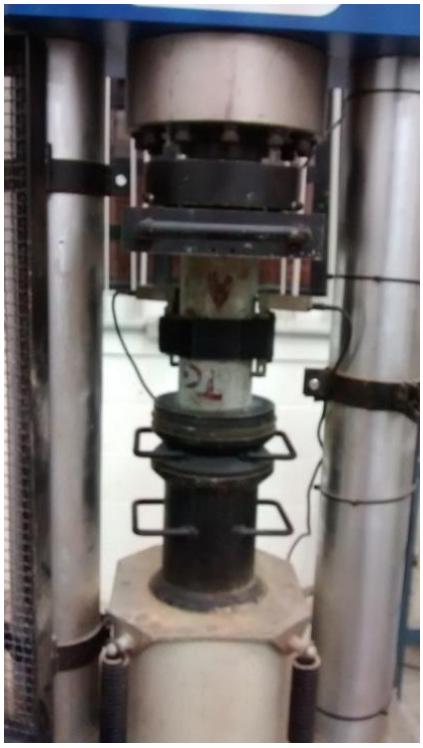
O equipamento, constituído por dois sensores independentes, é específico para a medição de pequenas deformações em corpos de prova, com máxima deformação de 2,5 mm. A precisão do equipamento é de 0,0001 mm.

Figura 32 – Extensômetro utilizado

Fonte: o Autor

Como foram ensaiados apenas 03 corpos de prova cilíndricos de cada edificação, não foi possível determinar a resistência exata do concreto antes do ensaio rompendo duas amostras. Portanto, a tensão aplicada nos corpos de prova foi estimada com base na resistência solicitada pelo projetista, visando ultrapassar os **45 %** de $\mathbf{f_c}$, que é o valor mais elevado para a determinação do módulo de elasticidade experimental dentre os valores calculados, segundo a solicitação da ACI 318-14. O carregamento máximo utilizado em todos os corpos de prova foi de 92 kN. Um dos ensaios do módulo de elasticidade é demonstrado na figura 33.

Figura 33 – Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade



Fonte: o Autor

6.4.1 Determinação do módulo de elasticidade experimental

Iniciando-se o ensaio mencionado acima, o extensômetro passa a registrar as variações de deformações provocadas pelo aumento progressivo da carga aplicada no corpo de prova. Uma vez atingido o carregamento máximo de 92 kN, o ensaio é interrompido e os sensores do extensômetro são retirados. Então, o software TESC fornece um relatório preciso com os valores da variação das deformações **Δl** (em mm), em função da variação da carga aplicada **F** (em N). Em seguida, reuniu-se estes dados numa planilha e calculou-se a tensão **σ** (MPa) e a deformação **ε** (mm) para cada situação, através das equações (9) e (10) do item 5.5.3..

Através dos valores calculados de **ε** e **σ**, obteve-se o gráfico "tensão x deformação", e juntamente com os valores de resistência obtidos no ensaio de compressão direta, determinou-se o módulo experimental segundo critérios das normas NBR 8522:2008, ACI 318-14 e EUROCODE 2. Ou seja, sabe-se que a NBR 8522:2008 considera 30% da resistência superficial (**f_c**) para o cálculo do módulo de elasticidade, assim como a EUROCODE 2 e a ACI 318-14 consideram 40% e 45%, respectivamente. A partir destes valores, elaborou-se o gráfico e, de acordo com a curva característica de cada ensaio, encontrou-se a deformação específica para cada valor respectivo. Com isto, através da equação (8) do item 5.5.3, calculou-se o módulo de elasticidade experimental.

6.4.2 Determinação do módulo de elasticidade em função da resistência superficial conforme critérios normativos

Além do módulo experimental, o estudo também abordou o cálculo do módulo em função dos valores de resistência obtidos pelos ensaios de esclerometria e de compressão direta, e ainda pela classe do concreto.

De acordo com a NBR 6118:2014, determinou-se o módulo de elasticidade dos ensaios de esclerometria e de compressão direta utilizando a equação (11) do item 5.5.3..

Para os ensaios de compressão direta, foram utilizados os valores de resistência superficial ($\mathbf{f_c}$) encontrados na equação mencionada, encontrando-se o módulo de elasticidade.

Já para os ensaios de esclerometria, calculou-se uma média da resistência superficial encontrada nos quatro pontos ensaiados nas obras A e B, e, com isso, através da equação mencionada, determinou-se o módulo de elasticidade.

Em relação à classe do concreto, observaram-se os critérios da NBR 6118:2014, e aplicou-se o valor da resistência superficial ($\mathbf{f_{ck}}$) de projeto na equação (11), obtendo-se, assim, o módulo de elasticidade para cada obra mencionada.

6.5 Ensaio de compressão direta

Os mesmos 03 corpos de prova cilíndricos, de cada obra em questão, utilizados para a determinação do módulo de elasticidade experimental, também foram utilizados no ensaio de compressão direta. Para isto, utilizou-se a prensa da marca EMIC, modelo PC200CS, localizada no Laboratório de Estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul. A prensa possui articulação tipo rótula esférica no prato superior, capacidade máxima de carga de 200 tf e fornece dados para o software TESC, o qual possibilita a emissão de relatórios precisos dos ensaios.

O ensaio tem início após a remoção dos sensores do extensômetro nos corpos de prova utilizados para a determinação do módulo de elasticidade experimental, até a ruptura do corpo de prova, finalizando, assim, o procedimento.

Conforme o relatório fornecido pelo software, têm-se a resistência característica do concreto ($\mathbf{f_c}$) para cada corpo de prova ensaiado.

Então, segundo a NBR 5739:2007, calcula-se a média ($\mathbf{f_{cm}}$) dos valores de ($\mathbf{f_c}$) e o desvio padrão, encontrando-se, assim, a resistência superficial ($\mathbf{f_{ck}}$) através da equação (1) do item 5.5.1.

A figura 34 mostra o momento do rompimento de um dos corpos de prova ensaiados.

Figura 34 – Rompimento do corpo de prova por compressão

Fonte: o Autor

6.6 Ensaio de tração indireta por compressão diametral

Para o ensaio de compressão diametral foi utilizada a mesma prensa PC200CS, e também foram ensaiados 03 corpos de prova cilíndricos coletados em cada uma das obras já citadas.

Seguindo as orientações de Lobo Carneiro (1943), cada corpo de prova foi colocado individualmente na prensa, com o eixo horizontal entre os pratos, sendo que o contato entre o corpo de prova e os pratos ocorreu por duas tiras padronizadas de madeira; em seguida, aplicou-se a carga até a ruptura por fendilhamento, devido à tração indireta.

