

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

MATTHEWS VARGAS VAUCHER BANDEIRA

**ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL DO
CONCRETO COM A DIREÇÃO DA APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO E COM
AS CONDIÇÕES DE CONTORNO**

**Alegrete, RS
2017**

MATTHEWS VARGAS VAUCHER BANDEIRA

**ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL DO
CONCRETO COM A DIREÇÃO DA APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO E COM
AS CONDIÇÕES DE CONTORNO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Luís Eduardo Kosteski

**Alegrete, RS
2017**

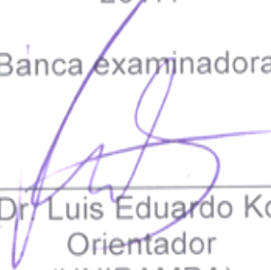
MATTHEWS VARGAS VAUCHER BANDEIRA

ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL DO
CONCRETO COM A DIREÇÃO DA APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO E
COM AS CONDIÇÕES DE CONTORNO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de
Engenharia Civil da Universidade
Federal do Pampa, como requisito
parcial para obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 1, de Dezembro de
2017.

Banca examinadora:



Prof. Dr. Luis Eduardo Kostas
Orientador
(UNIPAMPA)



Prof. Dr. Telmo Egmar Camilo Deifeld
(UNIPAMPA)



Me. Eng. Guilherme Schumacher da Silva
(UNIPAMPA)

AGRADECIMENTO

Agradeço a Deus por todas as oportunidades que me foram dadas e por me guiar pelos caminhos que escolhi percorrer.

A minha mãe, Sandra, e padrasto, Cristiano, que sempre estiveram ao meu lado, me apoiando em todos os momentos difíceis e comemorando a cada conquista.

A minha namorada, Karine, que me apoiou durante todos esses anos de graduação.

Ao meu orientador Luis Eduardo Kosteski pela oportunidade de trabalho em projetos como este, pelos ensinamentos e pela paciência.

A todos os professores que fizeram parte da minha formação como profissional, ensinando, orientando e aconselhando.

Ao Francisco, Raquel e Guilherme pela ajuda essencial para o desenvolvimento do trabalho.

Aos amigos que tive a felicidade de conhecer: Camila, Francisco, Júlia, Felipe, Nadine, Emanuele, Mônica, Alan, Paulo, Ismael, Marcos e Natália.

A todos colegas da Unversidade.

“É muito melhor lançar-se em busca de conquistas grandiosas, mesmo expondo-se ao fracasso, do que alinhar-se com os pobres de espírito, que nem gozam muito nem sofrem muito, porque vivem numa penumbra cinzenta, onde não conhecem nem vitória, nem derrota”.

Theodore Roosevelt

RESUMO

Sabe-se que as propriedades apresentadas pelo concreto se originam de sua microestrutura interna, sendo assim é essencial o conhecimento da mesma para o aperfeiçoamento e inovação da construção civil. Nesse contexto, é importante ressaltar que existem microrregiões que representam o elo mais fraco do conjunto, correspondendo a áreas que durante a solitação do elemento iniciam o processo de fissuração do material, localizadas entre a pasta de cimento e os agregados, chamadas de zonas de transição. O presente estudo verifica o quão representativo são essas regiões em relação à resistência a compressão axial de corpos de prova de concreto divergindo a direção de aplicação do carregamento da de lançamento do concreto visto que as disposições destas microrregiões estão relacionadas à direção de lançamento e que de acordo com a direção do carregamento estas zonas podem se tornar ainda mais frágeis. O trabalho ainda analisa como os corpos de prova se comportam em relação à fissuração e resistência quando modificadas as condições de contorno na execução dos ensaios. Ao final dos procedimentos experimentais realizou-se uma análise numérica através do Método dos Elementos Discretos Formados por Barras (LDEM) e o Método dos Elementos Finitos (FEM) aplicados no software comercial Abaqus/Explicit. Para o desenvolvimento do trabalho, produziram-se corpos de prova cúbicos de dimensões de 10 cm, a partir de três traços de concreto, no caso de 30 MPa, 50 MPa e 65 MPa. Quando se aplicou o carregamento paralelo ao lançamento do concreto, obtiveram-se resistências médias mais elevadas do que quando o carregamento foi aplicado perpendicular ao lançamento. Em relação às condições de contorno, verificou-se que quando os corpos de prova estão com suas faces restringidas, há um acréscimo significativo de resistência devido ao confinamento de tensões triaxiais, comportamento que também pôde ser verificado nas simulações numéricas.

