

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

KELLYN MARESSA PUFAL

**COMPARATIVO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO
ENTRE CONCRETOS AUTOADENSÁVEL E CONVENCIONAL**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO-PR
2017

KELLYN MARESSA PUFAL

**COMPARATIVO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO
ENTRE CONCRETOS AUTOADENSÁVEL E CONVENCIONAL**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Savaris

TOLEDO-PR
2017



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 98

Comparativo da Resistência ao Cisalhamento Direto entre Concreto Convencional e Autoadensável

por

Kellyn Maressa Pufal

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 14:40 do dia **10 de Novembro de 2017** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof Dr. Rodnny J. M. Fakhye
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

Dedico este trabalho à Deus, e a minha família por sempre me incentivar e apoiar em todos meus propósitos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Gustavo Savaris, pela constante orientação e disponibilidade em auxiliar nas diversas dúvidas e contratempos que surgiram no decorrer do trabalho.

Também agradeço aos professores que comporam a banca Dr. Rodnny J. M. Fakhye e Dr. Lucas Boabaid Ibrahim, pelas sugestões para melhoria deste trabalho. E ao professor Gustavo Dalposso pelo auxílio com novos métodos estatísticos.

À equipe de apoio técnico: técnicos Marcos, Wilson e; aos colegas Valdeir e Daniel.

À empresa Grace pela doação do superplastificante utilizado neste trabalho.

À coordenação do curso de Engenharia Civil e à direção do Câmpus Toledo da Universidade Paranaense, por disponibilizar o laboratório, bem como ao técnico Alex E. Minga pelo auxílio na realização dos ensaios.

Aos meus amigos da Engenharia Civil e aos fora do ramo: Neusa, Heloisa, Isabelle, Márcia, Mariana, Fernando, Viviane e Patrícia.

Ao meu namorado Felipe.

RESUMO

PUFAL, Kellyn M. **Comparativo da Resistência ao Cisalhamento Direto entre Concretos Autoadensável e Convencional**. 2017. 67 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2017.

O concreto autoadensável apresenta propriedades que otimizam o processo construtivo e a sua qualidade de trabalhabilidade melhora as condições de lançamento e adensamento. Porém ainda existem dúvidas dos profissionais e pesquisadores da área de estruturas quanto ao fato de que seu módulo de elasticidade e resistências ao cisalhamento podem ser menores que os concretos convencionais. Por isso, este trabalho tem como objetivo comparar a resistência ao cisalhamento de um traço de concreto convencional e dois traços autoadensáveis, sendo variados o tamanho de agregado graúdo e o volume deste nas misturas, buscando verificar como essas alterações influenciam nos mecanismos de transferências de cisalhamento. Para quantificar a resistência de cisalhamento no concreto este trabalho utiliza a norma japonesa SF-6 (JSCE 1990). Foi possível quantificar as resistências ao cisalhamento nas interfaces de concreto satisfatoriamente para todos concretos ensaiados. A respeito das resistências obtidas com as modificações nos traços de concreto verificou-se uma maior variação com a redução do tamanho de agregado graúdo combinada com o aumento de teor de finos na mistura. Dentre os concretos autoadensáveis a redução de volume de agregados graúdos não apresentou variação significativa na resistência ao cisalhamento, com diferença de 8,67%. Os resultados experimentais foram comparados com as estimativas das normas americanas e canadense, verificando-se que estas subestimam as resistências médias de todos os traços.

Palavras-Chave: Concreto autoadensável. Cisalhamento direto. Mecanismos complementares.

ABSTRACT

PUFAL, Kellyn M. **Comparison between self-compacting and conventional concrete for the direct shear resistance**. 2017. 67 f. Monograph (Civil Engineering). Federal University of Technology - Paraná. Toledo, 2017.

The self-compacting concrete shows properties that optimize the constructions processes and their workability provide better casting and compacting conditions. Although there is still some questioning from professionals and researchers in the structures field about how its elasticity modulus and shear resistance might be different than conventional vibrated concrete. Because of that, this paperwork has the purpose of comparing the shear resistance of one mix of conventional concrete and two self-compacting mixes, modifying the size of the coarse aggregates particles and its percentual volume, looking to verify how those modifications can influence the shear transfer mechanism. For the quantification of shear resistance of the concrete, it was used a test based in the Japanese code SF-6 (JSCE 1990). It was possible to satisfactorily quantify the shear resistances on the concretes interface with the adaptation of this method for the tested concretes. With respect to the resistances obtained with the changes in the concrete mixes it was observed a greater change with the combination of the decrease of the coarse aggregates size and increase in the fine particles content in the mix. Concerning the self-compacting concretes the reduction in the coarse aggregates volume did not represent significant deviation in the shear resistance, the difference was 8,67%. The experimental tests results were compared with the American a Canadian codes, it was found that these underestimate the medium resistances for all mixes.

Key-words: Self-compacting concrete. Direct shear. Complementary mechanisms.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Interpretação do Critério de Ruptura de Mohr.	15
Figura 2 - Análises do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.	16
Figura 3 - Esquematização da Teoria atrito-cisalhamento.	19
Figura 4 - Esquema de exemplares de corpos-de-prova do tipo push-offs.	21
Figura 5 - Esquema de instrumentos para ensaio de acordo com a norma japonesa SF-6.	25
Figura 6 - Geometria dos exemplares de concreto para cisalhamento, com medidas em centímetros.	37
Figura 7 - Forma para molde de corpos-de-prova prismático com barras metálicas.	38
Figura 8 - Molde para ensaio de cisalhamento direto, dimensões em milímetros.	39
Figura 9 - Esquematização ensaio e transferência de cargas.	40
Figura 10 - Representação estado limite de aditivo para o concreto fresco.	42
Figura 11 - Disposição de peça prismática de concreto na prensa com o suporte metálico.	45
Figura 12 - Exemplar da mistura CA0N rompido nos planos previstos.	46
Figura 13 - Prisma após ruptura.	46
Figura 14 - Gráfico típico de ruptura do concreto gerado pelo computador utilizado em um ensaio de compressão.	48
Figura 15 - Gráfico comportamento no ensaio de cisalhamento do exemplar 1 do CC1.	49
Figura 16 - Gráfico comportamento no ensaio de cisalhamento do exemplar 2 do CC1.	49
Figura 17 - Comparação das resistências médias de cada traço produzido.	52
Figura 18 - Comparativo de resistências médias normalizadas de todos traços experimentais.	54
Figura 19 - Comparativo médias de resistência ao cisalhamento normalizada entre CC1 e CA0N.	55
Figura 20 - Comparativo médias de resistência ao cisalhamento normalizada entre CC1 e CA0R.	55
Figura 21 - Comparativo médias de resistência ao cisalhamento normalizada entre traços autoadensáveis (CA0N e CA0R).	56
Figura 22 - Comparativo das relações resistência ao cisalhamento por resistência a compressão entre valores empíricos e normas ACI 318R, CAN A23.3.	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de atrito de concretos convencionais	27
Tabela 2 - Coeficientes de atrito e coesão de concreto	32
Tabela 3 - Propriedades agregados selecionados.....	34
Tabela 4 - Características químicas do fíler calcário.	34
Tabela 5 - Granulometria do fíler calcário.	35
Tabela 6 - Especificações do aditivo TEC-FLOW 8000.....	35
Tabela 7 - Misturas utilizadas e seus respectivos consumos.....	36
Tabela 8 - Propriedades físicas do concreto fresco.....	41
Tabela 9 - Propriedades dos concretos aos 28 dias de idade.....	43
Tabela 10 - Medições dos lados dos planos de cisalhamento.	47
Tabela 11 - Valores de força cortante última obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	50
Tabela 12 - Valores da força cortante última considerados para análise.	50
Tabela 13 - Valores de resistência calculados com forças cortantes experimentais.	51
Tabela 14 - Resistências ao cisalhamento normalizadas (MPa ^{0,5}).	53
Tabela 15 - Comparação de resistências ao cisalhamento obtidas pelas normas e valores do experimento.	57
Tabela 16 - Resistências ao cisalhamento de expressões empíricas comparadas a resistência experimental	59

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
1.1 Justificativa.....	12
1.2 Objetivos Geral.....	12
1.3 Objetivos Especificos.....	12
1.4 Delimitações.....	13
2 RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO CISALHAMENTO	14
2.1 Teoria do atrito-cisalhamento.....	19
2.2 Ensaios de Cisalhamento Direto.....	21
2.3 Critérios de Resistência ao Cisalhamento Apresentados em Normas.....	26
3 MATERIAIS E MÉTODOS	33
3.1 Materiais.....	33
3.1.1 Aglomerante.....	33
3.1.2 Caracterização Agregados.....	33
3.1.3 Fíler.....	34
3.1.4 Aditivo.....	35
3.2 Produção de Concretos.....	35
3.2.1 Definição de Dosagens.....	35
3.2.2 Produção de Concreto e Moldagem de Corpos-de-Prova.....	36
3.2.3 Caracterização dos Concretos nos Estados Fresco e Endurecido.....	38
3.3 Montagem e Execução do Ensaio de Cisalhamento Direto.....	39
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	41
4.1 Materiais.....	41
4.1.2 Propriedades dos Concretos no Estado Fresco.....	41
4.1.3 Propriedades do Concreto no Estado Endurecido.....	43
4.2 Ensaios de Cisalhamento Direto.....	44
4.3 Forças de Cisalhamento Últimas.....	47
4.4 Resistência ao Cisalhamento.....	51
4.4.1 Resistências ao Cisalhamento sem Tratamento.....	51
4.4.2 Resistências ao Cisalhamento Normalizadas.....	52
4.4.3 Comparações com Fórmulas das Normas.....	57
4.4.4 Comparações com Fórmulas Empíricas.....	58
5 CONCLUSÕES	60
REFERÊNCIAS	61
APÊNDICE A – Resultados dos ensaios de granulometria dos agregados.	64
APÊNDICE B – Valores estatísticos usados para análise dos resultados.	66

1 INTRODUÇÃO

Atualmente a construção civil exige concretos com características especiais, como resistência e trabalhabilidade por exemplo. Para atender a essas necessidades foram desenvolvidas novas tecnologias no concreto nas últimas décadas. Entre as inovações que surgiram está o concreto autoadensável (CAA), este concreto foi desenvolvido no Japão em 1988.

Esse concreto possui a característica de se espalhar nas fôrmas e preencher os vazios sem necessidade de mecanismos externos (vibração ou compactação), pois a ação do seu próprio peso faz ele se acomodar sem segregar, inclusive após passar por obstáculos (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008).

Para produção do concreto autoadensável são utilizados cimento, adições minerais (quimicamente ativas ou não), agregados miúdos e graúdos, aditivos (plastificantes e superplastificantes, modificadores de viscosidade) e água (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008). Esses materiais também são empregados em concretos convencionais vibrados, portanto analisando os possíveis materiais constituintes não apresentam diferenças em relação aos concretos vibrados.

Segundo Looney *et al.* (2012) é possível obter um concreto autoadensável através de três métodos. No primeiro tipicamente se reduz o percentual de graúdos aumentando o percentual de miúdos da mistura, ou material fino (geralmente adições minerais). A segunda abordagem mantém as proporções de graúdos e pasta e modifica a fluidez e estabilidade com adições de redutores de consumo de água ou modificadores de viscosidade (superplastificantes). O terceiro método faz uma mescla entre os dois primeiros métodos, portanto substitui-se o volume de agregados graúdos por miúdos e também se adiciona produtos químicos que alteram a fluidez e consumo de água, visando assim obter um CAA com custo reduzido.

Tutikian e Dal Molin (2008) explicam que as propriedades mecânicas e de durabilidade no estado endurecido do CAA são semelhantes aos concretos convencionais. Eles ressaltam que essas propriedades são influenciadas pelas escolhas de materiais, dosagem e mistura. A fissuração de secagem e alto calor de hidratação ocorrerem se o CAA possuir alto consumo de cimento. A pega inicial será retardada se houver excesso de superplastificantes. E quando for dosado com baixo

consumo de agregado graúdo o CAA apresentará baixo módulo de elasticidade e grande probabilidade de retração plástica.

O maior contraste entre o concreto convencional (CC) e o concreto autoadensável pode ser visto na fase de concretagem, ou seja, no estado fresco. São as melhores condições de lançamento do concreto autoadensável que garantem o bom adensamento e durabilidade, essa tecnologia possibilita reduzir o recorrente erro humano durante o adensamento que ocorre no CC.

O custo de produção CAA ainda é maior que o de concretos convencionais de mesmo teor de argamassa (JUCELEM 2015). Analisando outros estudos que avaliam o custo global da utilização do CAA, como o de Ferneda (2014), verifica-se uma redução de 2,69 % nos custos, ou seja, analisando o custo do material juntamente com o custo de aplicação na estrutura, a utilização do concreto autoadensável promove a redução de tempo de aplicação e redução de quantidade de funcionários para o lançamento.

Os profissionais da construção receiam que o CAA possua módulo de elasticidade inferior ao CC, já que o método mais difundido para obtenção de CAA reduz o consumo de agregado graúdo, o que causa de ligeira alteração do módulo de elasticidade dos concretos de alta resistência (NETO *et al.*, 2011).

A maioria dos estudos sobre concreto autoadensável tratam das proporções das mistura e caracterização das propriedades deste no estado fresco e endurecido, sendo poucas as informações sobre outras propriedades estruturais do mesmo. Isso se faz de obstáculo para difusão da aceitação do concreto autoadensável como um material de boa qualidade estrutural (SHARIFI, 2012).

Neste sentido ainda precisam ser feitos estudos para avaliar o desempenho desse concreto quando solicitado por esforços cisalhantes e avaliar quais parâmetros tem maior influência nessa propriedade.

Hassan, Hossain e Lachemi (2008), fizeram testes em vigas em tamanho real com CAA, com reforço longitudinal e sem estribos. Suas análises concluíram que o CAA teve características antes de fissuração semelhante ao CC, mas apresentaram menores cargas de cisalhamento último que as vigas de CC, e atribuíram isso a redução do engrenamento dos agregados causado pela redução de agregado graúdo no CAA em relação ao CC.

Resultados diferentes são apresentados por Helincks et al (2013), que analisaram o desempenho de concreto autoadensável na adesão à armadura e

resistência de cisalhamento. O método de ensaio foi de flexão em vigas à quatro pontos de apoio, usando concreto autoadensável, obtido com aumento da porcentagem de pasta. As vigas de CAA apresentaram semelhante ou ligeiramente menor desempenho ao cisalhamento que as vigas de concreto convencional.

Verifica-se assim que embora nos últimos anos diversos trabalhos tenham sido realizados sobre a resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável, por hora não existe um consenso entre os pesquisadores, e este trabalho visa aumentar o conhecimento da comunidade científica para que o uso do concreto autoadensável para fins estruturais alcance maior aceitação.

1.1 Justificativa

A determinação da resistência ao cisalhamento do concreto é de interesse para diversas aplicações do concreto em elementos estruturais. Sua quantificação tem importância no dimensionamento de vigas, pilares, reforço de estruturas, ligações entre peças de estruturas pré-moldadas e inclusive para dimensionar estruturas resistentes à abalos sísmicos.

Especialistas da área, engenheiros e pesquisadores, ainda questionam o desempenho do concreto autoadensável para fins estruturais, devido as alterações do engrenamento entre agregados e argamassa do concreto. Através de experimentos científicos pode-se recomendar o uso do CAA como equivalente ao CC para resistir ao cisalhamento ou fazer considerações especiais para seu uso por meio de normas e códigos.

1.2 Objetivos Geral

O objetivo geral desse trabalho é comparar a resistência ao cisalhamento direto de dois tipos de concreto, autoadensável e convencional.