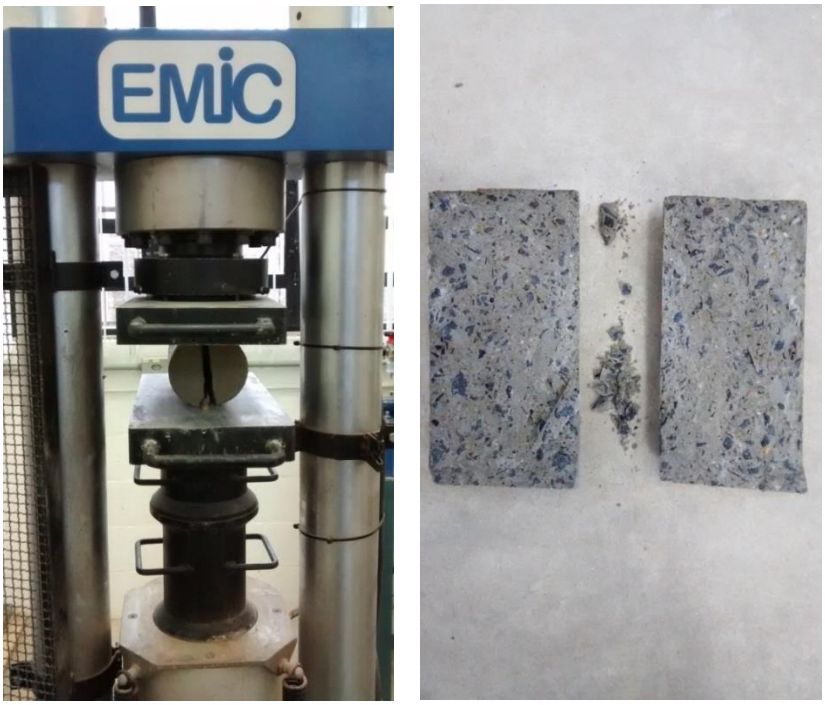
Conforme explicado no item 5.5.2.2, determinou-se a resistência do concreto à tração indireta por compressão diametral (**$f_{ct,sp}$**) pela equação (2).

Após esta etapa, segundo a NBR 6118:2014, determinou-se a resistência à tracão direta (**f_{ct}**) como sendo 90% da resistência à tração por compressão diametral, pela equação (3).

Por fim, encontrou-se os resultados da resistência superficial característica (**f_{ck}**) para cada corpo de prova ensaiado através da equação (6) do item 5.5.2.3..

A figura 35 ilustra um dos ensaios de tração indireta por compressão diametral.

Figura 35 – Rompimento do corpo de prova por fendilhamento



Fonte: o Autor

6.7 Ensaio de tração na flexão

Os ensaios de tração na flexão foram realizados na prensa da marca EMIC, modelo DL30.000, também localizada no laboratório de estruturas. Para isto, foram ensaiados 03 corpos de prova de seção prismática de cada obra, de dimensões de 150 mm de base, 150 mm de altura e 500 mm de comprimento.

Conforme regulamenta a NBR 12142:2010, submete-se cada corpo de prova de seção prismática a uma flexão provocada por duas forças concentradas iguais, aplicadas nos terços do vão, até a ruptura.

Inicia-se o ensaio demarcando 25 mm em cada extremidade do corpo de prova, nos 500 mm de comprimento, uma vez que o vão de 450 mm é apoiado numa estrutura rígida com dois apoios para a aplicação da carga, conforme vimos na figura 6 do item 5.5.2.

Em seguida, aplica-se a tensão de tração no corpo de prova até o momento que ocorreram as primeiras fissuras e, posteriormente, o rompimento.

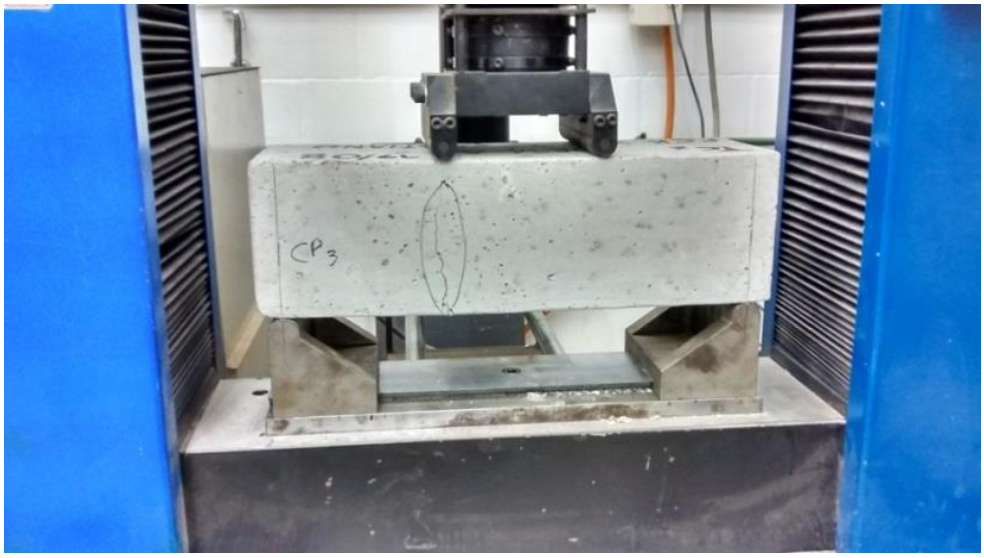
Então, conforme a NBR 6118:2014, calcula-se a resistência à tração na flexão (**$f_{ct,f}$**), relacionando à tensão aplicada, no corpo de prova prismático, no momento da ruptura, com suas as dimensões, segundo a equação (4) do item 5.5.2.3.

Encontrado o valor de $\mathbf{f_{ct,f}}$, calcula-se, de acordo com a norma mencionada, a resistência à tração direta ($\mathbf{f_{ct}}$) como sendo 70% da resistência à tração na flexão, pela equação (5).

Por fim, obteve-se os resultados da resistência superficial característica ($\mathbf{f_{ck}}$) para cada corpo de prova prismático ensaiado, através da equação (6).