Palavras chave: Compressão axial. Zonas de transição. Condições de contorno. Simulações numéricas.

ABSTRACT

It is known that the properties presented by concrete are originate from its internal microstructure, therefore the knowledge of the same is essential for the improvement and innovation of the civil construction. In this context it is important to emphasize that there are microregions that represent the weakest link of the set, corresponding to areas that during the element request initiate the cracking process of the material, located between the cement paste and the aggregates, called transition zones. The present study verifies how representative these regions are in relation to the axial compressive strength of concrete test specimen, due to the direction of application on the loading of concrete launching, since the provisions of these microregions are related to the direction of launch and which according to the loading direction these zones can become even more fragile. The work also analyzes how the specimens behave in relation to cracking and resistance when modified the boundary conditions in the execution of the tests. At the end of experimental procedures a numerical analysis was carried out using the Lattice Discrete Element Method (LDEM) and the Finite Element Method (FEM) applied in commercial software Abaqus / Explicit. For the development of the work cubic specimens of dimensions of 10 cm from three concrete traces were produce in the case of 30 MPa, 50 MPa and 65 MPa. When the parallel loading to the concrete launch was applie, higher average strengths were obtained than when the load was applied perpendicular to the launch. Regarding the boundary conditions, it was verified that when the specimens are with their faces restricted, there is a significant increase of resistance due to the confinement of triaxial tensions generated, this behavior could also be verified in the numerical simulations.

Keywords: Axial compression. Transition zones. Boundary conditions. Numerical simulations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Microestrutura do concreto	17
Figura 2 - Exsudação Interna no Concreto.....	19
Figura 3 - Imagem microestrutural da pasta de cimento hidratada	20
Figura 4 - Zona de Transição	21
Figura 5 - Zona de Transição entre Pasta de cimento e Agregado	21
Figura 6 - Propagação de fissuras quando o carregamento é aplicado paralelamente (a) e perpendicularmente (b) ao lançamento do concreto.....	23
Figura 7 - Gráfico tensão x deformação de amostras carregadas em direções paralelas e perpendiculares ao carregamento: (a) Concreto de resistência normal; (b) Concreto de alta resistência	24
Figura 8 - Modo de falha da amostra de acordo com as condições de contorno: (a) Ensaio com fricção; (b) Ensaio sem fricção.....	26
Figura 9 - Curvas de tensão x Deformação de prismas com esbeltez diferentes (h/d): (a) concreto de resistência normal entre placas de aço; (b) concreto de resistência normal entre teflon; (c) concreto de alta resistência entre placas de aço; (d) concreto de alta resistência entre teflon.....	27
Figura 10 - Gráficos tensão x deformação de corpos de prova cúbicos em duas condições de contorno.	28
Figura 11 - Etapas da metodologia	31
Figura 12 - Brita 1 utilizada na produção dos traços de concreto.....	32
Figura 13 - Composição granulométrica da Brita 1	33
Figura 14 - Areias utilizadas para produção dos traços: a - Areia A, b - Areia B.....	34
Figura 15 - Composição granulométrica das areias	35
Figura 16 - Composição granulométrica do cimento CPV-ARI.....	36
Figura 17 - Produção do concreto: (a) betoneira; (b) ensaio de abatimento	37
Figura 18 - Moldagem dos corpos de prova: (a) moldes utilizados; (b) moldes após lançamento e adensamento	38
Figura 19 - Produção dos corpos de prova através da máquina de corte: (a) desforma de prismas; (b) máquina de corte; (c) corpos de prova cúbicos	39
Figura 20 - Capeamento de corpos de prova.....	39