1.3 Objetivos Específicos

Especificamente se busca:

- Avaliar se a metodologia japonesa SF-6 (JSCE, 1990) existente para determinar a resistência ao cisalhamento de peças de concreto com reforço

de fibra de aço é viável para avaliar também concretos convencionais e autoadensáveis;

- Verificar como a trabalhabilidade e composição dos concretos pode influenciar na resistência ao cisalhamento;
- Comparar os resultados obtidos com expressões de códigos internacionais e nacionais para estimativa da resistência cisalhante do concreto convencional com os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

1.4 Delimitações

Foram ensaiados três traços distintos de concreto. As peças prismáticas cisalhadas eram de concreto monolítico, sem qualquer armadura. Todos traços possuem resistência a compressão maior que 45 MPa, sendo produzidos com agregados graúdos de rocha basáltica e areia natural de rio e especificamente para os concretos autoadensáveis se utilizou o fíler calcário.

2 RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO CISALHAMENTO

O cisalhamento ocorre quando um elemento é solicitado por duas forças transversais idênticas em módulo e direção, com sentidos opostos agindo em um plano paralelo às forças. A tensão cisalhante média neste plano pode ser calculada utilizando a Equação 1 (BEER *et al.*, 2011).

$$\tau_{\text{méd}} = \frac{V}{A} \quad (1)$$

Onde:

$\tau_{\text{méd}}$: tensão de cisalhamento média (Pa);

V : força cortante (N);

A : área da seção transversal (m²).

No estudo da resistência dos materiais existem diferentes critérios para verificar a falha dos materiais, havendo critérios específicos para materiais dúcteis e frágeis. Materiais dúcteis tem uma fase de escoamento (deformação) antes de romperem, já os materiais frágeis rompem subitamente quando submetidos à tração sem a fase de escoamento, estes materiais são analisados quanto à ruptura usando os critérios de Rankine (ou Coulomb), e o critério de Mohr (BEER *et al.*, 2011).

Coulomb (1773, *apud* CAPUTO, 1988) introduziu a Equação 2 como critério de ruptura de materiais granulares sujeitos à cisalhamento. Essa equação possui dois termos, sendo o primeiro equivalente a coesão do material e o segundo termo é dependente do coeficiente de atrito interno do material ($\text{tg}\phi$) e da tensão normal ao plano de corte (σ).

$$\tau_r = c + \sigma \cdot \text{tg}\phi \quad (2)$$

Onde:

τ_r : resistência ao cisalhamento, MPa;

σ : tensão normal ao plano de cisalhamento, MPa;

c : coesão do material, MPa;

ϕ : ângulo de atrito interno, graus.

Mohr (1900, apud CAPUTO, 1988) estudou a ruptura dos materiais frágeis avaliando a ruptura em diversos estados de tensão e plotando os valores em um gráfico tensão axial vs. tensão cisalhante com diferentes círculos de Mohr, obteve uma envoltória de ruptura de forma hiperbólica, Figura 1, constatando que esta envoltória é dependente da tensão axial aplicada. Ao se analisar a teoria proposta por Coulomb, percebe-se que a envoltória de ruptura poderia ser simplificada por uma reta, descrita pela equação proposta por Coulomb.

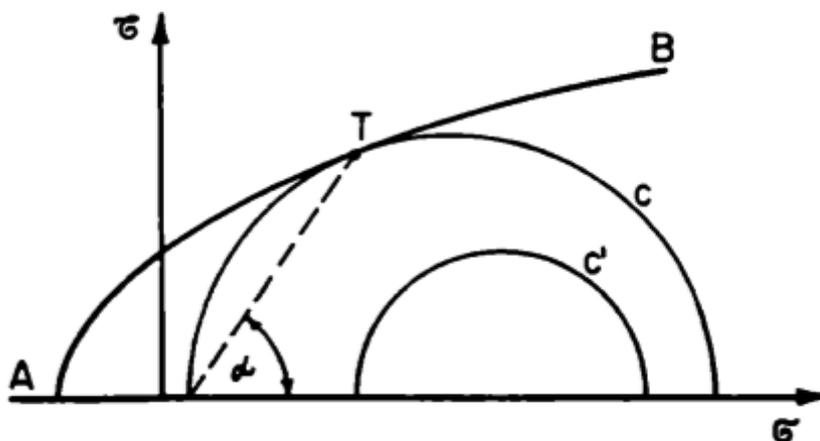


Figura 1 - Interpretação do Critério de Ruptura de Mohr.

Fonte: Caputo (1988).

Essa aproximação é conhecida como critério de ruptura de Mohr-Coulomb, sendo então a envoltória de ruptura representada pela reta de inclinação ϕ , dependente da tensão axial a qual o material é submetido e da coesão aparente do material.

Atualmente o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (COULOMB, 1776; MOHR 1914; apud BAI, Y. e TOMASZ, W., 2010) é usado extensivamente em estudos de rochas e solos. Por se tratar de um modelo dependente de tensões Bai e Tomasz (2010) consideram este um bom método também para estudo do concreto,

por este ser também um material que falha no regime plástico, ou seja é um material frágil.

Com o critério de Mohr – Coulomb é possível determinar de forma analítica a resistência tração e compressão do concreto. A partir da Figura 2, e usando conhecimentos de trigonometria e geometria, Judice (2002) apresenta a Equação 3, a partir da qual podem ser determinadas as Equações 4 e 5 que correspondem às resistências do concreto em tração (f_t) e compressão (f_c) simples.

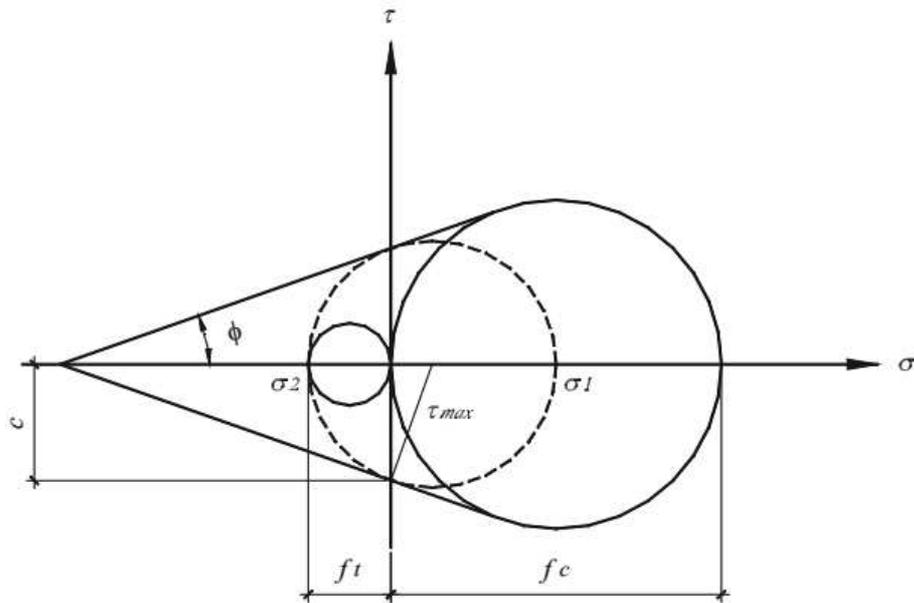


Figura 2 - Representação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.
Fonte: Judice (2002).

$$|\sigma_1| \cdot \left(\frac{1 - \sin\phi}{2 \cdot c \cdot \cos\phi} \right) + |\sigma_2| \cdot \left(\frac{1 + \sin\phi}{2 \cdot c \cdot \cos\phi} \right) = 1 \quad (3)$$

$$f_t = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (4)$$

$$f_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad (5)$$

Usando as Equações 4 e 5 e considerando o valor médio do ângulo de atrito interno do concreto igual a 37° , o valor de f_t da Equação 4 resulta na coesão do material (c), e f_c obtido com a Equação 5 resulta em quatro vezes a coesão do concreto (JUDICE, 2002). Utilizando esses valores na Equação 2, a tensão cisalhante última do concreto pode ser reescrita com a Equação 6.

$$\tau_u \approx f_t + tg(37^\circ) \cdot \sigma \quad (6)$$

Analisando outra referência, (MATTOCK e HAWKINS, 1972), verifica-se que o termo tensão normal ao plano é considerado como uma soma de dois fatores: a força resistida pela armadura transversal à interface e as forças normais externas (σ_n), resultando na Equação 7.

$$\tau_u = f_t + 0,75 \cdot (\rho_w f_y + \sigma_n) \quad (7)$$

Onde:

ρ_w : taxa de armadura transversal;

f_y : tensão de escoamento da armadura, MPa;

σ_n : tensão devida a ação das forças aplicadas externamente, MPa.

Segundo Pujol *et al.* (2016) o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é um antigo e confiável método para fazer a calibração das fórmulas que descrevem a ruptura em cisalhamento do concreto armado. Com base em dados obtidos em 62 testes em colunas de concreto armado definiram duas expressões, designadas τ_1 e τ_2 , Equações 8 e 9, respectivamente, sendo a resistência final o menor valor obtido entre as duas.

$$\tau_1 = \frac{1}{5} \cdot \sqrt{\left(\frac{2}{3} f_c + 4 \cdot \sigma_a - \sigma_t\right) \left(\frac{2}{3} \cdot f_c - \sigma_a + 4 \sigma_t\right)} \quad (8)$$

$$\tau_2 = \sqrt{(\sigma_a + f_t)(\sigma_t + f_t)} \quad (9)$$

Onde:

f_c : resistência a compressão do concreto, MPa;

f_t : resistência de tração do concreto, MPa;

σ_a : tensão axial fixa, MPa;

σ_t : tensão transversal variável, MPa.

A partir destas equações Pujol *et al.* (2016) verificaram que a resistência ao cisalhamento aumenta em uma taxa decrescente com o acréscimo na taxa de armadura, e que há aumento da resistência de cisalhamento com o aumento na força axial, essas considerações são restritas para cargas axiais no concreto com menos de 40% da resistência à compressão do concreto.

Araújo (1997) faz uma descrição geral sobre quais mecanismos afetam as transferências de cisalhamento nas interfaces de concreto, explanando que elas ocorrem por duas formas principais: por superfície de contato e por transferência pela armadura transversal. A saber, as transferências de contato são: por adesão ou aderência (tem influência enquanto não ocorreu deslocamento); por atrito (surtem pela aplicação de forças externas ou reação de armadura normal a interface); por ação mecânica (engrenamento mecânico dos agregados depende da rugosidade das interfaces).

O pesquisador Araújo (1997) também explica como alguns fatores específicos afetam a resistência em interfaces de concreto, sendo eles:

a) resistência do concreto: concretos com maiores resistências a compressão apresentam maior resistência ao cisalhamento em interfaces de concreto;

b) aderência da superfície de contato: elementos de concreto completamente em contato se comportam como concretos monolíticos, porém, os unidos de maneira não coesa obtêm baixas resistências ao cisalhamento;

c) rugosidade das superfícies de contato: quanto maior a rugosidade maior a resistência ao deslocamento. Ela modifica a superfície de contato;

d) chaves de cisalhamento: semelhante a rugosidade, mas não tem efeito somável, para estimar o seu efeito devem ser medidas e desprezadas a influência da aderência e rugosidade;

e) armadura transversal: tem maior influência no estado limite último (quando há maiores deslocamentos), pois seu efeito (*dowel effect*) é “ativado”

tentando resistir ao deslocamento e ao mesmo tempo aumenta a resistência por atrito.

2.1 Teoria do atrito-cisalhamento

A teoria de atrito-cisalhamento, proposta por Birkeland e Birkeland (1966) traz uma formulação simplificada para resistência ao cisalhamento em interfaces rugosas de concreto. Segundo essa teoria a interface rugosa é representada por pequenos dentes sem atrito com inclinação de ϕ , conforme diagramado na Figura 3.

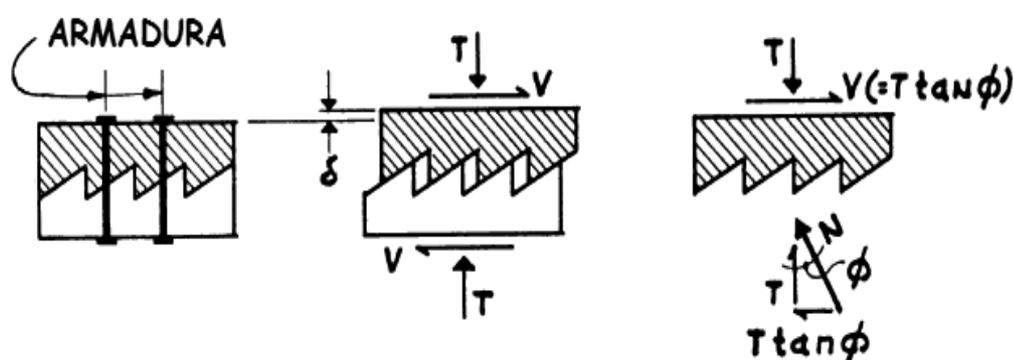


Figura 3 - Esquemática da teoria atrito-cisalhamento.
Fonte: Adaptado de BIRKELAND e BIRKELAND (1966).

Com a aplicação de uma força horizontal, ocorre o deslizamento entre interfaces. Porém os pequenos dentes provocarão afastamento das faces e tracionarão a armadura transversal, que por sua vez aplica forças de compressão “T” à interface. Fazendo o equilíbrio das forças horizontais se obtém a Equação 10. O coeficiente de atrito, $\text{tg } \phi$ é calculado usando o ângulo de atrito interno do concreto (ϕ).

$$V = T \cdot \text{tg } \phi = A_{sw} \cdot f_y \cdot \text{tg } \phi \quad (\text{N}) \quad (10)$$

Onde:

A_{sw} : área de armadura transversal, mm^2 ;

f_y : tensão de escoamento da armadura transversal, MPa;
 $\text{tg } \phi$: coeficiente de atrito, adimensional;
 V : força de cisalhamento resistente, N.

Para a relação ficar em termos de tensão resistente, os dois termos da Equação 10 podem ser divididos pela área de concreto cisalhado, resultando na Equação 11.

$$\tau = \rho \cdot f_y \cdot \text{tg } \phi \quad (\text{MPa}) \quad (11)$$

Onde:

f_y : tensão de escoamento da armadura transversal, MPa; $f_y \leq 414$ MPa
 $\text{tg } \phi$: coeficiente de atrito do concreto, adimensional;
 τ : tensão de cisalhamento resistente, MPa; $\tau_u \leq 5,5$ MPa;
 ρ : taxa geométrica de armadura transversal à interface, adimensional;
 ($\rho \leq 0,015$).

Considerando que a tensão normal também é devida a forças externas além de apenas a reação da armadura transversal, a Equação 11 em forma mais abrangente é representada pela Equação 12, que é essencialmente a forma generalizada da Equação 7.

$$\tau = (\rho \cdot f_y + \sigma_n) \text{tg } \phi \quad (\text{MPa}) \quad (12)$$

Onde:

σ_n : tensão de compressão, proveniente de forças externas agindo perpendicularmente ao plano de ruptura, MPa.

2.2 Ensaios de Cisalhamento Direto

Uma das principais aplicações do estudo da resistência ao cisalhamento do concreto é a quantificação do valor resistido no cisalhamento por vigas, um elemento estrutural normalmente solicitado por forças cortantes.

São comuns ensaios de flexão de viga à quatro pontos feitos em vigas de escala real para obter a resistência última ao cisalhamento. Por vezes esse tipo de ensaio é tecnicamente inviável e já existem métodos alternativos para avaliar essa resistência: os ensaios de cisalhamento direto.

Existem diferentes métodos para se estimar a resistência ao cisalhamento das interfaces de concreto por meio de cisalhamento direto. Dentre os tipos de ensaios destacam-se *push-offs* onde o cisalhamento ocorre devido a compressão aplicada no corpo-de-prova, Figura 4. Estes ainda não são ensaios padronizados. As próprias referências que serão abordadas neste trabalho são uma amostra das peculiaridades de cada experimento: Mattock e Hawkins (1972) utilizaram exemplares com um plano de cisalhamento de 250mm x130mm para peças do tipo *push-offs*, já Walraven, Frenay e Pruijssers (1987) utilizaram um plano de 120 mm x300mm; sendo que ainda existem diversas referências com outros valores para essa categoria de ensaio.