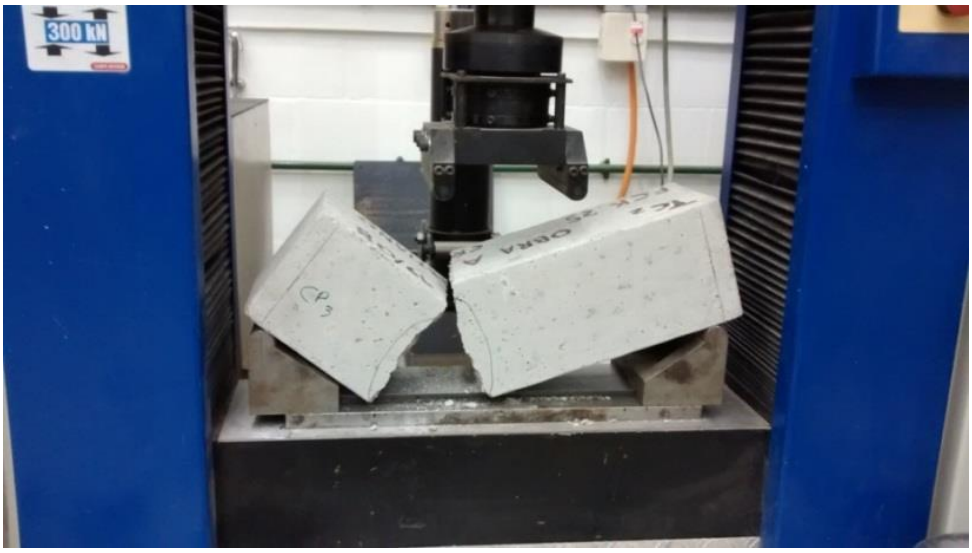
Podemos verificar conforme as figuras 36 e 37, o momento de fissuração em um dos corpos de prova, durante os ensaios, e logo em seguida, a sua ruptura.

Figura 36 – Fissura provocada pela tensão de tração



Fonte: o Autor

Figura 37 – Ruptura total do corpo de prova prismático



Fonte: o Autor

7 RESULTADOS

7.1 Caracterização geral das amostras de concreto

Inicialmente, para que seja possível realizar uma análise mais precisa dos resultados, se torna necessário apresentar alguns parâmetros específicos de cada lote de amostras, com características fundamentais do concreto e dos corpos de prova analisados, bem como seu local de aplicação. Os dados colhidos das duas concretagens são apresentados nas tabelas 14 e 15.

Tabela 14 – Dimensões dos corpos de prova

OBRA A		
Cilíndricos		
CP	**diâmetro (mm)**	**altura (mm)**
01	100	200
02	100	200
03	100	200
Prismáticos		
CP	**base e altura (mm)**	**comprimento (mm)**
01	150	500
02	150	500
03	150	500

OBRA B		
Cilíndricos		
CP	**diâmetro (mm)**	**altura (mm)**
01	100	200
02	100	200
03	100	200
Prismáticos		
CP	**base e altura (mm)**	**comprimento (mm)**
01	150	500
02	150	500
03	150	500

Fonte: o Autor

Tabela 15 – Características das amostras

OBRA A	
Data da concretagem	19/08/2016
Classe do concreto	C25
Tipo de cimento	CP II
Abatimento (mm)	120
Aditivos	Não
Tipo de agregado	Basalto
Aplicação	Lajes e Vigas
Idade do concreto nos ensaios	28 dias
Data do ensaio	15/09/2016

OBRA B	
Data da concretagem	26/08/2016
Classe do concreto	C30
Tipo de cimento	CP II
Abatimento (mm)	180
Aditivos	Sim
Tipo de agregado	Basalto
Aplicação	Pilares
Idade do concreto nos ensaios	28 dias
Data do ensaio	22/09/2016

Fonte: o Autor

7.2 Resultados obtidos nos ensaios de compressão direta

Como dito anteriormente no item 6.5, foi determinada a resistência superficial de 03 corpos de prova cilíndricos, coletados em cada uma das obras mencionadas, através da realização dos ensaios de compressão direta, seguido da aplicação da equação (1) do item 5.5.1. Os valores são apresentados na tabela 16.

Tabela 16 – Valores de resistência encontrados nos ensaios de compressão direta

OBRA A		
CP	Força Máxima (kN)	f_c (MPa)
01	182,40	23,22
02	201,60	25,67
03	187,90	23,92
f_{cm} (MPa)		**24,27**
Desvio Padrão		**1,26**
Coeficiente de Variação (%)		**5,20**
fck (MPa)		**22,19**

OBRA B		
CP	Força Máxima (kN)	f_c (MPa)
01	242,9	30,92
02	225,3	28,68
03	239,4	30,49
f_{cm} (MPa)		**30,03**
Desvio Padrão		**1,19**
Coeficiente de Variação (%)		**3,96**
fck (MPa)		**28,07**

Fonte: o Autor

7.3 Resultados obtidos nos ensaios de tração indireta por compressão diametral

A seguir, conforme ilustra a tabela 17, tem-se os resultados dos ensaios realizados nos 03 corpos de prova cilíndricos de cada obra em questão, através das equações (2) e (3) do item 5.5.2.2.

Tabela 17 – resultados dos ensaios de compressão diametral

OBRA A			
CP	**Força (kN)**	**$f_{ct,sp}$ (MPa)**	**f_{ct} (MPa)**
01	70,1402	2,23263	2,00937
02	77,9876	2,48242	2,23418
03	71,3208	2,27021	2,04319
$f_{ct,m}$		**2,32842**	**2,09558**
Desvio Padrão		**0,13**	**0,12**
Coef. Variação (%)		**5,78**	**5,78**

OBRA B			
CP	**Força (kN)**	**$f_{ct,sp}$ (MPa)**	**f_{ct} (MPa)**
01	80,14038	2,55095	2,29585
02	82,22386	2,61727	2,35554
03	74,23749	2,36305	2,12675
$f_{ct,m}$		**2,51042**	**2,25938**
Desvio Padrão		**0,13**	**0,12**
Coef. Variação (%)		**5,25**	**5,25**

Fonte: o Autor

7.4 Resultados obtidos nos ensaios de tração na flexão

A tabela 18 demonstra os resultados dos ensaios de tração na flexão realizados nos 03 corpos de prova de seção prismática, para cada obra em questão, assim como, os valores obtidos através das equações (4), (5) e (6) do item 5.5.2.3.