Figura 21 - Posicionamento dos corpos de prova para ensaio de compressão axial: (a) Aplicação do carregamento paralelo ao lançamento, (b) Aplicação do carregamento perpendicular ao lançamento	41
Figura 22 - Condição de atrito mínimo: (a) Condição de ensaio, (b) Graxa utilizada	42
Figura 23 - Condição de atrito máximo: (a) Condição de ensaio, (b) Cola utilizada..	42
Figura 24 - Prensa hidráulica utilizada para ensaios de compressão axial	43
Figura 25 - Discretização no DEM: (a) Modelo cúbico básico, (b) Geração de corpo prismático	44
Figura 26 - Modelo de Hilleborg	46
Figura 27 - (a) Sólido cúbico com dimensões $L \times L \times L$; (b) Módulo do DEM em dimensões $L \times L \times L$	48
Figura 28 - Cubo modelado com o DEM com as seções modeladas no Abaqus/Explicit: Seção arestas (SA) vermelhas, faces (SC) verdes, internos (SI) azuis e diagonais (SD) roxo	50
Figura 29 - Cubo modelado com o DEM com as massas discretizadas, sendo as massas dos nós do vértice em azul ($\rho L^3/16$), as massas dos nós das arestas em vermelho ($\rho L^3/8$) e a massa dos nós das faces em verde ($\rho L^3/4$). Os demais nós possuem massa $\rho L^3/2$	51
Figura 30 - Modelo de tensão na falha vs deslocamento vinculado à energia de fratura utilizado no Abaqus/Explicit	52
Figura 31 - Função de densidade de probabilidade	53
Figura 32 - Curvas tensão x deformação dos concretos utilizados para o estudo	54
Figura 33 - Variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento em relação à de lançamento	55
Figura 34 - Ruptura dos corpos de prova do concreto C-30: (a) carga paralela ao lançamento; (b) carga perpendicular ao lançamento	56
Figura 35 - Ruptura dos corpos de prova do concreto C-50: (a) carga paralela ao lançamento; (b) carga perpendicular ao lançamento	57
Figura 36 - Resultados da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o concreto C-30	59
Figura 37 - Resultados da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o C-65	60

Figura 38 - Modo de falha dos corpos de prova ensaiados em duas condições de contorno de acordo com cada concreto: (a) Ensaios sem restrição, (b) ensaios com restrição.....	61
Figura 39 - Variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento em duas condições de contorno para o concreto C-65	62
Figura 40 - Ensaios de compressão axial sem restrição: (a) Carregamento paralelo ao lançamento do concreto; (b) Carregamento perpendicular ao lançamento do concreto	63
Figura 41 - Ensaios de compressão axial com restrição: (a) Carregamento paralelo ao lançamento do concreto; (b) Carregamento perpendicular ao lançamento do concreto	64
Figura 42 - Curvas Tensão x Deformação dos ensaios experimentais e numéricos para o concreto C30.....	65
Figura 43 - Modelo numérico utilizado para reprodução dos cilindros	65
Figura 44 - Modelo numérico utilizado para reprodução das amostras cúbicas: (a) Ensaios com restrição em que se utilizou a lei de contato “Rough”; (b) Ensaios sem restrição em que se utilizou a lei de contato “Frictionless”	67
Figura 45 - Resultados das simulações numéricas e ensaios experimentais em duas condições de contorno para o concreto C30.....	67
Figura 46 - Modelagens numéricas de corpos de prova simulados em duas condições de contorno: (a) Com restrição; (b) Sem restrição	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Traços em massa dos concretos C30, C50 e C65	32
Tabela 2 - Caracterização da Brita 1	33
Tabela 3 - Caracterização das Areias A e B.....	35
Tabela 4 - Massa específica do cimento utilizado no estudo	36
Tabela 5 - Resistência à compressão axial e módulos de elasticidade dos traços C30, C50 e C56 para cilindros	54
Tabela 6 – Propriedades Adotadas para as simulações	66