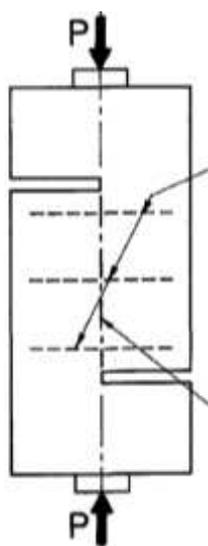


Figura 4 - Esquema de exemplares de corpos-de-prova do tipo *push-offs*.
Fonte: Adaptado de MATTOCK e HAWKINS(1972).

Baseados na teoria do atrito-cisalhamento e após a realização de uma série de ensaios de cisalhamento direto do tipo *push-off* Mattock e Hawkins (1972), propuseram a Equação 13 para determinar a tensão de cisalhamento última em interfaces de concreto armado monolítico.

$$\tau_u = 1,38 + 0,8(\rho \cdot f_y + \sigma_n) \quad (\text{MPa}) \quad (13)$$

Onde:

ρ : taxa geométrica de armadura transversal, adimensional;

f_y : tensão de escoamento da armadura transversal, MPa;

σ_n : tensão normal, MPa.

Sendo limitada a tensão de cisalhamento última para ser menor ou igual à 30% de f_c e o termo $\rho \cdot f_y + \sigma_n$ deve ser maior que 1,38 MPa.

Já Walraven, Frenay e Pruijssers (1987), utilizaram os resultados dos ensaios de *push-off* em 88 peças de concreto armado, propuseram a Equação 14 para determinar a resistência de interfaces pré-fissuradas, onde se demonstra uma dependência com a taxa de armadura transversal (ρ) e a resistência a compressão do concreto (f_c).

$$\tau_u = C_1 \cdot (\rho \cdot f_y)^{C_2} \quad (\text{MPa}) \quad (14)$$

Onde:

C_1 : $0,822 \cdot f_{cc}^{0,406}$, adimensional;

C_2 : $0,159 \cdot f_{cc}^{0,303}$, adimensional;

ρ : taxa de armadura transversal;

f_{cc} : resistência a compressão do concreto obtido com corpo-de-prova cúbico de 150mm, MPa;

f_c : $0,85 \cdot f_{cc}$, MPa.

Mattock (2001) analisou as equações da norma americana, ACI 318 (ACI, 1999), que trata da quantificação da resistência de cisalhamento por atrito no concreto armado, utilizando os resultados de 105 ensaios de *push-off* sugeriu duas equações para uma melhor representação da resistência de cisalhamento última na condição de cisalhamento entre interfaces de concreto.

Estabelecendo que a resistência ao cisalhamento é dada pela Equação 15 quando a somatória das forças internas e externas a interface for superior a $K_1/1,45$ ou quando a tensão última cisalhante for maior ou igual a $1,55.K_1$.

$$\tau_u = K_1 + 0,8.(\rho.f_y + \sigma_n) \quad (\text{MPa}) \quad (15)$$

Onde:

K_1 : $0,1.f_c$; não podendo ultrapassar 5,52 MPa;

ρ : taxa geométrica de armadura transversal, adimensional;

f_y : tensão de escoamento da armadura transversal, MPa;

σ_n : tensão normal, MPa.

No caso de a tensão normal na interface ser menor que $1,15.K_1$ e a tensão cisalhante for menos que $1,55.K_1$, usa-se a Equação 16, as variáveis têm as mesmas unidades da Equação 15.

$$\tau_u = 2,25(\rho.f_y + \sigma_n) \quad (\text{MPa}) \quad (16)$$

As duas equações acima têm como limites uma tensão cisalhante última como 30% da resistência à compressão do concreto (f_c) ou 16,55 MPa.

Sonnenberg, Maahaidi e Taplin (2003) escreveram um artigo fazendo testes de cisalhamento direto em concretos sem reforço de aço. O trabalho deles utilizou uma máquina de cisalhamento direto com capacidade de aproximada de 250 kN, que aplica forças normais e transversais simultaneamente no material ensaiado. Eles encontraram que a carga de ruptura dos exemplares sob constantes forças

normais é satisfatoriamente prevista pela teoria de Mohr-Coulomb; quando considerado um ângulo de atrito de 35° e coesão de $0,22.f_c$, para forças cisalhantes maiores que $0,15.f_c$; se menores o modelo superestimou a capacidade resistente do concreto.

Eles também constataram que há uma significativa diferença entre a coesão do concreto previamente fissurado e o concreto monolítico, a coesão do concreto pré-fissurado é apenas 60% do concreto não fissurado. Eles desenvolveram duas equações, uma para o concreto não fissurado e outra para o concreto pré-fissurado. Sendo que cada uma tem dois ramos, com mudança de inclinação no limite de $0,15.f_c$.

Para o concreto inicialmente intacto, para força normal aplicada menor que 15% de f_c , a resistência de cisalhamento última é dada pela Equação 17.a.

$$\tau_u = 1,41.\sigma_n + 0,1.f_c \quad (\text{MPa}) \quad (17.a)$$

Onde:

f_c : resistência a compressão axial do concreto, MPa;

σ_n : tensão normal, MPa.

Para valores de força normal superiores ao limite citado usa-se a Equação 17.b, sendo usadas as mesmas unidades descritas para a Equação 17.a.

$$\tau_u = 0,7.\sigma_n + 0,22.f_c \quad (\text{MPa}) \quad (17.b)$$

Neste trabalho Sonnenberg, Maahaidi e Taplin (2003) discutem o fato e que os ensaios de cisalhamento feitos em vigas não são equivalentes aos ensaios do tipo *push-offs* e outros ensaios de cisalhamento direto, pois estes não conseguem descrever em totalidade os fenômenos que ocorrem em uma viga, pois essas propriedades são influenciadas pela geometria das peças.

A norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990) possui um método de ensaio específico para ensaios de cisalhamento direto em concretos com reforços de fibra

de aço. Neste ensaio é necessário o uso de um suporte de aço específico e os corpos-de-prova são moldados com dois planos com redução da área da seção (Figura 5), com o objetivo de induzir o cisalhamento nestes planos. Muitos pesquisadores utilizam este tipo de ensaio para concretos de composições alternativas.

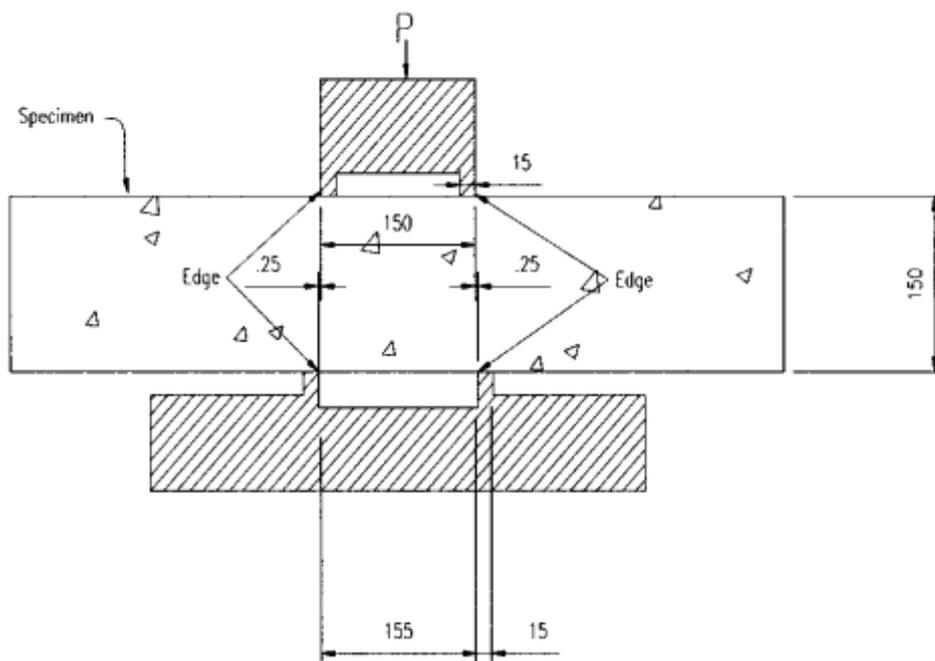


Figura 5 - Esquema de instrumentos para ensaio de acordo com a norma japonesa SF-6.
Fonte: Mirsayah e Banthia (2002)

Mirsayah e Banthia (2002) estudaram a resistência ao cisalhamento em misturas com dois tipos de fibras de aço, variando percentuais de fibras de aço por área da seção para comparação com concretos sem fibras. O seu modelo de ensaio se baseou na norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990). Seus exemplares eram blocos prismáticos de dimensões 150 mm x 150 mm x 500 mm. Os blocos de concretos possuem áreas reduzida em duas seções; sendo esta redução de 2,5 mm de espessura e 15 mm de profundidade em todo perímetro da peça, Figura 5.

Wang *et al.* (2013) estudaram concretos com substituição total dos agregados graúdos por agregados reciclados (AR), variando as taxas de consumo de água com aditivos, através de testes de cisalhamento direto baseados na norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990), com blocos de 150 mm x 150 mm x 500 mm. Os resultados demonstraram que as forças de compressão, resistência a flexão e

tensão resistente ao cisalhamento direto dos concretos com AR apresentaram resistências 13% inferiores aos concretos com agregados convencionais.

Kalwane, Ghugal e Dahake (2016) realizaram dois modelos de ensaios de cisalhamento direto: *push-off* e cisalhamento direto duplo baseado na norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990). Para o teste *push-off* foi feito um molde “S”, obtendo uma peça de concreto monolítico com as seguintes dimensões principais 150 mm x150 mm x450 mm com dois entalhes em lados opostos delimitando a forma “S”, possuindo dimensões de 25 mm x75 mm x150 mm, sendo obtido com os entalhes um único plano de cisalhamento. Para o teste com dois planos de corte as peças tinham também 150 mm x150 mm x450 mm, mas haviam também sulcos de 15 mm em todo perímetro da peça em dois planos distando 150 mm entre si. Esses sulcos que direcionam o plano de corte para ocorrer nessa região de seção reduzida. Os ensaios com duplo plano de cisalhamento apresentaram resultados superiores para resistência última de corte que os testes de *push-off*.

2.3 Critérios de Resistência ao Cisalhamento Apresentados em Normas

As normas vigentes de dimensionamento de estruturas de concreto armado solicitadas por tensões cisalhantes estão majoritariamente relacionadas às vigas com armadura, sendo que em algumas normas a resistência ao cisalhamento devida apenas ao próprio concreto é considerada como uma parcela independente (V_c).

A norma americana ACI 318R (ACI, 2014) possuiu uma fórmula geral e uma fórmula simplificada para a parcela de cisalhamento resistida por elementos de concreto armado, sendo aplicáveis a concretos com resistência inferior a 70 MPa. A Equação 18 corresponde à fórmula geral da resistência do cisalhamento devida ao concreto.

$$V_c = \left(0,16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V_f d}{M_f} \right) b_w d \leq 0,29 \cdot \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{N}) \quad (18)$$

Onde:

f_c : resistência de compressão no concreto, MPa;

b_w : é a largura da viga, mm;

d : altura útil da seção transversal, mm;

ρ_l : taxa de armadura longitudinal;

M_f : momento fletor fatorado na seção, N.mm;

V_f : força cortante fatorada na seção, N.

Existe também uma fórmula simplificada, para seções sem armadura longitudinal, que é dada pela Equação 19 que usa as mesmas unidades da Equação 18.

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c}b_wd \quad (\text{N}) \quad (19)$$

No entanto, as Equações 18 e 19 são usadas para dimensionamento de vigas, em outra seção desta norma a resistência por atrito cisalhante em interfaces de concretos monolíticos, de diferentes idades, onde há possível fissuração. Sendo o cisalhamento estimado pela Equação 20.

$$V_n = A_{vf}f_y \operatorname{tg}\phi \quad (\text{N}) \quad (20)$$

Onde:

A_{vf} : área de armadura para atrito-cisalhamento, mm²;

f_y : tensão de escoamento da armadura transversal, MPa;

$\operatorname{tg}\phi$: coeficiente de atrito, adimensional.

Os valores de coeficiente de atrito são representados por $\operatorname{tg}\phi$ e estão dispostos na Tabela 1.

Tabela 1 - Coeficientes de atrito de concretos convencionais

Forma de ligação	$\operatorname{tg}(\phi)$
Concreto concretado monoliticamente	1,4
Concreto de idades diferentes com superfície rugosa	1,0
Concreto de idades diferentes com superfície lisa	0,6
Concreto com aço e conectores metálicos soldados	0,7

Fonte: Adaptado de ACI 318R (2014).

A norma da comunidade europeia, EUROCODE 2 (CEN, 2004), apresenta uma expressão para determinação da resistência em elementos de concreto sem armadura transversal (Equação 21).

$$V_c = 0,18 k (100\rho_l f_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{N}) \quad (21)$$

Onde:

ρ_l : taxa geométrica de armadura longitudinal, menor ou igual à 2 %;

f_c : resistência de compressão no concreto, MPa;

b_w : largura da viga, mm;

d : altura útil da seção, mm.

O valor de f_c é usado em MPa, e os valores de b_w (largura da viga) e d (altura útil da seção) em milímetros. Sendo k descrito pela Equação 22.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (22)$$

Lembrando que d é usado na unidade de milímetros. Porém esta norma não apresenta equação para determinação da resistência por atrito cisalhante.

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) considera que a resistência ao cisalhamento de concretos com resistência à compressão entre 20 e 90 MPa é dada pela Equação 23.

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{N}) \quad (23)$$

Onde:

f_{ctd} : resistência de cálculo à tração, MPa;

b_w : largura da viga, mm;

d : altura útil da seção, mm.

E V_{c0} é a força cortante de referência, quando o ângulo de inclinação das bielas de compressão é 45° ; e a resistência de cálculo à tração (f_{ctd}) é obtida conforme as equações da NBR 6118 (ABNT, 2014), e os valores de dimensões da seção devem ser usados em milímetros para se obter essa força com unidades do Sistema Internacional (SI).

Os concretos de alta resistência se comportam de forma diferente a tração. A fórmula para resistência a tração média para concretos convencionais (até classe C50) é a Equação 24.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_c^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad (24)$$

Onde:

f_c : resistência de compressão no concreto, MPa.

A resistência média à tração, para concretos de resistência à compressão de classe 55 até 90 MPa é dada pela Equação 25.

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_c) \quad (\text{MPa}) \quad (25)$$

A norma canadense CAN A23.3 (CSA, 2004) apresenta um método geral para quantificar a resistência do cisalhamento de vigas, utilizando a Equação 26 para estimar a parcela resistida pelo concreto ao cisalhamento (V_c).

$$V_c = \beta \sqrt{f_c} b_w d_v \quad (\text{N}) \quad (26)$$

Onde:

f_c : resistência a compressão do concreto, MPa;

b_w : largura da viga, mm;

d_v : altura útil de cisalhamento, mm;

β : coeficiente relativo à resistência ao cisalhamento do concreto fissurado (ver Equação 27).

$$\beta = \frac{0,4}{(1+1500\varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000+S_{ze})} \quad (27)$$

Onde:

ε_x : Deformação específica na direção x;

S_{ze} : Parâmetro de espaçamento equivalente das fissuras.

Para vigas não protendidas os termos descritos são calculados usando as Equações 28 e 29.

$$\varepsilon_x = \frac{M/d_v + V}{2.E_s.A_{sl}} \quad (28)$$

Onde:

M: momento devido a cargas fatoriais, N.mm;

d_v : altura útil de cisalhamento da viga, mm;

V: força cortante, N;

E_s : módulo de elasticidade do aço, MPa;

A_{sl} : área longitudinal de aço, mm².

$$d_v \geq \begin{cases} 0,9.d \\ 0,72.h \end{cases} \quad (29)$$

Onde:

d: altura útil da viga, mm;

h: altura da viga, mm.

Para elementos com armadura S_{ze} é 300mm. Quando não há armadura usa se a Equação 30.

$$S_{ze} = \frac{35 d_v}{15+a_g} \quad (30)$$

Onde:

a_g : dimensão máxima do agregado graúdo, mm²;
 d_v : altura efetiva da viga, mm.