Tabela 18 – resultados dos ensaios de tração na flexão

	CP	Força (kN)	$f_{ct,f}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)
OBRA A	01	19,8928	2,65237	1,85666
	02	24,2663	3,23551	2,26485
	03	19,9858	2,66477	1,86534
			$f_{ct,m}$	**1,99562**
Desvio Padrão			**0,33**	**0,23**
Coeficiente de Variação (%)			**11,69**	**11,69**

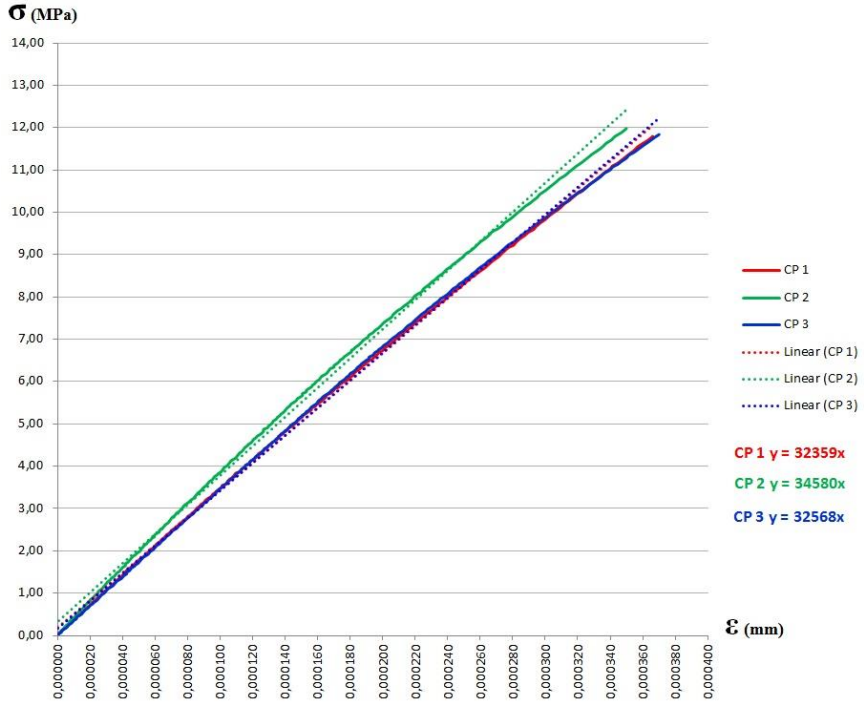
	CP	Força (kN)	$f_{ct,f}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)
OBRA B	01	24,4110	3,25480	2,92932
	02	23,9665	3,19553	2,87598
	03	23,0876	3,07835	2,77051
			$f_{ct,m}$	**2,85860**
Desvio Padrão			**0,09**	**0,08**
Coeficiente de Variação (%)			**2,83**	**2,83**

Fonte: o Autor

7.5 Resultados obtidos nos ensaios para a determinação do módulo de elasticidade experimental e também segundo critérios normativos

Para determinar o módulo de elasticidade experimental, fez-se o uso da metodologia descrita nos itens 6.4 e 6.4.1. Em seguida, relacionou-se os valores de resistência superficial dos ensaios de compressão direta com os critérios das normas NBR 8522:2008, ACI-318 e EUROCODE 2, descritos no item 5.5.3.2, através do gráfico tensão x deformação (figuras 38 e 39), juntamente com as linhas de tendência para cada curva. O registro dos resultados está nas tabelas 19, 20, 21 e 22 a seguir.

Figura 38 – Gráfico Tensão x Deformação OBRA A



Fonte: o Autor

Tabela 19 – Relação entre os ensaios de compressão direta e os parâmetros normativos a partir do gráfico

OBRA A					
CP	**F (kN)**	**f_c (MPa)**	**NBR 8522:2008 30% de f_c (MPa)**	**EUROCODE 2 40% de f_c (MPa)**	**ACI 318-14 45% de f_c (MPa)**
01	182,4	23,22	6,966	9,288	10,449
02	201,6	25,67	7,701	10,268	11,552
03	187,9	23,92	7,176	9,568	10,764

f_{cm} (MPa)	**24,27**	**7,281**	**9,708**	**10,92**
Desvio Padrão	**1,26**	**0,38**	**0,50**	**0,57**
Coef. Variação (%)	**5,20**	**5,20**	**5,20**	**5,20**
f_{ck} (MPa)	**22,19**			

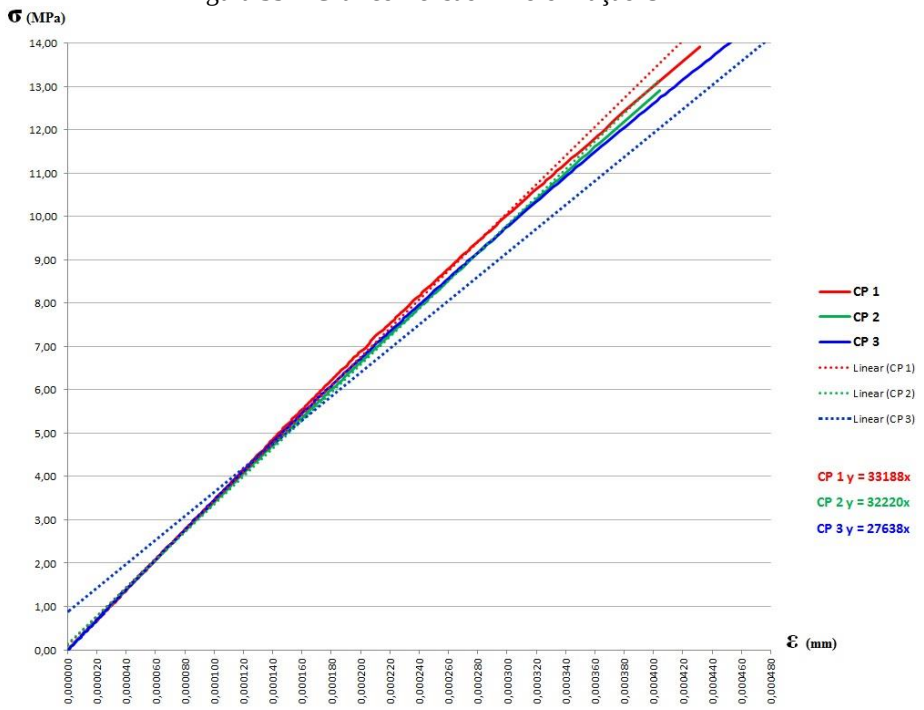
Fonte: o Autor

Tabela 20 – resultados obtidos para o módulo de elasticidade experimental a partir do gráfico (em MPa)