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS	15
1.1.1 Objetivo Geral	15
1.1.2 Objetivos Específicos	15
2 CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA	17
2.1 Microestrutura do Concreto	17
2.2 Fase Agregado	18
2.3 Pasta de Cimento Hidratada	19
2.4 Zona de Transição entre pasta de cimento e agregado graúdo	20
2.4.1 Variação da resistência mecânica do concreto de acordo com a direção de carregamento	22
2.5 Influência das condições de ensaio	25
2.5.1 Relação entre as condições de contorno e modo de falha	25
2.5.2 Variação das propriedades mecânicas conforme a alteração das condições de contorno	26
2.6 Modelos matemáticos	29
3 METODOLOGIA	31
3.1 Materiais	32
3.1.1 Brita 1	32
3.1.2 Areia	34
3.1.3 Cimento	35
3.1.4 Aditivo Superplastificante	36
3.2 Métodos	37
3.2.1 Produção do concreto e ensaio de abatimento	37
3.2.2 Moldagem e cura dos corpos de prova	37
3.2.3 Execução dos ensaios de compressão axial	40
3.2.3.1 Ensaios para verificação da variação de resistência mecânica de corpos de prova de concreto de acordo com a direção de carregamento	40
3.2.3.2 Ensaios para verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno	41
3.3 Modelagem Numérica	43
3.3.1 Método dos elementos discretos (DEM)	43

3.3.2 Lei Constitutiva Bilinear	46
3.3.3 Implementação do DEM no ambiente Abaqus	49
3.3.3.1 Modelagem da treliça espacial	49
3.3.3.2 Discretização das massas	50
3.3.4 Introdução do modelo constitutivo no Abaqus/Explicit	52
3.3.5 Inclusão de caráter aleatório	52
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	54
4.1 Ensaio de compressão axial	54
4.2 Resultados da verificação da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento	55
4.2.1 Análise da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento para o concreto C-30	55
4.2.2 Análise da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento para o concreto C-50	56
4.2.3 Análise da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento para o concreto C-65	57
4.2.4 Considerações gerais sobre a variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento	58
4.3 Resultados da verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno	58
4.3.1 Análise da verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o concreto C-30	59
4.3.2 Análise da verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o concreto C-65	59
4.3.3 Considerações gerais sobre a verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno ...	60
4.4 Resultados referentes à variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento em duas condições de contorno	62
4.5 Modelagem numérica	64
5 CONCLUSÕES	70
5.1 Sugestões para trabalhos futuros	71
6 REFERÊNCIAS	72

1 INTRODUÇÃO

Atualmente o concreto é o material mais utilizado na construção civil, apresentando grande versatilidade em sua utilização na engenharia. Sendo empregado tanto em simples construções como em megaestruturas modernas e de grande complexidade, que apresentam carregamentos incomuns e demandam um estudo preciso para a escolha de um concreto que apresente as propriedades adequadas, de modo a proporcionar total segurança na utilização da construção durante sua vida útil.

Visto isso, Mehta e Monteiro (2008) afirmam que as propriedades apresentadas pelo concreto tem origem em sua microestrutura interna, a qual expressa grande complexidade e heterogeneidade, sendo essas características que tornam o conhecimento da mesma essencial para obter o melhor desempenho das propriedades do concreto, como resistência e durabilidade. Desse modo, é importante destacar que há microrregiões consideradas como o elo fraco do conjunto, as quais podem ser tratadas como uma fase isolada da microestrutura do concreto, responsáveis pelo início da proliferação de fissuras durante a solitação de um elemento. Localizam-se nas interfaces entre pasta e agregado, são chamadas de zonas de transição.

Segundo Vieira (2008), nessas microrregiões geram-se vazios e defeitos de aderência que são associados à direção de lançamento do concreto, moldagem e exsudação interna, as quais fazem com que lamina de água se acumulem sob os agregados, gerando assim um fator água/cimento elevado. Isto conseqüentemente acarreta em zonas de baixa resistência em relação ao restante do conjunto, sujeitas a microfissuração facilmente. Sabe-se que estas zonas localizadas sob os agregados, podem ser consideradas como planos de clivagem situados perpendicularmente ao lançamento do concreto e que dependendo da direção em que o elemento é solitado, estas microrregiões podem agravar a perda de resistência.