Para análise de transferência de cisalhamento entre interfaces de concreto, a norma canadense usa a Equação 31, que é aplicável para testes de cisalhamento direto.

$$v_r = \lambda \phi_c (c + tg\phi \cdot \sigma) + \phi_s \cdot \rho \cdot f_y \cos\alpha_f \quad (\text{MPa}) \quad (31)$$

Onde:

λ : coeficiente de redução de agregados leve, sendo 1 para concretos convencionais (densidade convencional), adimensional;
 ϕ_c : coeficiente de minoração do concreto, adimensional;
 ϕ_s : coeficiente de minoração do aço, adimensional;
 c : coesão do concreto, MPa;
 $tg\phi$: coeficiente de atrito do material, adimensional;
 σ : tensão normal efetiva, Mpa;
 ρ : taxa de armadura, adimensional;
 f_y : tensão de escoamento da armadura, MPa;
 $\cos(\alpha_f)$: cosseno do ângulo de inclinação da armadura transversal.

Para posterior análise e comparação com outras normas e resultados experimentais não serão utilizará os fatores de minoração. O valor de sigma especificado pela norma canadense consultada é dado pela Equação 32.

$$\sigma = \rho_v f_y \text{sen}\alpha_f + \frac{N}{A_g} \quad (\text{MPa}) \quad (32)$$

Onde:

ρ_v : taxa de armadura transversal, adimensional;
 f_y : tensão de escoamento da armadura transversal, MPa;
 α_f : ângulo entre plano de cisalhamento e reforço em aço (geralmente 90 °);

N: carga perpendicular permanente ao plano de cisalhamento coeficiente de minoração do concreto, N;

A_g : área do plano de cisalhamento, mm².

Para concretos produzidos monoliticamente a norma considera que a coesão é de 1 MPa e que o coeficiente de atrito é 1,40. Para outras condições os coeficientes estão na Tabela 2. A norma canadense também limita o termo de contribuição do concreto ($\lambda\phi_c(c + tg\phi.\sigma)$) à um valor inferior à 25% da resistência de compressão do concreto multiplicada também pelo fator de redução do concreto.

Tabela 2 - Coeficientes de atrito e coesão de concreto

Condição da superfície	c (MPa)	tg(ϕ)
Concreto aplicado sobre concreto endurecido limpo, com superfície rugosa não intencionalmente	0,25	0,6
Concreto aplicado sobre concreto endurecido limpo, com superfície rugosa intencionalmente	0,5	1,0
Concreto aplicado monoliticamente	1,0	1,4
Concreto com aço e conectores metálicos soldados	0	0,6

Fonte: Adaptado de CAN A23.3 (CSA, 2004)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Um programa experimental foi executado visando comparar as resistências ao cisalhamento direto de uma dosagem de concreto convencional e duas dosagens de concreto autoadensável, obtidos com variação da granulometria e volume dos agregados graúdos e variando o teor de finos nas misturas. A etapa de produção dos concretos foi realizada no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) e a etapa de ruptura das peças foi desenvolvida no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Paranaense, ambos situados na cidade de Toledo –PR.

3.1 Materiais

Para desenvolvimento deste trabalho foram escolhidas três dosagens de concreto apresentados em Savaris (2016), sendo elas adaptadas para as especificidades dos materiais disponíveis na região de Toledo-PR. A seguir estão descritas as características dos materiais utilizados.

3.1.1 Aglomerante

Como aglomerante foi utilizado cimento de Alta Resistência Inicial, CPV -ARI da marca Votoran. Este possui menor tamanho de partículas que outros cimentos do tipo Portland, o que é favorável a trabalhabilidade do concreto, ele também possui rápido tempo de pega e assim possibilita a desforma em 24 horas.

3.1.2 Caracterização Agregados

Para agregado miúdo foi utilizada areia natural de rio e rocha basáltica britada para agregados graúdos, com dimensão máxima característica (DMC) de 9,5 mm (brita 0) e 19 mm (brita 1). Os agregados utilizados foram caracterizados com os seguintes parâmetros: distribuição granulométrica (NBR NM 248 (ABNT, 2003)), massa específica e massa específica aparente para agregados miúdos e graúdos, (NBR NM 52 (ABNT, 2009) e NBR NM 53 (ABNT, 2009)).

A partir do ensaio de distribuição granulométrica encontraram-se os valores de diâmetro máximo característicos dos agregados e seus respectivos módulos de finura seguindo a norma supracitada. Os valores dessas características estão apresentados na Tabela 3. Continuando a caracterização dos agregados determinou-se a massa específica e massa específica aparente dos agregados miúdos e graúdos, todas estas propriedades foram resumidas na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades dos agregados selecionados.

Propriedades	Areia Natural	Brita 0	Brita 1
Dimensão máxima característica-DMC (mm)	2,4	9,5	19,0
Módulo de finura	2,16	5,47	6,69
Massa específica (kg/dm ³)	1,58	2,78	2,84
Massa unitária (kg/dm ³)	1,58	1,42	1,54

As curvas granulométricas dos agregados estão representadas no Apêndice A, onde também consta uma tabela com os valores das porcentagens retidas acumuladas em cada peneira.

3.1.3 Fíler

Nos concretos autoadensáveis foi utilizado o fíler calcário, com a intenção de aumentar a viscosidade da mistura sem modificar a resistência a compressão do concreto endurecido.

O fíler calcário calcítico foi obtido na empresa Calfipar, localizada em Almirante Tamandaré-PR, sendo suas propriedades químicas e físicas apresentadas nas Tabelas 4 e 5, as quais foram informadas pelo fabricante.

Tabela 4 - Características químicas do fíler calcário.

Composto	Teor (% em massa)
CaO	47,0 a 50,0
MgO	3,2 a 4,5
Fe ₂ O ₃	0,2
Perda ao fogo	39,5 a 42,0
Resíduo insolúvel	5,0 a 9,0

Fonte: Calfipar.

Tabela 5 - Granulometria do filer calcário.

Abertura da peneira (μm)	% retida
297	0,0
177	0,0 a 0,4
74	6,0 a 8,0
% Passante na peneira 74	92,0 a 94,0

Fonte: Calfipar.

3.1.4 Aditivo

Para os concretos autoadensáveis foi utilizado o aditivo superplastificante a base de policarboxilato de sódio, TEC-FLOW 8000 da marca Grace, para aumentar a trabalhabilidade do concreto. As suas especificações constam na Tabela 6, fornecidas pelo fabricante.

Tabela 6 - Especificações do aditivo TEC-FLOW 8000.

Propriedade	Característica
Componente químico	Policarboxilato Modificado
Faixa de concentração	49%
Cor e odor	Amarelo turvo e odor característico
Peso específico	$1,10 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$
Voláteis (% em massa)	51,0%
Estado físico à temp. ambiente	Líquido
Ph	$5,5 \pm 1,0$

Fonte: Grace (2017).

3.2 Produção de Concretos

3.2.1 Definição de Dosagens

Os traços de concreto de referência apresentados por Savaris (2016) resultaram em concretos de resistência média à compressão superior a 35 MPa. Para este trabalho foram adaptados três dosagens de Savaris (2016), resultando nos seguintes traços em volume: um concreto convencional (CC1) , para controle, de traço 1:2,43:2,80 (cimento:areia:brita) e foram escolhidas duas dosagens de concreto autoadensável uma denominada CA0N de traço 1:1,58:0,82:2,80 (cimento:areia:fíler:brita), que foi obtida através da substituição em massa de 35%

do agregado miúdo por fíler, substituição em massa da brita 1 por brita 0 e adição de superplastificante, e o segundo traço de concreto autoadensável foi obtido através da substituição de 30% do volume de agregado graúdo do traço CA0N por agregado miúdo, sendo então denominado como CA0R e resultando na seguinte dosagem 1:2,42:0,82:1,96 (cimento:areia:fíler:brita).

Para as três dosagens foi utilizada a mesma relação água cimento (a/c), igual a 0,52. Na Tabela 7 são apresentados os consumos de material para produção de 1 m³ de concreto.

Tabela 7 - Misturas utilizadas e seus respectivos consumos.

Mistura	Quantidade por m ³ de concreto						
	Cimento (kg)	Fíler (kg)	Areia Natural (kg)	Brita 1 (kg)	Brita 0 (kg)	Água (kg)	Aditivo S.P. (kg)
CC1	384,75	-	817,85	1031,83	0	200,07	-
CA0N	384,75	286,25	531,60	-	1031,83	200,07	1,73
CA0R	384,75	286,25	814,19	-	722,28	200,07	1,92

Inicialmente foi adicionado 0,3%, da massa de cimento de aditivo superplastificante; porém durante a produção do concreto foram realizados ajustes nesta quantidade com base na fluidez visualmente observada no concreto. Os valores percentuais de aditivo utilizados, que atingiram os indicativos visuais desejados para um concreto autoadensável foram, para CA0N e CA0R, respectivamente, 0,45% e 0,50%.

3.2.2 Produção de Concreto e Moldagem de Corpos-de-Prova

Para cada dosagem de concreto foram necessários 85 litros de concreto, produzidos em uma betoneira de 120 litros. Sendo que para cada traço foram moldados 6 corpos-de-prova prismáticos (150mm x150mmx 500mm) para os ensaios de cisalhamento direto e 6 corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, destinados aos ensaios de resistência à compressão e tração por compressão diametral.

Os exemplares prismáticos foram moldados em formas de MDF (do inglês *medium density fiberboard*) plastificado com as dimensões 500 mm x 150 mm x 150 mm. Para se induzir que a peça rompa simultaneamente em dois planos de semelhantes de cisalhamento, a peça foi dividida em três partes aproximadamente iguais, sendo feita uma redução da seção da peça em dois planos distando 150 mm entre si. A redução da seção foi realizada com um vinco na peça em todo o seu perímetro com profundidade de 19 mm e espessura de 3,0 mm em dois planos distintos conforme mostra a Figura 6.

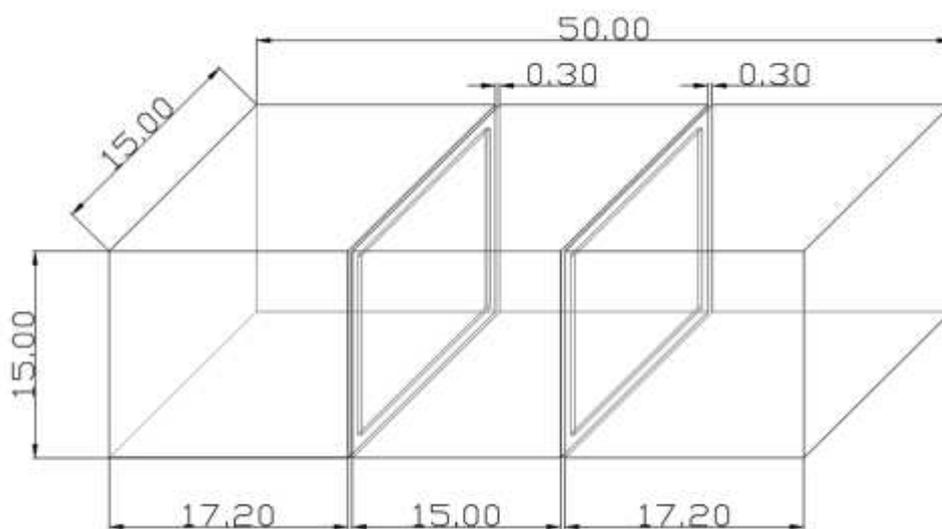


Figura 6 - Geometria dos exemplares de concreto para cisalhamento, medidas em centímetros.

Para obter essas duas seções de área reduzida foram encaixadas barras metálicas, de espessura 3,0mm e 30 mm de largura. O objetivo era que os dois planos de cisalhamento tivessem áreas iguais com dimensões de 112mm x 112mm. A distância entre os planos era de 150 mm, para o perfeito encaixe do molde de aço, especificamente moldado neste tipo de ensaio para distribuir simetricamente a carga aplicada. Durante a montagem das formas percebeu-se que algumas barras não estavam completamente perpendiculares e firmes, as barras de menor comprimento que ficaram na posição vertical, Figura 7, estas foram então fixadas com silicone para evitar a movimentação no momento de lançamento do concreto.



Figura 7 - Forma para molde de corpos-de-prova prismático com barras metálicas.

Os exemplares de concreto convencional foram adensados utilizando vibrador mecânico, sendo desnecessário este procedimento nos exemplares de concreto autoadensável. Todas peças foram desmoldadas e identificadas após 24 horas, sendo submetidas à cura em tanque de água até o sétimo dia de idade e então curados ao ar livre, em condições de temperatura média de 22°C e umidade relativa do ar média de 60%, até completar 28 dias de idade.

3.2.3 Caracterização dos Concretos nos Estados Fresco e Endurecido

Durante a produção do concreto foram realizados os ensaios de abatimento de tronco de cone no concreto convencional, de acordo com a norma NBR NM 67 (ABNT, 1998) e para os traços de CAA foram determinados o espalhamento, habilidade passante e viscosidade plástica aparente, seguindo os procedimentos da norma NBR 15823 (ABNT, 2010).

Os corpos-de-prova cilíndricos foram submetidos aos testes de compressão axial, conforme a NBR 5739 (ABNT, 2007), e tração por compressão diametral (NBR, 7222; ABNT, 2011). Foram utilizados 6 corpos-de-prova para cada traço, 3 para cada ensaio e todos foram rompidos aos 28 dias.

3.3 Montagem e Execução do Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados utilizando a Máquina Universal de Ensaios da marca Edutec, com capacidade de carga de 1000 kN, disponibilizada pela UNIPAR *Campus* Toledo. Para realização do ensaio foi confeccionado um molde de aço, conforme apresentado na Figura 8. Esse molde foi feito conforme a norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990), e a sua largura é igual à dos corpos-de-prova prismáticos, 150 mm.

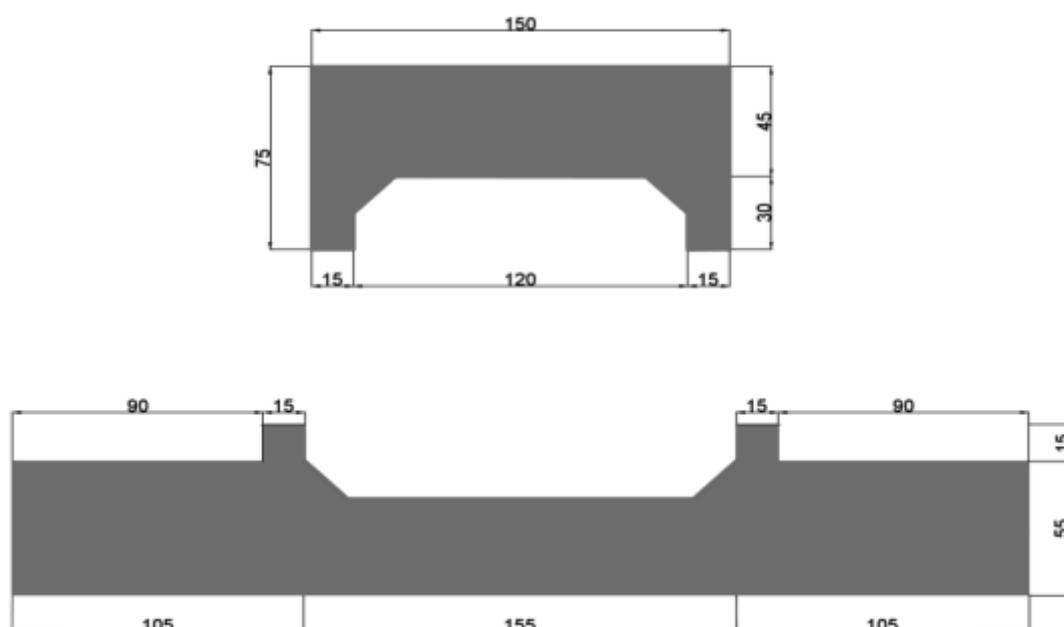


Figura 8 - Molde para ensaio de cisalhamento direto, dimensões em milímetros.