OBRA A										
CP	**σ_1 (MPa)**	**σ_2 (MPa)**	**σ_3 (MPa)**	**ε_1 (mm)**	**ε_2 (mm)**	**ε_3 (mm)**	**E_1 ($\frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$)**	**E_2 ($\frac{\sigma_2}{\varepsilon_2}$)**	**E_1 ($\frac{\sigma_3}{\varepsilon_3}$)**	**E (linha de tendência)**
01	6,966	9,288	10,449	0,000207	0,000281	0,000321	33.652,174	33.053,381	32.551,402	32.359,00
02	7,701	10,268	11,552	0,000209	0,000293	0,000335	36.846,890	35.044,369	34.483,582	34.580,00
03	7,176	9,568	10,764	0,000211	0,000289	0,000329	34.009,479	33.107,266	32.717,325	32.568,00
MÉDIA	**7,281**	**9,708**	**10,922**	**0,000209**	**0,000288**	**0,000328**	**34.836,18**	**33.735,01**	**33.250,77**	**33.169,00**

Fonte: o Autor

Figura 39 – Gráfico Tensão x Deformação OBRA B



Fonte: o Autor

Tabela 21 – Relação entre os ensaios de compressão direta e os parâmetros normativos a partir do gráfico

OBRA B					
CP	**F (kN)**	**f_c (MPa)**	**NBR 8522:2008 0,3.f_c (MPa)**	**EUROCODE 2 0,4.f_c (MPa)**	**ACI 318 -14 0,45.f_c (MPa)**
01	242,9	30,92	9,276	12,368	13,914
02	225,3	28,68	8,604	11,472	12,906
03	239,4	30,49	9,147	12,196	13,721

f_{cm} (MPa)	**30,03**	**9,009**	**12,012**	**13,514**
Desvio Padrão	**1,19**	**0,36**	**0,48**	**0,54**
Coef. Variação (%)	**3,96**	**3,96**	**3,96**	**3,96**
f_{ck} (MPa)	**28,07**			

Fonte: o Autor

Tabela 22 – resultados obtidos para o módulo de elasticidade experimental a partir do gráfico (em MPa)

OBRA B										
CP	**σ_1 (MPa)**	**σ_2 (MPa)**	**σ_3 (MPa)**	**ε_1 (mm)**	**ε_2 (mm)**	**ε_3 (mm)**	**E_1 ($\frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$)**	**E_2 ($\frac{\sigma_2}{\varepsilon_2}$)**	**E_1 ($\frac{\sigma_3}{\varepsilon_3}$)**	**E (linha de tendência)**
01	9,276	12,368	13,914	0,000275	0,000378	0,000431	33.730,909	32.719,577	32.283,063	33.188,00
02	8,604	11,472	12,906	0,000262	0,000356	0,000404	32.839,695	32.224,719	31.945,545	32.220,00
03	9,147	12,196	13,721	0,000280	0,000385	0,000441	32.667,857	31.677,922	31.113,379	27.638,00
MÉDIA	**9,009**	**12,012**	**13,514**	**0,000272**	**0,000373**	**0,000425**	**33.079,49**	**32.207,41**	**31.780,66**	**31.015,33**

Fonte: o Autor

7.6 Resultados obtidos nos ensaios de esclerometria *in loco*

Como já mencionamos, para a determinação da resistência superficial por meio de ensaio de esclerometria *in loco* foram verificados, primeiramente nas duas obras em questão, os locais em que o concreto utilizado para a moldagem dos corpos de prova ensaiados em laboratório fora utilizado. Os resultados da média do índice esclerométrico "R", bem como a resistência superficial do concreto determinada pela curva de calibração do equipamento em função do ângulo de realização do ensaio e geometria da superfície podem ser verificados na Tabela 23.

Tabela 23 – Resultados de resistência superficial obtidos nos ensaios de esclerometria *in loco*

OBRA A				
Local ensaiado	Ponto	Ângulo de ensaio (º)	Média de "R"	Resistência Superficial (N/mm²)
Vigas	A	0	31,6000	26,120
	B	0	30,6667	25,000
	C	0	31,1429	25,571
	D	0	32,7857	27,543
			f_{cm}	**26,060**
			Desvio Padrão	**1,09**
			Coef. Var. (%)	**4,18**

OBRA B				
Local ensaiado	Ponto	Ângulo de ensaio (º)	Média de "R"	Resistência Superficial (N/mm²)
Pilares	A	0	35,3846	30,662
	B	0	34,3125	30,200
	C	0	36,6667	32,200
	D	0	34,875	29,943
			f_{cm}	**30,751**
			Desvio Padrão	**1,01**
			Coef. Var. (%)	**3,29**

Fonte: o Autor

7.7 Cálculo do módulo de elasticidade conforme os ensaios de compressão direta e de esclerometria, e também de acordo com a classe do concreto de projeto

Determinamos o módulo de elasticidade a partir dos valores de resistência superficial $\mathbf{f_{ck}}$ encontrados nos ensaios de compressão direta e de esclerometria, e também segundo critérios de projeto para cada obra em questão, utilizando a equação (11) do item 5.5.3., conforme NBR 6118:2014. A tabela 24 demonstra os resultados encontrados.

Tabela 24 – resultados encontrados para o módulo de elasticidade "E"

OBRA A			
Método	**Ensaio de compressão direta**	**Ensaio de Esclerometria**	**NBR 6118:2014** (projeto)
f_{ck} (MPa)	**22,19**	**26,06**	**25**
E (MPa)	**31.655,41**	**34.304,93**	**33.600**

OBRA B			
Método	**Ensaio de compressão direta**	**Ensaio de Esclerometria**	**NBR 6118:2014** (projeto)
f_{ck} (MPa)	**28,07**	**30,751**	**30**
E (MPa)	**35.603,32**	**37.264,81**	**36.806,96**

Fonte: o Autor

8 ANÁLISES DOS RESULTADOS

8.1 Análise da caracterização geral das amostras de concreto

A partir dos resultados apresentados, foi possível verificar que fatores como idade do concreto ensaiado, tipo do agregado graúdo, características dos corpos de prova ou da máquina de ensaios não afetaram os resultados. Porém, a classe de concreto utilizada nas concretagens apresentou uma variação, sendo C25 para a primeira e C30 para a segunda. Outro fator verificado foi a utilização de aditivo na mistura do concreto por parte da construtora da obra B. Por fim, outro fator que diferenciou somente os ensaios *in loco* é o local de aplicação do concreto, sendo que na primeira edificação empregou-se em lajes e vigas e na última em pilares.

8.2 Análise dos resultados obtidos nos ensaios de compressão direta e de esclerometria *in loco*

Com base nos resultados obtidos e apresentados anteriormente, foi possível realizar uma comparação entre a resistência superficial à compressão direta dos corpos de prova ensaiados com a resistência obtida no ensaio de esclerometria *in loco*. A tabela 25 demonstra os resultados.

Tabela 25 – Comparação dos resultados de resistência

OBRA	Classe de Projeto f_{ck} (MPa)	**Ensaio de compressão direta** f_{cm} (MPa)	Variação (%)	**Ensaio de esclerometria *in loco*** f_c (MPa)	Variação (%)	[a] Variação **(f_c/f_{cm})** (%)	[b] f_{ck} (MPa)	[c] Variação em relação ao projeto (%)
A	**25**	**24,27**	**- 2,92**	**26,060**	**+ 4,24**	**+ 7,38**	**22,19**	**- 11,24**
B	**30**	**30,03**	**+ 0,1**	**30,751**	**+ 2,50**	**+ 2,40**	**28,07**	**- 6,43**

[a] relação entre os valores dos ensaios de esclerometria e de compressão direta.

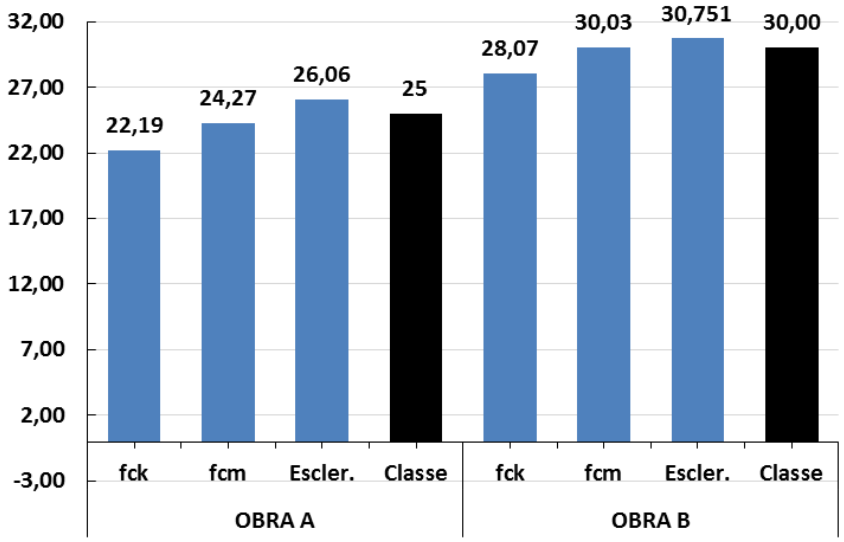
[b] valores de f_{ck} obtidos nos ensaios de compressão direta.

[c] relação entre os valores de f_{ck} obtidos com ensaios de compressão direta e de classe de projeto.

Fonte: o Autor

A partir dos dados da tabela 25, elaborou-se um gráfico para verificar a correlação entre os valores de resistência dos ensaios de compressão e de esclerometria e classe de concreto, conforme a figura 40.

Figura 40 – Relação entre os valores de resistência superficial (MPa)



Fonte: o Autor

Analisando os resultados de resistência, é possível observar que os valores obtidos nos ensaios de esclerometria são muito próximos aos de projeto e, principalmente, aos valores médios de $\mathbf{f_{cm}}$ obtidos experimentalmente. Já, para os ensaios de compressão direta, encontraram-se valores de resistência inferiores, fato que pode ter origem no tempo em que os corpos de prova permaneceram na obra, uma vez que as coletas foram feitas sempre nos finais de semana, sendo colocados em cura úmida apenas da segunda-feira.

8.3 Análise dos resultados obtidos nos ensaios de tração

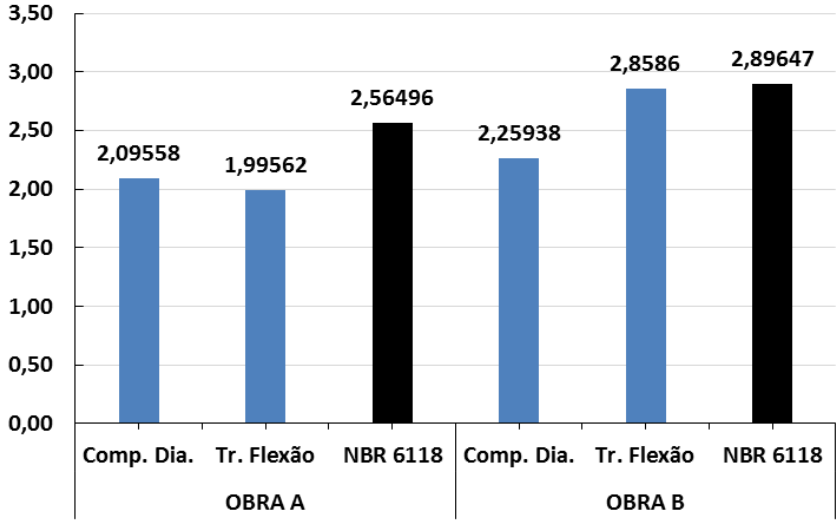
Relacionando os resultados obtidos e apresentados anteriormente, foi possível comparar os valores encontrados de $\mathbf{f_{ct}}$ nos ensaios de tração indireta por compressão diametral e de tração na flexão com os valores de projeto, através da tabela 26 e do gráfico da figura 41, a seguir.

Tabela 26 – Comparação dos resultados de resistência à tração

OBRA	* NBR 6118:2014 $\mathbf{f_{ct,m}}$ (MPa)	Ensaios de compressão diametral $\mathbf{f_{ct,m}}$ (MPa)	Variação (%)	Ensaios de tração na flexão $\mathbf{f_{ct,m}}$ (MPa)	Variação (%)
A	**2,56496**	**2,09558**	**- 18,30**	**1,99562**	**- 22,20**
B	**2,89647**	**2,25938**	**- 22,00**	**2,85860**	**- 1,31**
***** Valores obtidos a partir dos parâmetros de projeto.					

Fonte: o Autor

Figura 41 – Relação entre os valores de resistência à tração na flexão (MPa)



Fonte: o Autor

Após a análise dos resultados, constatou-se que os valores de resistência encontrados nos ensaios foram até 22,2 % inferiores ao $\mathbf{f_{ct,m}}$ obtido no cálculo, conforme critérios da norma.