Após instalação do corpo-de-prova no molde de aço o carregamento foi aplicado de forma contínua, com velocidade de deslocamento de 2 mm/min, até a ruptura do corpo-de-prova, obtendo-se através da célula de carga instalada na máquina de ensaios a carga máxima aplicada. A disposição das peças de suporte com os prismas pode ser vista na Figura 9. Na execução dos ensaios sempre se verificou o alinhamento dos vincos com os dentes da peça de suporte de aço, para garantir que o plano de rompimento seja o previsto e conseguir uma distribuição simétrica da carga aplicada em ambos planos de cisalhamento.

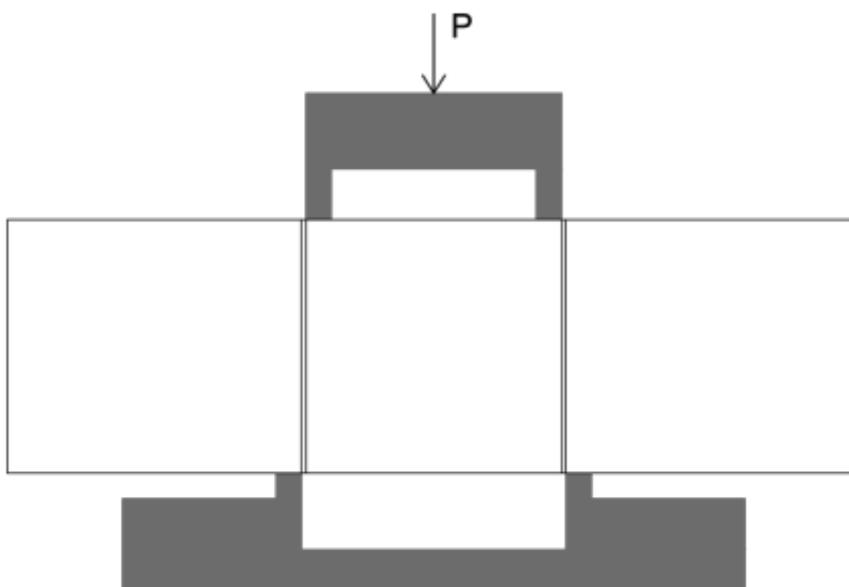


Figura 9 - Esquemática do ensaio e transferência de cargas.

A tensão cisalhante última foi determinada considerando a existência de dois planos de corte de áreas idênticas, utilizando a Equação 33, retirada da norma SF-6 (JSCE, 1990). Após a ruptura dos corpos-de-prova, as áreas dos planos de cisalhamento foram medidas utilizando um paquímetro eletrônico.

$$\tau_u = \frac{\text{Carga máxima aplicada}}{2.A_{cis}} \quad (\text{MPa}) \quad (33)$$

Onde:

τ_u : tensão cisalhante última, MPa;

Carga máxima aplicada: em N;

A_{cis} : área de um plano de corte em mm².

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Materiais

4.1.2 Propriedades dos Concretos no Estado Fresco

Foram feitos quatro ensaios para caracterizar os concretos no estado fresco a saber ensaios de: abatimento (concreto convencional), espalhamento, viscosidade e habilidade passante. Na Tabela 8 são apresentados os resultados obtidos com os ensaios de *Slump Test*, Método do cone de Abrams (*Slump Flow*), Método do funil V e Método da caixa L. A NBR 15823-1 (ABNT, 2010) diz que o concreto não pode apresentar exsudação, isto é, a ascensão da água de amassamento no concreto.

Tabela 8 - Propriedades físicas do concreto fresco.

Ensaio e Propriedades		Concretos		
		CC1	CA0N	CA0R
Slump	abatimento (cm)	12,5	-	-
Slump Flow	df (cm)	-	49	77
		-	48	75
	df _m (cm)	-	47	76
Funil V	t(s)	-	17,3	11,68
Caixa L	h ₁ (cm)	-	10,5	7,5
	h ₂ (cm)	-	0,5	6,7
	h ₂ /h ₁	-	0,048	0,893
Consistência		S100	-	-
Espalhamento		-	-	SF3
Viscosidade		-	VF2	VF2
Habilidade Passante		-	-	PL2

O concreto vibrado (CC1) foi classificado como adequado para o uso em elementos estruturais com lançamento convencional de concreto, classe de consistência S100, conforme a norma NBR 8953 (ABNT, 2015), Tabela 8.

No primeiro traço autoadensável, CA0N, foram adicionados 163,5 g de aditivo, correspondente à 0,5% da massa de cimento, atingindo o limite de utilização,

pois se verificou o início de exsudação, conforme demonstrado na Figura 10. Considerando os resultados do espalhamento este traço seria rejeitado como autoadensável, foi obtido um espalhamento de 470mm, observando-se a NBR 15823-1 (ABNT 2010) o valor mínimo exigido é de 550mm. No trabalho de Savaris (2016) este concreto apresentou espalhamento igual à 705 mm, essa diferença é possivelmente devida à utilização e agregado de origem granítica, que apresenta formato mais arredondado que o utilizado neste trabalho. Esse traço também não atingiu o valor mínimo de habilidade passante que é uma relação h_2/h_1 maior que 0,8; apresentando um valor muito abaixo disso. Desta forma este pode ser denominado um concreto convencional de maior trabalhabilidade, mas não autoadensável. Optou-se por não refazer este traço, dando-se continuidade aos testes de cisalhamento com o concreto obtido.

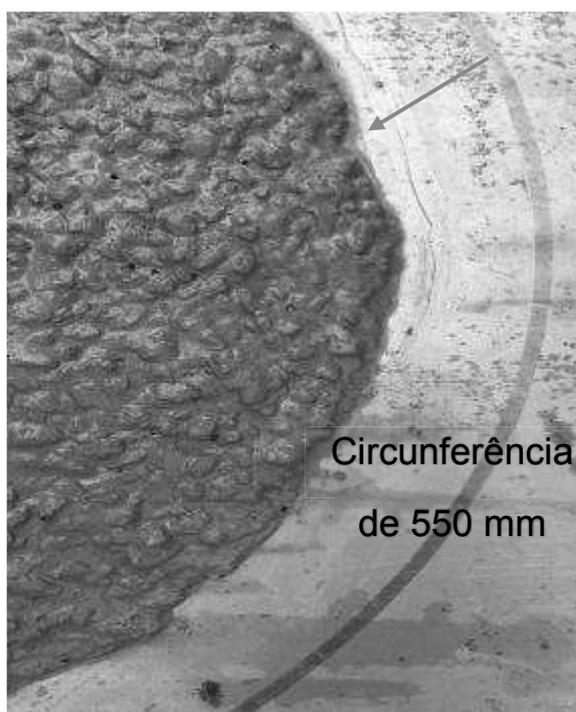


Figura 10 - Representação estado limite de aditivo para o concreto fresco CA0N.

O último traço concretado, CA0R, foi preparado com 0,454% de aditivo no traço. Este rapidamente apresentou características de concreto autoadensável sem presença de segregação ou exsudação. Foi adicionado um maior percentual de aditivo que no trabalho de Savaris (2016), onde os valores eram em torno de 0,3% de aditivo, novamente se atribui isso devido as diferenças dos agregados. O mesmo

atingiu desempenho de acordo com as exigências da NBR 15823 (ABNT, 2010) em todos os parâmetros ensaiados, os valores obtidos e respectivas classificações estão na Tabela 8. Os respectivos valores são de 760mm de espalhamento (classe SF3), tempo de escoamento no funil V de 11,28 segundos (classe VF2) e habilidade passante com a relação h_2/h_1 de 0,893 (classe PL2).

O primeiro traço autoadensável produzido demandava grande quantidade de aditivo e chegou ao ponto limite de utilização de aditivo, decidiu-se por não refazer o traço, mas esse desempenho pode ser explicado devido a alterações do tipo da forma dos agregados graúdos em relação ao traço adaptado da referência. Poderia ter-se feito um novo traço análogo ao CA0R reduzindo-se o percentual de substituição de graúdos por areia. Para obtenção do último traço, CA0R, havia se substituído em 30% o volume do agregado graúdo por a massa equivalente de areia, e assim se obteria um novo traço de concreto autoadensável dentro das especificações de aceitação da NBR 15823 (ABNT 2010).

A mistura de CA0R também apresentou um grande percentual de aditivo, evidenciando novamente a influência da alteração da forma dos agregados adotados nas misturas deste trabalho em relação ao agregado do trabalho de referência. Neste trabalho se utilizaram agregados graúdos de origem basáltica que possuem partículas de formas lamelar, ao passo que a pesquisa de Savaris (2016) utilizou agregados graníticos que possuem forma esféricas o que é favorável para habilidade passante da mistura.

4.1.3 Propriedades do Concreto no Estado Endurecido

Os concretos obtidos dos traços CC1, CA0N e CA0R apresentaram as resistências médias à compressão axial, média obtida com três corpos de prova, que estão na Tabela 9.

Tabela 9 - Propriedades dos concretos aos 28 dias de idade.

Concretos	fcm (MPa)	fct,m (MPa)
CC1(controle)	46,19	3,86
CA0N	49,91	4,07

CA0R	56,28	4,18
-------------	-------	------

Os traços resultaram em concretos de boa resistência média, todos foram rompidos com a idade característica de 28 dias, apresentando resistências a compressão (f_{cm}) de 46,2 Mpa, 49,9 MPa e 56,3 MPa, para os concretos CC1, CA0N e CA0R respectivamente. Os valores de resistência a tração (f_{ctm}) foram obtidos em ensaio de tração por compressão diametral, utilizando 3 corpos de prova por traço.

De acordo com as expectativas os traços resultaram em concretos de grande resistência, embora nem todos sendo classificados como de alta resistência, isso era esperado porque se utilizou um agregado graúdo basáltico, que possui grande resistência mecânica, e também pela utilização do cimento CPV-ARI.

Vale ressaltar que a relação água/cimento foi mantida estrategicamente fixa para todas misturas. Este é um fator principal para determinar a resistência do concreto, pois ela tem majoritária influência na porosidade da matriz de cimento e da zona de transição entre matriz e agregado graúdo. Entretanto outras características como adensamento, dimensões, composição mineralógica dos agregados, incremento com adições minerais, aditivos químicos e proporções de materiais também alteram significativamente essa resistência. Foram as combinações desses fatores que fizeram os traços de concretos autoadensáveis apresentarem maior resistência a compressão do que o concreto convencionalmente vibrado, mesmo que todos possuíam igual relação de água cimento.

4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Após a caracterização dos materiais, produção do concreto, moldagem, desforma e completa cura dos concretos foram executados os ensaios de cisalhamento direto. Nestes foram registradas as forças cortantes últimas dos corpos-de-prova de cada tipo de concreto ensaiados com idade de 28 dias.

A Figura 11 apresenta os corpos-de-prova montados no molde de ensaio de cisalhamento direto.



Figura 11 - Disposição de peça prismática de concreto na prensa com o suporte metálico.

O carregamento foi aplicado continuamente até a ruptura da peça. Não foram observadas fissuras fora do plano de ruptura. A maioria dos prismas de concreto convencional não romperam simultaneamente nos dois planos. Mas para outros traços os prismas ensaiados chegaram a romper simultaneamente nos dois planos, como foi o caso do exemplar de concreto CA0N visto na Figura 12.



Figura 12 - Exemplo da mistura CA0N rompido nos planos previstos.

A grande maioria dos corpos-de-prova dos traços autoadensáveis romperam nos planos previstos, havendo maiores desvios desses planos nos traços de concreto vibrado, CC1. Após a falha das peças prismáticas mediu-se, com o auxílio de um paquímetro eletrônico, as efetivas medidas dos planos de corte, Figura 13, para posterior aplicação na norma japonesa SF-6 (JSCE 1990), os valores obtidos estão destacados na Tabela 10.

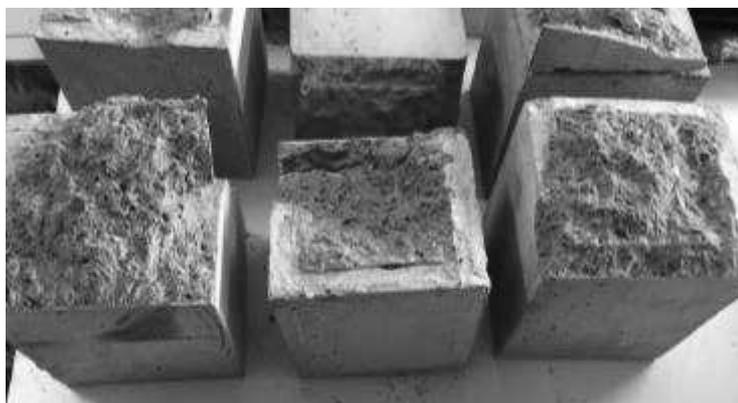


Figura 13 – Exemplo de prisma rompido por cisalhamento do concreto CA0R.

Tabela 10 - Medições dos lados dos planos de cisalhamento.

Prisma	Lado Médio dos Planos de Corte (cm)		
	CC1	CA0N	CA0R
1	11,31	10,93	11,10
2	11,12	11,31	10,79
3	11,27	11,13	11,23
4	11,16	11,02	11,17
5	11,14	11,09	11,10
6	11,24	11,31	11,15
Média	11,20	11,13	11,09

A execução do método foi simples, porém deve-se ter muita precisão com a forma de se adquirir a redução da seção, de modo à obter lados com dimensões uniformes e totalmente perpendiculares. A norma japonesa descreve os aparatos para execução do ensaio, mas não faz menção de uma forma para confecção do prisma com as seções de área reduzida para indução dos planos de corte. Portanto, fica a critério dos pesquisadores encontrarem a forma mais conveniente para a moldagem dos corpos-de-prova. O método utilizado foi através do encaixe barras metálicas nas formas de *MDF*, de modo geral foi possível se obter uma redução uniforme da seção nas áreas desejadas para que os planos de corte ocorressem na superfície pré-determinada.

As dimensões dos planos de ruptura utilizadas no cálculo da resistência ao cisalhamento, de acordo com a Equação 33, foram as listadas na Tabela 10.

4.3 Forças de Cisalhamento Últimas

A prensa em que foram realizados os ensaios, Edutec, era conectada à um computador que registrava as cargas aplicadas e o deslocamento dos apoios, com estes dados era gerado um gráfico de força por deslocamento. Uma curva típica de falha do concreto, material considerado frágil, pode ser vista na Figura 14.

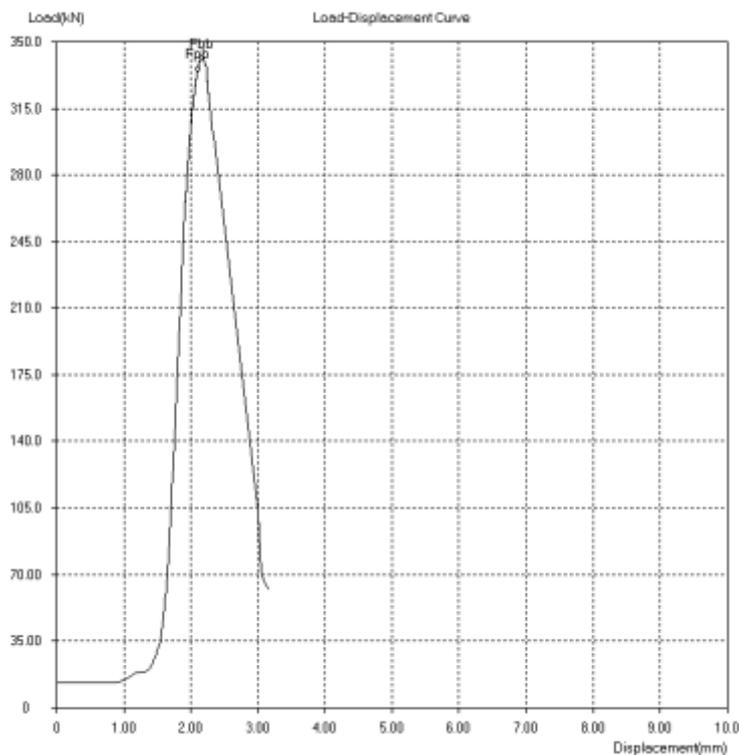


Figura 14 - Gráfico típico de ruptura do concreto gerado pelo computador para o ensaio de compressão de uma amostra do traço CA0N.