Porém, sabe-se que para o Estado Limite Último (ELU), utiliza-se o $\mathbf{f_{ctd,inf}}$, por exemplo, para a verificação de abertura em fissuras, sendo que o valor é definido pela equação:

$$\boxed{\mathbf{f_{ctd,inf}} = \frac{0{,}7.\mathbf{f_{ct,m}}}{\gamma_c}} \qquad (23)$$

Como o coeficiente de segurança usual γ_c é de 1,4, constata-se, então, que o valor final considerado no cálculo para $\mathbf{f_{ctd,inf}}$ fica cerca de 50 % do valor de $\mathbf{f_{ct,m}}$, fazendo com que na prática dificilmente ocorram fissuras na estrutura.

8.4 Análise dos resultados obtidos na determinação do módulo de elasticidade

Uma vez obtidos os resultados de módulo de elasticidade experimental do concreto ensaiado em ambas as obras, segundo os critérios das normas NBR 8522:2008, ACI 318, e EUROCODE 2; foi possível comparar com os valores calculados a partir da classe de projeto e dos ensaios de compressão direta e de esclerometria, através da equação (11) do item 5.5.3., conforme a NBR 6118:2014. Os resultados dos valores do módulo de elasticidade são mostrados na tabela 27 e no gráfico da figura 42.

Tabela 27 – Comparação entre os resultados do módulo de elasticidade

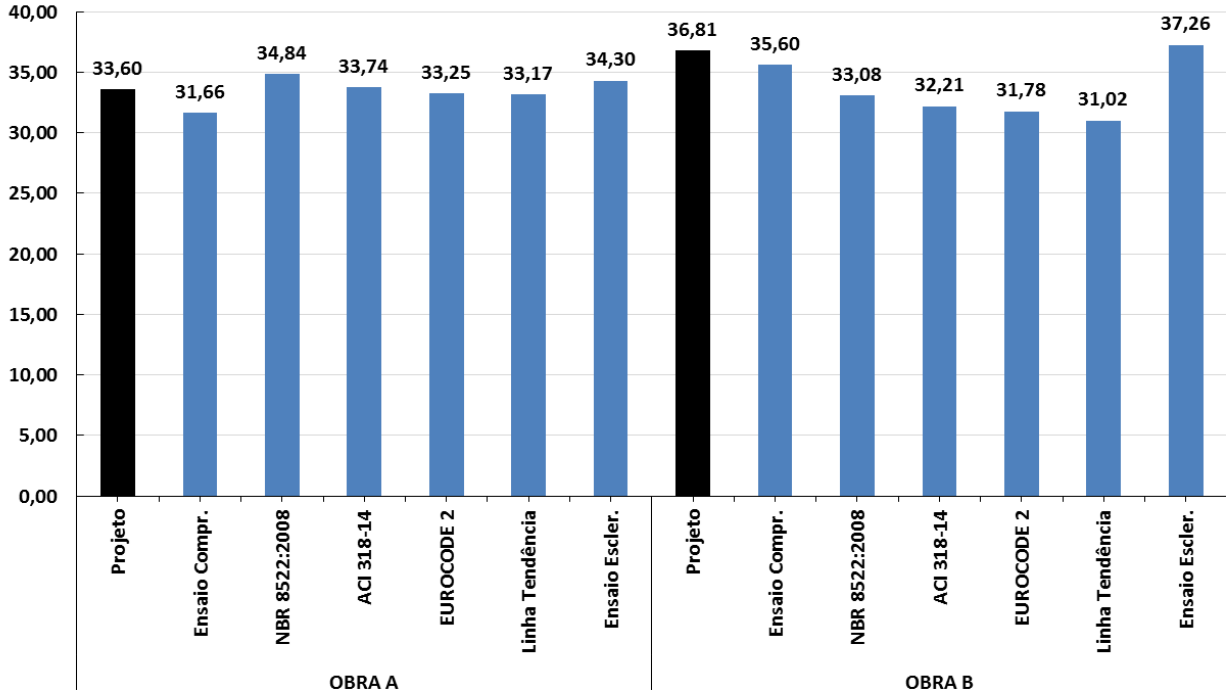
Módulo de Elasticidade	OBRA A	Variação (%)	OBRA B	Variação (%)
"E" de projeto (NBR 6118:2014)	33.600,00	0,00	36.806,96	0,00
[a] **"E"** Ensaio de Compressão (NBR 6118:2014)	31.655,41	- 5,79	35.603,32	- 3,27
"E" Experimental (NBR 8522:2008)	34.836,18	+ 3,68	33.079,49	- 10,13
"E" Experimental (ACI 318-14)	33.735,01	+ 0,40	32.207,41	- 12,50
"E" Experimental (EUROCODE 2)	33.250,77	- 1,04	31.780,66	- 13,66
"E" Linhas de Tendência	33.169,00	- 1,28	31.015,33	- 15,74
[b] **"E"** Ensaio de Esclerometria	34.304,93	+ 2,10	37.264,81	+ 1,24

[a] Módulo de elasticidade obtido via cálculo por meio do ensaio de compressão direta.

[b] Módulo de elasticidade obtido via cálculo por meio do ensaio de esclerometria.

Fonte: o Autor

Figura 42 – Comparação dos valores de módulo de elasticidade obtidos (em GPa)



Fonte: o Autor

De maneira geral, verificou-se pouca variação entre os resultados. No entanto, para a Obra A os valores ficaram acima do previsto em projeto ou muito próximo deste, mesmo que a resistência à compressão deste concreto tenha ficado 11,24 % inferior que a estabelecida em projeto.

Já para a obra B, onde a resistência à compressão ficou mais próxima à de projeto, embora um pouco inferior (6,43 %), os valores dos módulos de elasticidade ficaram bem inferiores ao previstos no projeto (de 10,13 a 15,74 % menor).

9 CONCLUSÃO

9.1 Conclusões

Com base nos testes e estudos realizados, foi possível obter as seguintes conclusões acerca dos resultados obtidos de resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade:

A utilização do esclerômetro para a determinação da resistência à compressão do concreto mostrou-se um método simples, rápido e com resultados satisfatórios. Os valores de resistência obtidos ficaram muito próximos dos valores médios (**$f_{ct,m}$**) encontrados nos ensaios de compressão, apresentando pequena variação, na ordem de 7,38% para a Obra A e 2,4 % para a Obra B. Contudo, não é possível valer-se do método para uma análise definitiva de resistência, visto que podem ocorrer desvios significativos. Devido a este fato, não é possível descartar a verificação do concreto por meio de ensaios de compressão direta de corpos de prova. Recomenda-se que o ensaio escleromètrico seja utilizado somente para controle adicional e verificação da homogeneidade do concreto, podendo também verificar, por exemplo, a resistência superficial em locais específicos, dado o surgimento de alguma patologia na estrutura. Também, pode-se considerar o uso de outros métodos de controle, aliados ao ensaio escleromètrico, como os ensaios de *"pull off"* e ultrassom.