Analisando as curvas obtidas para os exemplares rompidos ao cisalhamento aconteceu um comportamento atípico nos exemplares de concreto convencional, os gráficos mostram que houve um pico, então uma brusca queda e depois outro pico de valor maior que o primeiro máximo registrado, Figuras 15 e 16. Por isso, foi considerado que os valores do menor pico como força última resistida pelo concreto, esse segundo pico seria uma situação de realocação do suporte e rompimento em outros planos diferentes dos planos de cisalhamento pré-determinados.

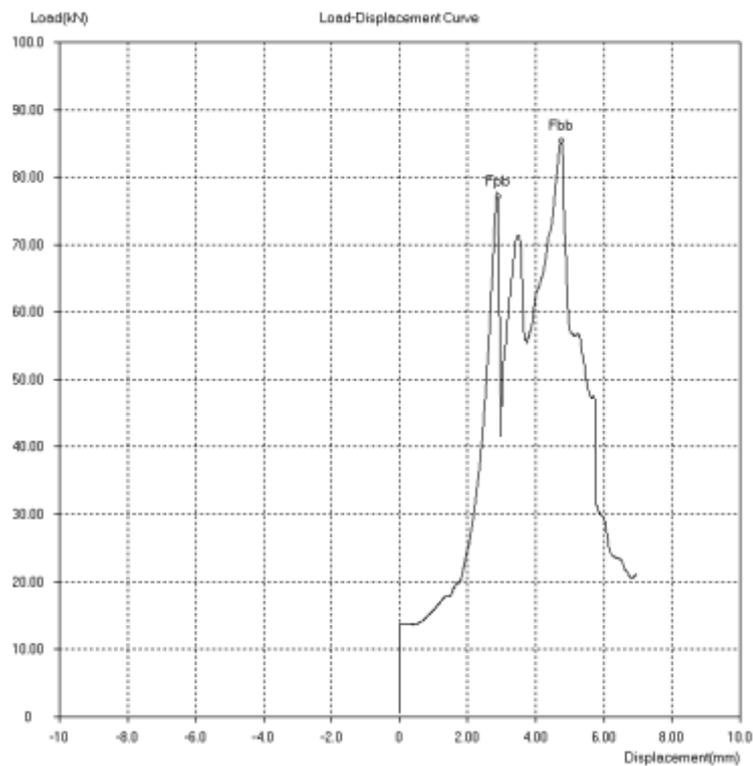


Figura 15 - Gráfico comportamento no ensaio de cisalhamento do exemplar 1 do CC1.

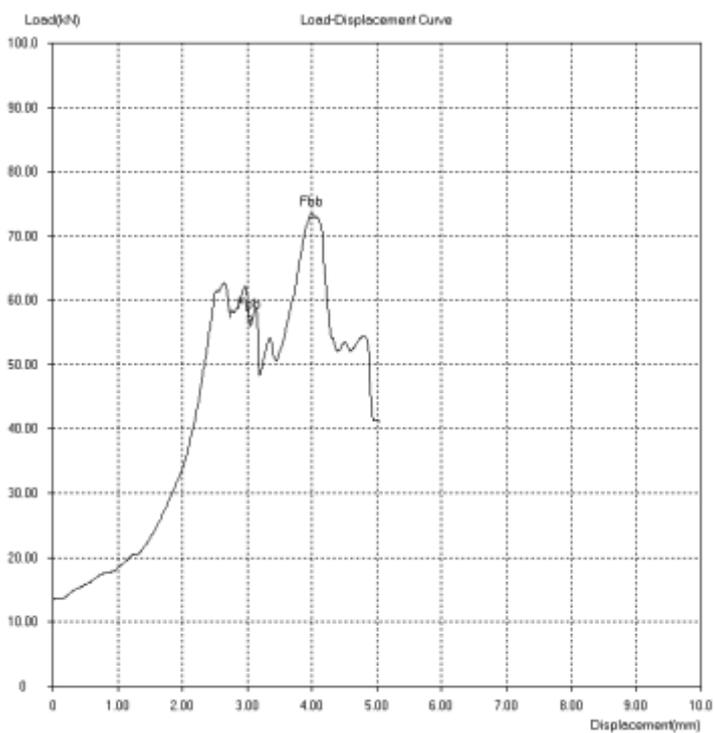


Figura 16 - Gráfico comportamento no ensaio de cisalhamento do exemplar 2 do CC1

Portanto os valores obtidos de força de cisalhamento última considerando-se o primeiro pico dos gráficos com comportamento atípico como valor real de força última obtido estão registradas na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores de força cortante última obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Prisma	Vu (KN)		
	CC1	CA0N	CA0R
1	77,0	70,7	113,0
2	57,0	99,9	108,0
3	188,0	76,2	111,6
4	211,0	75,5	107,2
5	121,0	116,0	106,7
6	180,0	98,6	92,9
Média	139,0	89,5	106,5
Desvio Padrão	63,5	18,0	7,1
Coef. de Variação	45,7%	20,1%	6,7%

Os gráficos de alguns prismas, especificamente as amostras 1 e 2 de CC1, foram rejeitados para análise devido ao seu comportamento atípico na curva do ensaio de ruptura apresentados nas Figuras 15 e 16. Analisando os dados estatísticos na Tabela 11 fica evidente que houve um coeficiente de variação inaceitável nos valores de força última do concreto convencional, por isso as análises estatísticas foram feitas retirando-se os valores dos prismas 1 e 2 do traço CC1 e gerando uma nova média sem esses valores. Comparando-se os dados estatísticos das Tabelas 11 e 12 nota-se grande alteração na média e desvio padrão do traço de CC1, os valores considerados a partir daqui para análise estão dispostos na Tabela 12.

Tabela 12 - Valores da força cortante última considerados para análise.

Prisma	Vu (KN)		
	CC1	CA0N	CA0R
1	-	70,7	113,0
2	-	99,9	108,0

3	188,0	76,2	111,6
4	211,0	75,5	107,2
5	121,0	116,0	106,7
6	180,0	98,6	92,9
Média	175,0	89,5	106,5
Desvio Padrão	38,3	18,0	7,1
Coef. de Variação	21,9%	20,1%	6,7%

4.4 Resistência ao Cisalhamento

4.4.1 Resistências ao Cisalhamento sem Tratamento

Utilizando a equação 33 obtida da norma SF-6 (JSCE, 1990) e áreas respectivas de cada prisma conforme as medições na Tabela 11 (lados médios dos planos efetivos de ruptura), encontram-se os valores de resistência ao cisalhamento apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Valores de resistência calculados com forças cortantes experimentais.

Prisma	τ_u (MPa)		
	CC1	CA0N	CA0R
1	-	2,96	4,59
2	-	3,91	4,63
3	7,41	3,08	3,57
4	8,47	3,11	4,30
5	4,88	4,72	4,33
6	7,13	3,86	3,74
Média	6,97	3,60	4,19
Desvio Padrão	1,51	0,68	0,44
Coef. de Variação	21,7%	18,9%	10,6%

Na Figura 17 estão os valores das médias de resistência ao cisalhamento para cada traço. Apenas com análise visual já se verificaria que o CC1 teve resistência muito superior aos traços pré-definidos como autoadensáveis.

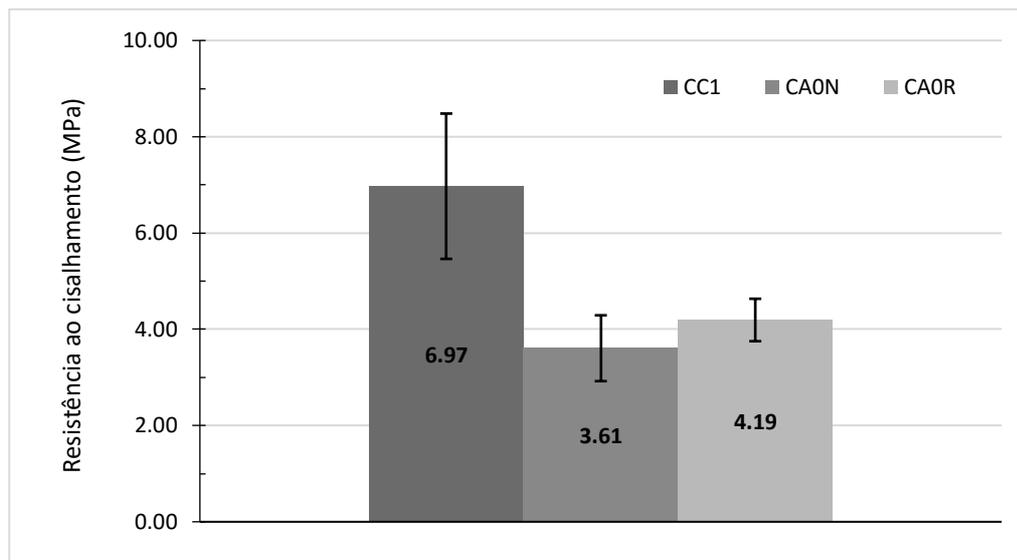


Figura 17 - Comparação das resistências médias de cada traço produzido.

Realizando uma análise estatística através de comparações dois a dois com o teste de médias t-Student para um nível de significância de 5%, os traços CA0N e CA0R são considerados iguais, sendo o fator t crítico bicaudal encontrado de 2,23 e o fator t calculado -1,77, portanto se concluiria que a redução de 30% do volume de agregado graúdo não é relevante para a resistências ao cisalhamento destes concretos. Ambas distintas comparações do CC1 com CA0N e CC1 dizem que o concreto convencional é diferente de cada concreto comparado. Os valores detalhados do teste t-Student estão no Apêndice B.

4.4.2 Resistências ao Cisalhamento Normalizadas

Os resultados dos ensaios nos concretos endurecidos mostraram diferentes resistências à compressão axial para cada traço. Com base em pesquisa das referências citadas (WALRAVEN *et al*, 1976; SONNENBERG; MAAHAIDI; TAPLIN, 2003) sabe-se que o valor de cisalhamento tem uma relação direta com a raiz quadrada da resistência média a compressão.

Para análise e comparação efetiva dos resultados de resistências ao cisalhamento será feita uma normalização utilizando a Equação 34. Tendo como finalidade excluir a influência do parâmetro resistência a compressão nos valores de resistência ao cisalhamento.

$$\tau_{un} = \frac{\tau_u}{\sqrt{f_c}} \quad (34)$$

Onde:

τ_{un} : resistência última ao cisalhamento normalizada, MPa^{0,5};

τ_u : resistência última ao cisalhamento, MPa;

f_c : resistência média a compressão axial do concreto, MPa..

Após a normalização dos valores de resistência obtidos é possível efetivamente comparar as variações na resistência ao cisalhamento devido aos aspectos estudados neste trabalho: a variação do diâmetro máximo característico do agregado graúdo, o aumento da porcentagem de material fino, e a redução de volume de agregado graúdo. Os novos valores obtidos estão dispostos na Tabela 14. Os coeficientes de variação permanecem os mesmos que os obtidos nas resistências sem normalização, porém as relações entre os diferentes traços mudam. Na Figura 18 verifica-se que os concretos autoadensáveis ficam com valores mais próximos se comparado com a Figura 17, estes sofreram maior alteração com a normalização porque possuem maior resistência a compressão axial.

Tabela 14 - Resistências ao cisalhamento normalizadas (MPa^{0,5}).

Prisma	τ_u (MPa ^{0,5})		
	CC1	CA0N	CA0R
1	-	0,42	0,61
2	-	0,55	0,62
3	1,09	0,44	0,48
4	1,25	0,44	0,57
5	0,72	0,67	0,58
6	1,05	0,55	0,50
Média	1,03	0,51	0,56
Desvio Padrão	0,22	0,10	0,06
Coef. de Variação	21,7%	18,9%	10,6%

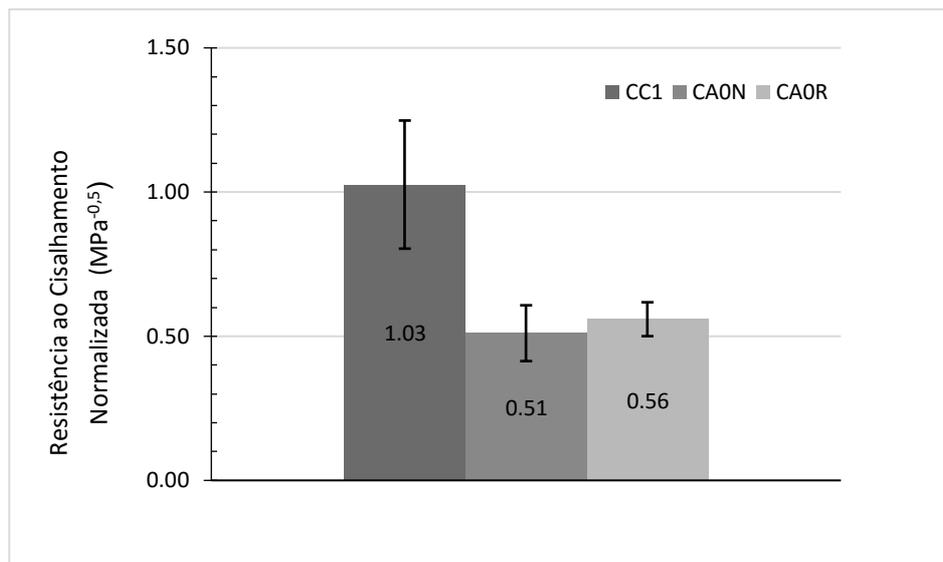


Figura 18 - Comparativo de resistências médias normalizadas de todos traços experimentais

Comparando os valores obtidos entre o concreto convencional e o CA0N, Figura 19, houve uma variação de 50,24 % relativa ao concreto de maior resistência ao cisalhamento (CC1), isso comprova que a alteração do diâmetro do agregado graúdo juntamente com a alteração de teor de finos tem grande influência na resistência ao cisalhamento. Sabe-se que o DMC influencia nos mecanismos de engrenamento mecânico entre os agregados e na rugosidade da interface. A substituição de areia por fíler melhora a microestrutura do concreto, mas não ao ponto de superar as perdas de resistências nos mecanismos de atrito, que por sua vez dependem do tamanho do agregado graúdo. Savaris (2016) também verificou essa relação entre seu traço de concreto convencional com brita 1 e o concreto autoadensável de brita 0 e redução de volume de agregados graúdos, embora não fora uma diferença tão acentuada quanto os resultados deste trabalho.

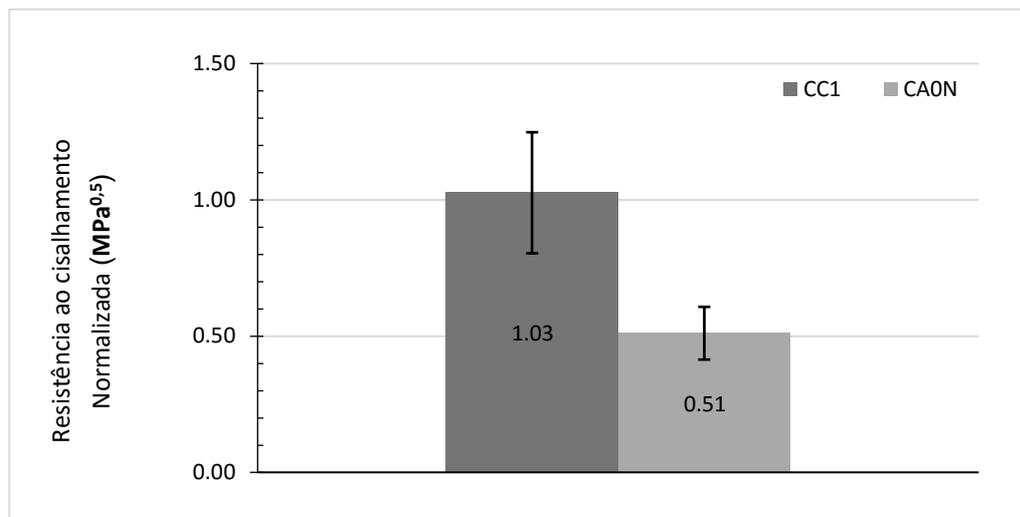


Figura 19 - Comparativo médias de resistência ao cisalhamento normalizada entre CC1 e CA0N.

Comparando o traço de controle com o traço caracteristicamente autoadensável (CA0R), Figura 20, constata-se uma aproximação das resistências normalizadas em relação a comparação anterior (CC1 vs. CA0N), agora apresentando uma diferença de 45,5 %, ainda são valores muito distantes, porém devido a discretas melhorias nas propriedades da matriz do concreto devidas ao aumento do percentual de pasta na mistura houve um pequeno ganho de resistência ao cisalhamento do CA0R em relação ao traço CA0N.

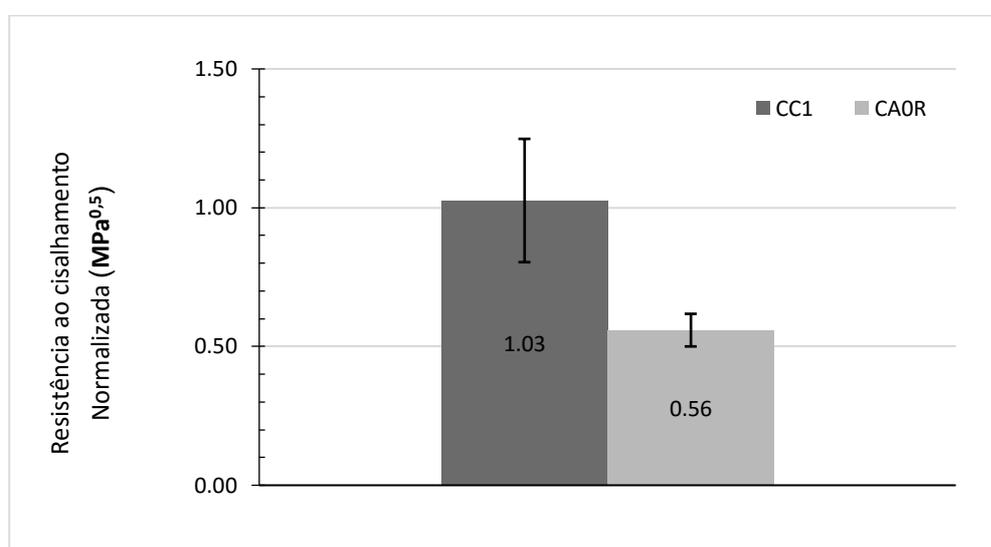


Figura 20 - Comparativo médias de resistência ao cisalhamento normalizada entre CC1 e CA0R.

Por fim, comparando os traços com maiores semelhanças foi encontrada uma variação de 8,67%, portanto para traços com agregados graúdos com DMC de 9,5mm a substituição de 30 % de volume de agregado graúdo por agregado miúdo tem pequena influência na resistência ao cisalhamento, Figura 21. Foi verificado que as amostras de CA0N e CA0R tem distribuições normais e possuem a mesma variância com o Teste F. Assim foi possível efetuar o Teste t-Student que demonstrou que esses concretos têm médias semelhantes, sendo o valor t crítico bilateral de 2,23 e o t calculado como -1,05, conforme disposto no Apêndice B.

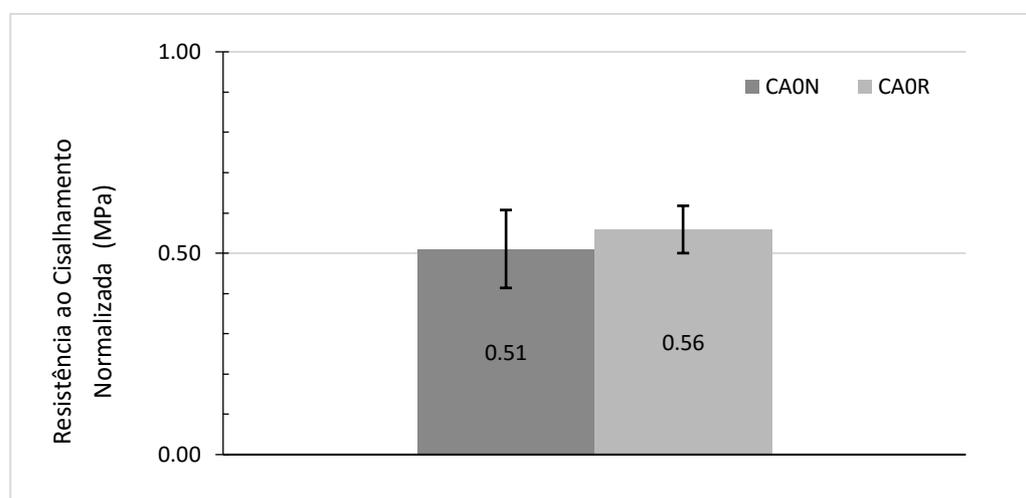


Figura 21 - Comparativo médias de resistência ao cisalhamento normalizada entre traços autoadensáveis (CA0N e CA0R).

Como se tem uma amostragem pequena, 4 à 6 amostras por traço, foi usado outro método estatístico que faz um inferência para reavaliar esses resultados, o método *bootstrap*. Esse foi desenvolvido por EFRON & TIBSHIRANI (1993) para simular uma amostra maior de dados e comparar se as diferentes amostras realmente são semelhantes. Com o auxílio do software “R” foram simuladas 1000 reamostras para cada conjunto de dados e foram calculadas as diferenças das médias sendo fixado um nível de significância de 5% para determinação do intervalo de confiança e assim se encontrou que no intervalo de confiança a diferença das médias varia entre -0,13 e 0,03, logo o CA0N e CA0R são semelhantes quanto a resistência ao cisalhamento. Para certificação também foram reavaliados os pares CC1-CA0N e CC1-CA0R e novamente se confirmou que eles são diferentes, pois os

intervalos de confiança da diferença das médias não continham o valor zero. Encontraram-se os intervalos de confiança [0,29 ; 0,69] para a comparação ente CC1 e CA0N e [0,24; 0,64] para análise entre CC1 e o CA0R.

Uma sugestão de continuação desse estudo ou novo trabalho seria usar o traço de CA0N como controle, pois ele se portou com características próximas a um concreto convencional, e se fizesse diferentes alterações percentuais da substituição de agregado graúdo por areia em percentuais pouco menores e maiores que 30%, poderia se revalidar os resultados destes experimentos.

4.4.3 Comparações com Fórmulas de Normas

Serão utilizadas as Equações 20 e 31, das normas americanas e canadense respectivamente para comparação com os dados experimentais. Foram computados os valores apenas destas normas pois estas são as únicas que consideram a teoria atrito cisalhamento e são destinadas a interface entre concretos ao invés das resistências em vigas, como é o propósito das outras normas. Os valores obtidos estão dispostos na Tabela 15 e diagramados na Figura 22 para fins de comparação.

As equações das normas quantificam a força cortante última, então para fazer uma análise com as resistências foram utilizados os valores de área média de cada respectivo traço para estes cálculos. Como a norma americana considera que a resistência ao cisalhamento é devida a área de armadura transversal ela estima que apenas o concreto simples não tem resistência a esse esforço.

Tabela 15 - Comparação de resistências ao cisalhamento obtidas pelas normas e valores do experimento.

Concreto	ACI 318R 2014 (MPa)	CAN A23.3 2004 (MPa)	τ_c exp (MPa)
CC1	0,00	1,00	6,97
CA0N	0,00	1,00	3,60
CA0R	0,00	1,00	4,19

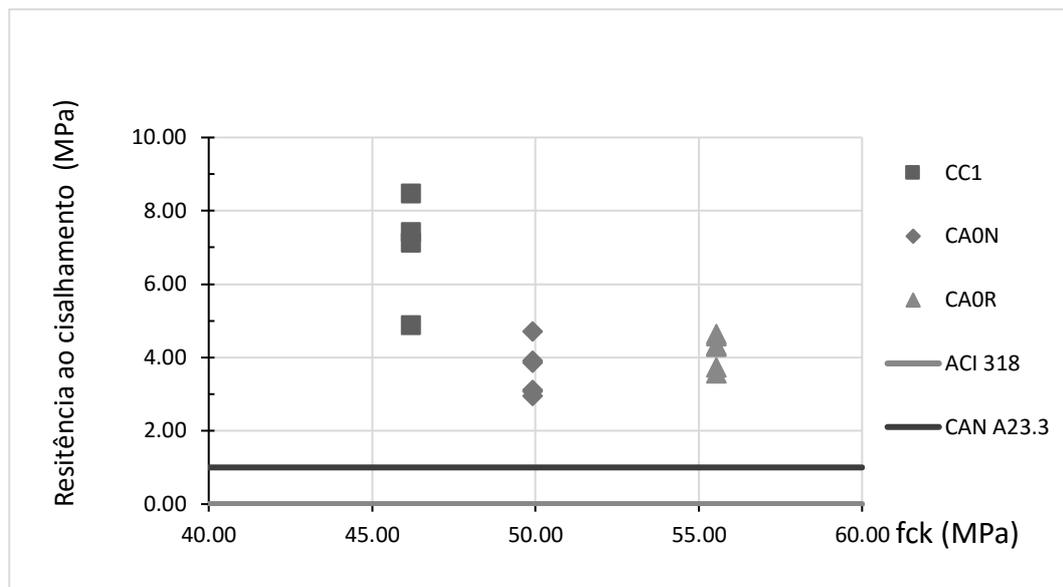


Figura 22 - Comparativo das relações resistência ao cisalhamento por resistência a compressão entre valores empíricos e normas ACI 318R, CAN A23.3.

Não foram comparadas as resistências com as equações da norma brasileira nem europeia. A NBR 6118 (ABNT 2014) considera apenas o valor de f_{ctd} , e a área da seção em sua fórmula para vigas. A norma europeia EC-2 (CEN 2004) apenas considera que a armadura resiste ao cisalhamento. Mas o fator principal para não fazer as comparações é que ambas não levam em consideração o atrito cisalhante das interfaces de concreto.

4.4.4 Comparações com Fórmulas Empíricas

Para compararmos os valores obtidos com fórmulas empíricas com os valores experimentais, foi gerada a Tabela 16, analisando a relação entre os valores experimental e calculados obtém-se melhores estimativas para os concretos CA0N e CA0R. Porém as equações para estes superestimaram a resistência do concreto o que é desfavorável à segurança das estruturas, portanto os melhores ajustes são na realidade para o concreto convencional.

Tabela 16 - Resistências ao cisalhamento de expressões empíricas comparadas a resistência experimental

Concretos	Mattock 2001	Sonnenberg 2003	Experimental	τ_{exp} / τ_{cal}	
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	Mattock 2001	Sonnenberg 2003
CC1	4,62	4,62	6,97	1,51	1,51
CA0N	4,99	4,99	3,60	0,72	0,72
CA0R	5,52	5,63	4,19	0,76	0,75

As fórmulas empíricas apresentam ajuste, mais próximo que as expressões de normas com os dados experimentais, sendo que a pior representação foi para o concreto CA01. As fórmulas empíricas subestimaram o concreto com maior agregado graúdo(CC1) em 33,7% e superestimaram as resistências para os concretos autoadensáveis em até 38,5%, sendo a maior diferença para o CA0N. A normalização dos dados confirmou que há um grande salto de resistências ao cisalhamento do CC1 para os CAA para os valores experimentais, mas isso não é observado nas fórmulas empíricas, pois elas não levam em consideração fatores da dosagem específica de cada concreto.

5 CONCLUSÕES

O método da norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990) se mostrou adequado para quantificar a resistência ao cisalhamento direto do concreto neste programa experimental

A alteração do tamanho de agregado graúdo juntamente com o aumento de teor de finos tem grande influência na resistência ao cisalhamento resistida somente pela interface de um concreto monolítico. A maior diferença de resistência de cisalhamento normalizada foi entre o traço de CC1 e CA0R, está é de 50,24%. Comparando-se os traços CA0N e CA0R registrou-se pequena variação nos valores normalizados, 8,67%, portanto a redução do volume de agregado graúdo pouco altera a resistência ao cisalhamento, e a redução causou um aumento na resistência ao cisalhamento para o concreto CA0R.

Ambas as normas comparadas com os valores experimentais subestimam a resistência do concreto ao cisalhamento, porém ainda todas favoráveis a segurança. Sendo a norma canadense que estimou os valores mais próximos do que a americana para os traços ensaiados, pois considera a coesão do concreto. Essas normas poderiam ser melhoradas de maneira a considerar a influência do diâmetro dos agregados graúdos nas fórmulas, o que demonstrou grande influencia na resistência ao cisalhamento.

Dentre os métodos empíricos comparados houve insignificante diferença na estimação entre os métodos (Mattock (2001); Sonnenberg *et al* (2003)) comparados aos dados experimentais. Para os traços CA0N e CA0R eles superestimaram os valores o que é desfavorável a segurança das estruturas. Para o concreto convencional as equações subestimam os valores, portanto estão mais recomendadas para estimar esses valores para o concreto convencional.

O concreto convencional delimitado neste trabalho teve melhor desempenho ao cisalhamento, mas tal resultado é devido a composição do concreto em si e não pelo fato de este não ser autoadensável. Isso pode ser verificado pois o concreto CA0N não atingiu as características fundamentais de concreto autoadensável, ele é um concreto convencional de alta trabalhabilidade, e a sua resistência ao cisalhamento foi de menor resistências ao cisalhamento que o traço caracteristicamente autoadensável e foram consideradas semelhantes para resistência ao cisalhamento.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318R: Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, Michigan, 2014.

ARAÚJO, D. L. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão**. 1997. 299 p.. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **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 Concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 7222**: Concreto e Argamassa – Determinação da Resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 15823**: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR NM 46**: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

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

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

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

_____. **NBR NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

BAI, Y.; TOMASZ, W.. Aplicaton of extended Mohr - Coulomb criterion to ductile fracture. International Journal of Fracture, v.161, n° 1, p.1-20, November, 2009.

BEER, F. P.; JOHNSTON JR, E. R.; DEWOLF, J. T.; MAZUREK, D. F. **Mecânica dos Materiais**. Tradução José Beneque Rubert, Walter Libardi, 2011. 5ª Edição. New York: The McGraw-Hill Companies, 2008.

BIRKELAND, P. W.; BIRKELAND, H. W. Connections in precast concrete construction. Journal of the American Concrete Institute, v.63, n° 3, p.345-368, March, 1966.

CAPUTO, H. P.. Tensões e Deformações. Elasticidade, Plasticidade e Reologia. In: **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações - Fundamentos**, v.1, 6 ed, capítulo 10, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Livros Técnicos e Científicos.,1988.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. A23.3: Design of concrete structures. Ontario, Canada, 2004.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures. Brussels, Belgium, 2004.

EFRON, B.; TIBISHIRANI, R. J. **An introduction to the bootstrap**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

FERNEDA, Mônica C. **Estudo do desenvolvimento de concreto auto-adensável com areia artificial em pré-fabricados**. 2014. 116. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2014.

HASSAN, A. A. A., HOSSAIN, K. M. A., and LACHEMI, M. (2008). "Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear." Cement and Concrete Composites, Vol. 30, No. 7, p. 588-596.

HELINCKS, P.; BOEL, V.; DE CORTE, W.; DE SCHUTTER, G.; DESNERCK, P. Structural behavior of power-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity. Engineering Structures, v. 48, p. 121-132, 2013.

RAZERA, Jucelem. **Avaliação comparativa dos custos de produção e aplicação de concretos autoadensável e convencional**. 2012. Monografia (Especialização em Projeto de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UTFPR, Toledo.