Quanto à resistência à tração, os valores experimentais ficaram inferiores aos calculados, fato este que pode ter origem na ausência de cura úmida dos corpos de prova prismáticos.

No que se refere aos valores de módulo de elasticidade, os resultados encontrados experimentalmente ficaram inferiores aos obtidos via equação da NBR 6118:2014. Podendo-se destacar ainda que, mesmo quando os valores de resistência ficaram bastante próximos dos esperados, os resultados obtidos para o módulo de elasticidade foram inferiores, na ordem de até 15,74 % menor do que os considerados nos cálculos de projeto; o que ocasionarão estruturas sujeitas a um maior grau de deformações, podendo levar a edificação a apresentar problemas.

Por fim, o trabalho proporcionou um grande aprofundamento nos conhecimentos adquiridos durante a graduação, mostrando a importância deste tipo de trabalho na formação acadêmica dos estudantes.

9.2 Sugestões para trabalhos futuros

Recomenda-se, para estudos posteriores, a análise estatística dos resultados, com uma maior gama de corpos de prova, e também um maior número de obras analisadas. Além disso, seria interessante comparar diferentes tipos de cimentos, para verificar a real influência nos resultados dos ensaios.

Também, sugere-se a utilização de ensaios com outros equipamentos para controle adicional, juntamente com o ensaio de esclerometria.

Por fim, é possível sugerir também a utilização de corpos de prova cilíndricos com diâmetros maiores e corpos de prova prismáticos de seção menor.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 318-14*: building code requirements for structural concrete and commentary. Detroit, 2014.

AMERCIAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM C597-09*: standard test method for pulse velocity through concrete. In annual book of ASTM, 2009.

ARAÚJO, José Milton de. *Curso de concreto armado*. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738*: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. *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, 2007.

_____. *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. *NBR 7211*: Agregados para o concreto. Rio de Janeiro, 2009.

_____. *NBR 7584*: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

_____. *NBR 7680-1*: Concreto – extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estrutura de concreto – parte 1: resistência à compressão axial. Rio de Janeiro, 2015.

_____. *NBR 8522*: Concreto – determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. *NBR 8802*: Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2013.

_____. *NBR 8953*: Concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

_____. *NBR 12142*: Concreto – determinação da resistência à tração na flexão de corpos-de-prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. *NBR 12654*: Controle tecnológico de materiais componentes do concreto. Rio de Janeiro, 1992.

_____. *NBR 12655*: Concreto de cimento Portland – preparo, controle, recebimento e aceitação – procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

_____. *NBR NM 67*: Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

_____. *NBR NM ISSO 7500-1*: Materiais metálicos - calibração de máquinas de ensaio estático uniaxial. Parte 1: máquinas de ensaio de tração/compressão - calibração do sistema de medição da força. Rio de Janeiro, 2004.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. *Fundamentos do concreto armado*. 2006. 98 f. Notas de aula - disciplina de Estruturas de Concreto. Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2006.

BEBER, Andriei José. *Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibras de carbono.* 1999. 108 p. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1999.

BITTENCOURT, T. N.; ASSIS, W. *Verificação dos deslocamentos em vigas de concreto armado – Estado limite de deformações excessivas (ELS – DEF).* Notas de aula. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

BOTTEGA, Fábio. *Análise do ensaio esclerométrico, um ensaio não destrutivo, nas estruturas de concreto*. 2010. 136 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2010.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. *Patologia e terapia do concreto armado*. São Paulo: Pini, 1988. Coordenação técnica: L. A. Falcão Bauer.

CARNEIRO, Fernando Lobo. *Ensaio de compressão diametral ou ensaio de tração indireta*. Instituto Nacional de Tecnologia. Rio de Janeiro, 1975.

CASTRO, Elisângela. *Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria.* 122 f. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Uberlândia, 2009.

DANIELLETO, Carla Cristina. *Avaliação da resistência do concreto em estruturas prontas*. 1986. 176 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1986.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EUROCODE 2: *Design of concrete structures: part 1-1:* general rules and rules for buildings. EM 1992-1-1. Brussels, Belgium, 2004.

EVANGELISTA, Ana Catarina Jorge. *Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos*. 2002. 219 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FERREIRA, Ramon Fonseca. *Avaliação da técnica de inspeção por ultrassom phased array em juntas soldadas de aço inoxidável AISI 304L*. 2013. 86 f. Dissertação – Curso de Engenharia Mecânica, CEFET/RJ, 2013.

FUSCO, Péricles Brasiliense. *Técnicas de armar as estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1995.

HELENE, Paulo; PACHECO, Jéssika; BILESKY, Pedro; MORAIS, Tereza Rachel; GRANDO, Fernanda. *Considerações sobre o Módulo de Elasticidade do Concreto.* Anais do 56º Congresso Brasileiro de Concreto. São Paulo: IBRACON, out. 2014.

JUVANDES, L. F. P. *Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1999.

MALHOTRA, V. M.; CARINO, J. N. *Handbook of nondestructive testing of concrete*. 2. ed. CRC Press, 2004.

METHA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. *Concreto*: microestrutura, propriedades e materiais. 2. ed. São Paulo: Pini, 2014.

MONTIJA, Fernando Celotto. *Aspectos de variabilidade experimental do ensaio do módulo de deformação do concreto*. 261 f. Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

PEDROSO, Fábio Luís. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. *Revista Ibracon de Concreto & Construções*, São Paulo, n. 53, p.14-19, mar. 2009.

PEREIRA, Eduardo; MEDEIROS, M. H. F.. Ensaio de "Pull off" para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normatizados no Brasil. *Revista Ibracon de Estruturas de Materiais*, São Paulo, v. 5, n. 6, p.769-780, dez. 2012.

PFEIL, Walter. *Concreto armado*: dimensionamento. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1989. v. 2.

RAUBER, Daniel. *Análise dos métodos teóricos e experimentais para a determinação das propriedades do concreto estrutural*. 104 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2015.

RIPPER, Thomaz; SOUZA, Vicente Custódio de. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1998.

SILVA, Turibio José da; FERREIRA, Gercindo; DIAS, João Fernando. Influência de variáveis nos resultados de ensaios não destrutivos em estruturas de concreto armado. *Ciência & Engenharia*, Uberlândia, v. 22, n. 1, p.103-113, jan. 2013.