JUDICE, F. M. de S. **Comportamento da ligação entre lajes e vigas pré-fabricadas feita com nichos preenchidos no local**. 2002. 383 p.. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

JSCE-SF6, Japan Society of Civil Engineers. Method of test for shear strength of steel fiber reinforced concrete. Tokyo; 1990.

KALWANE, U. B.; GHUGAL, Y. M.; DAHAKE, A. G.. Shear strength of polymer modified steel fiber reinforced concrete. The Indian Concrete Journal. v.90 , February, 2016.

LOONEY, T. J.; AREZOUMANDI, M.; VOLZ, J. S.; MYERS, J. J. An Experimental Study on Bond Strength of Reinforcing Steel in Self-Consolidating Concrete. International Journal of Concrete Structures and Materials, v6, n°3, September, 2012.

NETO, B. B. P.; OLIVEIRA, D. R. C.; D. Ramos. Efeitos do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo no módulo de deformação do concreto de alta resistência. Revista Matéria, v.16 n°2, p. 690-702, 2011.

MATTOCK, A. H.; HAWKINS, M. N. Shear transfer in reinforced concrete – Recent research. PCI Journal, March-April, p. 55-75, 1972.

MATTOCK, A. H. Shear friction and high-strength concrete. ACI Structural Journal, v.98, n.º 1, p. 50–59, 2001.

MIRSAYAH, A. A.; BANTHIA, N.. Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, v. 99, n° 5, p.473-479, 2002.

PUJOL, S.; HANAJ, N.; ICHINOSE, T.; SOZEN, M. A. Using Mohr-Coulomb Criterion to Estimate Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. ACI Structural Journal, v113, n3, May. 2016.

TUTIKIAN, B. F.; DAL MOLIN, D. C. **Concreto Auto-adensável**.1ª Edição. São Paulo: PINI, 2008. Cap. 1 e 2, p. 7-40.

SAVARIS, G. **Resistencia ao Cisalhamento do Concreto Autoadensável**. 2016. 248 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2016.

SONNENBERG, A. M. C.; AL-MAHAIDI, R.; TAPLIN, G..Behaviour of concrete under shear and normal stresses. Magazine of Concrete Research,v. 55, n° 4, August, 2003, p. 367–372.

SHARIFI, Y.. Structural Performance of Self-consolidating Concrete Used in Reinforced Concrete Beams. KSCE Journal of Civil Engineering , , may 2012 Vol 16, n° 4, p.618-626.

WALRAVEN, J.; FRÉNAY, J.; PRUIJSSERS, A. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. PCI Journal, p. 66-84, January/February, 1987.

WANG, W.; KOU, S.; XING, F.. Deformation properties and direct shear of medium strength concrete prepared with 100% recycled coarse aggregates, Construction and Building Materials, v. 48, p. 187-193, 2013.

APÊNDICE A – Resultados dos ensaios de granulometria dos agregados.

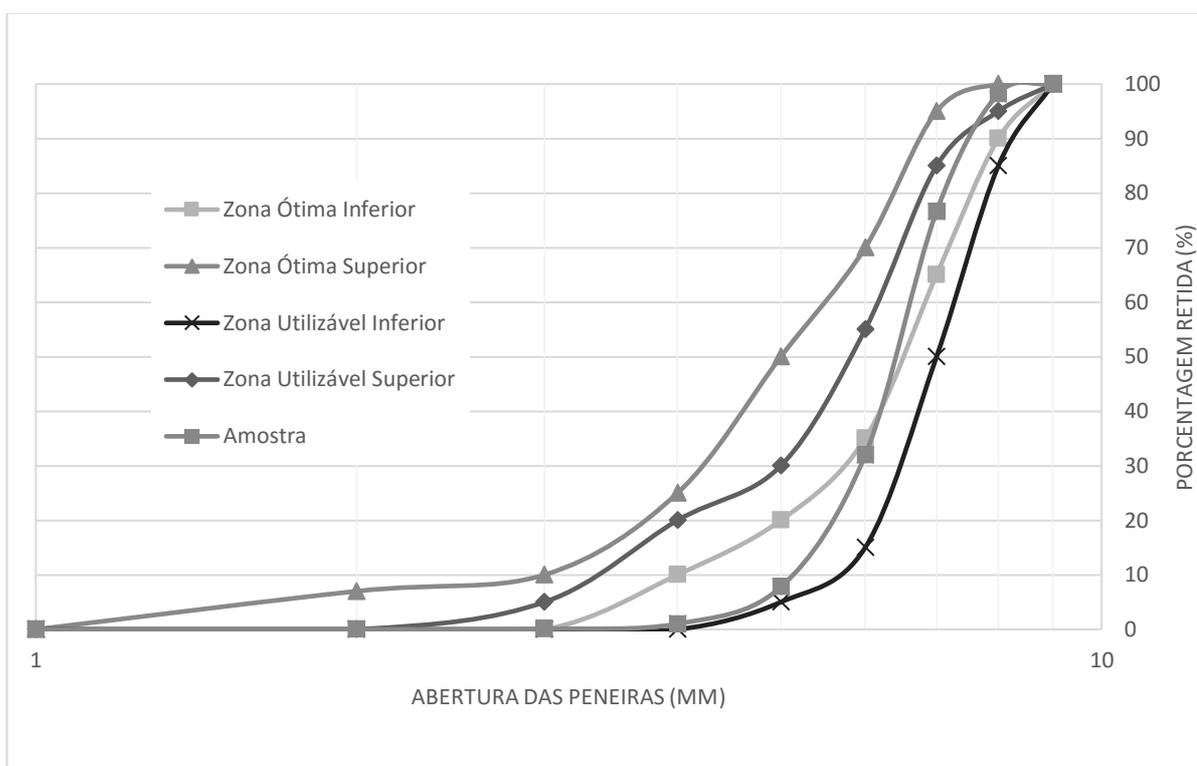


Figura A.1 - Granulometria da areia com os limites ótimos da norma NBR 248 (ABNT, 2003).

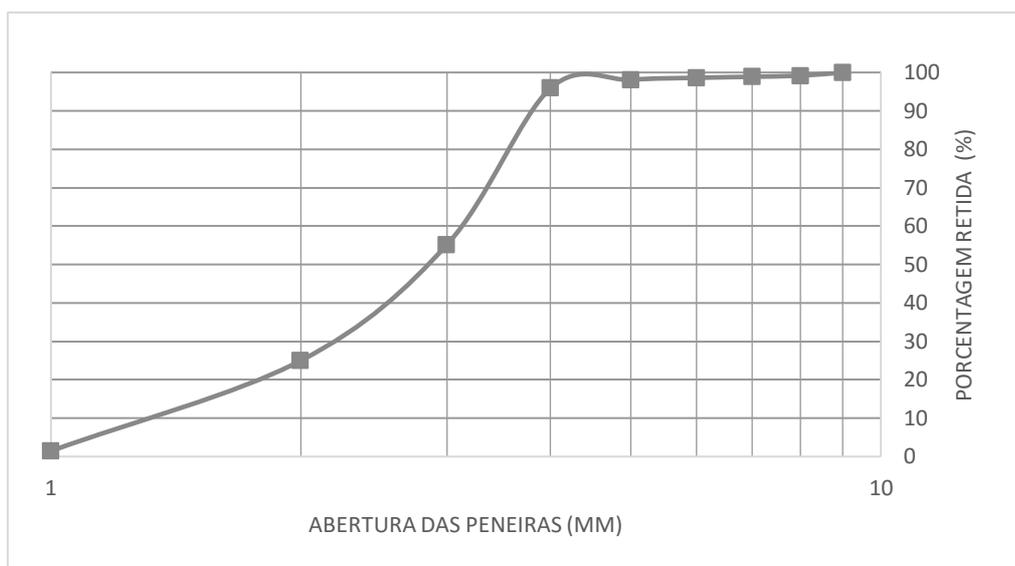


Figura A.2 - Curva granulométrica da brita 0

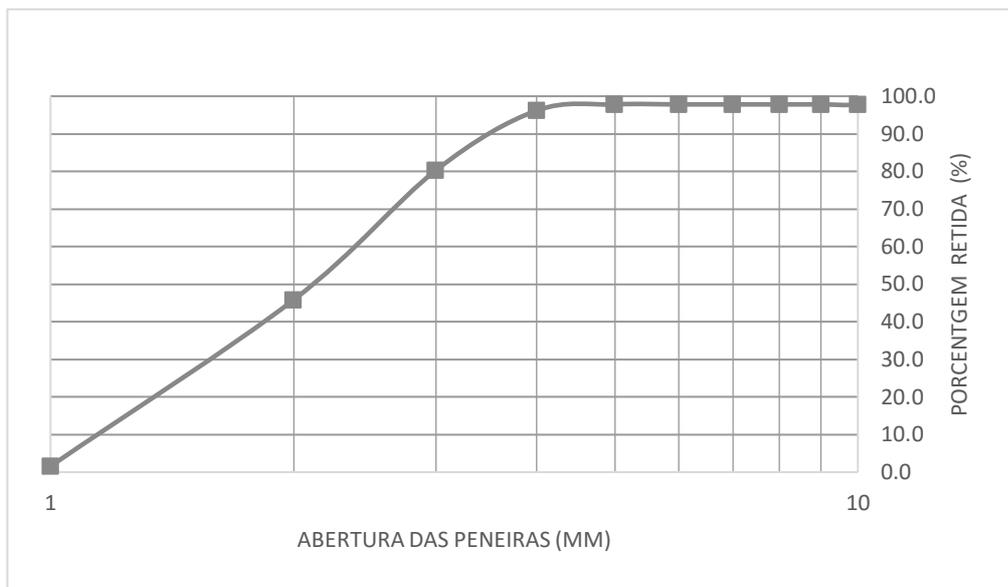


Figura A.3 - Curva granulométrica da brita 1.

Tabela A.1 - Porcentagens acumuladas retidas dos agregados.

Abertura da peneira (mm)	Porcentagens Retidas Acumuladas (%)		
	Areia Natural	Brita 0	Brita 1
19	-	-	1,6%
12,5	-	-	45,8%
9,5	-	1,4%	80,3%
6,3	-	25,0%	96,2%
4,8	0,1%	55,2%	97,8%
2,4	1,0%	95,9%	97,8%
1,2	7,8%	98,1%	97,8%
0,6	32,0%	98,6%	97,8%
0,3	76,6%	98,9%	97,8%
0,15	98,2%	99,2%	97,8%
0,075	100,0%	100,0%	100,0%

APÊNDICE B – Valores estatísticos usados para análise dos resultados.

Testes t-Student para resistências sem tratamento

Tabela B.1 - Teste t para duas amostras de variâncias iguais: CC1 e CA0N.

	CC1	CA0N
Média	6,97	3,61
Variância	2,28	0,47
Observações	4,00	6,00
Variância agrupada	1,15	
Hipótese de diferença de média	0,00	
gl	8,00	
Stat t	4,87	
P(T<=t) bi-caudal	0,00	
t crítico bi-caudal	2,31	

Tabela B.2 - Teste t para duas amostras de variâncias diferentes: CC1 e CA0R.

	CC1	CA0R
Média	6,97	4,19
Variância	2,28	0,19
Observações	4,00	6,00
Hipótese de diferença de média	0,00	
gl	3,00	
Stat t	3,58	
P(T<=t) bi-caudal	0,04	
t crítico bi-caudal	3,18	

Tabela B.2 - Teste t para duas amostras de variâncias iguais: CA0N e CA0R

	CA0N	CA0R
Média	3,61	4,19
Variância	0,47	0,19
Observações	6,00	6,00
Variância agrupada	0,33	
Hipótese de diferença de média	0,00	
gl	10,00	
Stat t	-1,77	
P(T<=t) bi-caudal	0,11	
t crítico bi-caudal	2,23	

Testes t-Student para resistências normalizadas

Tabela B.4 - Teste t para duas amostras de variâncias iguais: resistências CC1 e CA0N normalizadas.

	CC1	CA0N
Média	1,03	0,51
Variância	0,05	0,01
Observações	4,00	6,00
Variância agrupada	0,02	
Hipótese de diferença de média	0,00	
gl	8,00	
Stat t	5,12	
P(T<=t) bi-caudal	0,00	
t crítico bi-caudal	2,31	

Tabela B.5 - Teste t para duas amostras de variâncias diferentes: resistências CC1 e CA0R normalizadas.

	CC1	CA0R
Média	1,03	0,56
Variância	0,05	0,00
Observações	4,00	6,00
Hipótese de diferença de média	0,00	
gl	3,00	
Stat t	4,11	
P(T<=t) bi-caudal	0,03	
t crítico bi-caudal	3,18	

Tabela B.6 - Teste t para duas amostras de variâncias iguais: resistências CA0N e CA0R normalizadas.

	CA0N	CA0R
Média	0,51	0,56
Variância	0,01	0,00
Observações	6,00	6,00
Variância agrupada	0,01	
Hipótese de diferença de média	0,00	
gl	10,00	
Stat t	-1,05	
P(T<=t) bi-caudal	0,32	
t crítico bi-caudal	2,23	

Histogramas de intervalos de confiança gerados pelo método *bootstrap*

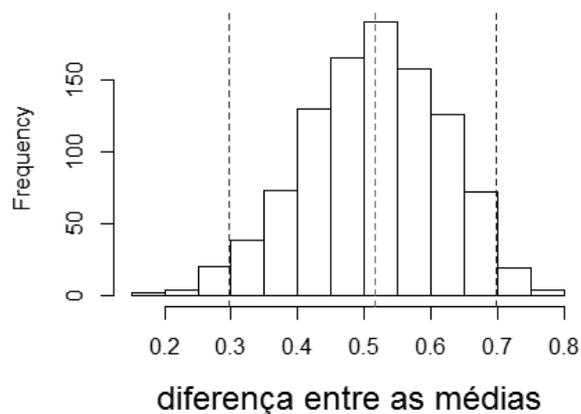


Figura B.1 - Histograma do intervalo de confiança diferença das médias de CC1 e CA0N.

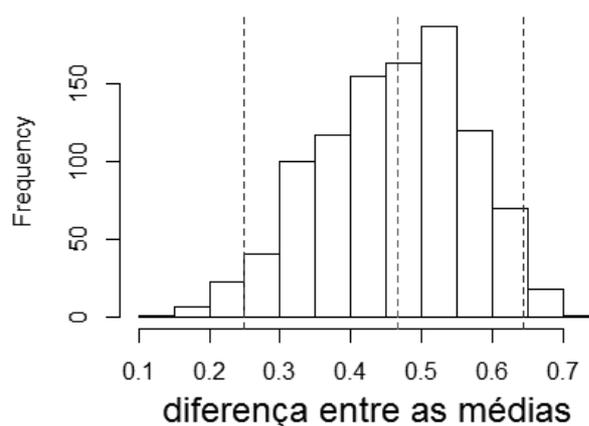


Figura B.2 - Histograma do intervalo de confiança diferença das médias de CC1 e CA0R.

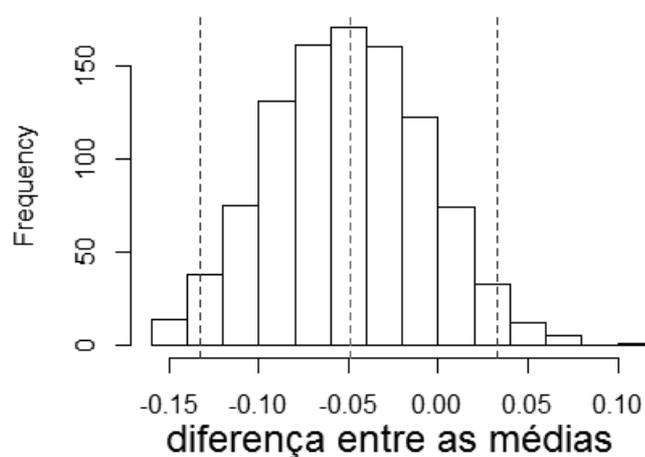


Figura B.2 - Histograma do intervalo de confiança diferença das médias de CA0N e CA0R.