Tratando de questões práticas, por exemplo, o lançamento e adensamento de pilares de concreto pré-moldados são realizados perpendicularmente a futura aplicação de carregamento e em virtude disso podem apresentar uma possível variação na resistência devido à disposição das zonas de transição, o que ressalta a importância desta pesquisa na execução de obras de engenharia civil.

Portanto, investiga-se o comportamento mecânico de corpos de prova de concreto de modo a verificar se ocorre variação de resistência quando a direção de aplicação do carregamento diverge da direção de lançamento e adensamento do elemento, verificando-se assim como os mesmos se comportam em relação à fratura quando modificado o atrito para a execução dos ensaios, avaliando a influência da restrição nas extremidades dos corpos de prova em contato com o prato da máquina, ou seja, as condições de contorno impostas ao ensaio laboratorial.

Por fim, sabe-se que através de recursos computacionais os efeitos citados anteriormente também podem ser estudados e previstos, de modo a enriquecer ainda mais a análise dos resultados. Sendo assim, neste trabalho se utiliza o conjunto do Método dos Elementos Discretos Formado por Barras (LDEM) e o Método dos Elementos Finitos (FEM) aplicados no software comercial Abaqus/Explicit para processar os mesmo ensaios realizados experimentalmente em duas condições de contorno, verificando se há compatibilidade entre os resultados encontrados.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do trabalho é estudar o comportamento mecânico de corpos de prova cúbicos de três traços de concreto produzidos através do cimento CPV-ARI, com resistências equivalentes a 30 MPa, 50 MPa e 65 MPa, ensaiados por compressão axial com diferentes condições de contorno.

1.1.2 Objetivos Específicos

- 1 - Verificar o comportamento mecânico dos corpos de prova aplicando o carregamento paralelamente à direção de lançamento e adensamento dos mesmos;
- 2 - Verificar o comportamento mecânico dos corpos de prova aplicando o carregamento perpendicularmente à direção de lançamento e adensamento dos mesmos;

3 - Verificar se a variação das condições de contorno entre máquina de ensaio e corpo de prova modifica os resultados de resistência á compressão axial de modo considerável;

4 - Realizar simulações numéricas dos ensaios experimentais executados em duas condições de contorno com o concreto de 30 MPa, a fim de verificar se há uma compatibilidade entre os resultados dos dois procedimentos.

2 CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Microestrutura do Concreto

No concreto podem ser verificadas duas fases a olho nu, as partículas de agregado e o meio ligante (pasta de cimento hidratada), em razão disso o concreto é considerado, de modo geral, como um material bifásico, porém analisando de maneira microscópica, de acordo com Lijuan e Yuanbo (2015) o mesmo pode ser tratado como um material trifásico, sendo constituído de agregados, pasta de cimento hidratada e zona de transição interfacial, a qual representa a região mais fraca no concreto.

Sendo assim, o concreto não pode ser tratado como um material homogêneo, pois as fases da microestrutura não são distribuídas homoganeamente entre si, em algumas regiões do concreto a pasta de cimento hidratada apresenta densidade equivalente a do agregado, enquanto que outras demonstram ter um nível elevado de porosidade, assim como as partículas de agregado que são compostas de diferentes minerais, possuindo microfissuras e vazios. Desse modo, a microestrutura do concreto não é uma característica intrínseca do material, pois seus constituintes podem sofrer modificações decorrentes do tempo, umidade e temperatura (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Figura 1 - Microestrutura do concreto



Fonte: Elaboração própria

Ainda segundo Mehta e Monteiro (2008, p. 24) pode-se afirmar que:

“A natureza altamente heterogênea e dinâmica da microestrutura do concreto é a principal razão de os modelos teóricos da relação microestrutura-propriedade, que são geralmente muito úteis para prever o comportamento dos materiais de engenharia, não terem muito uso prático no caso do concreto. Entretanto, um amplo conhecimento das características importantes da microestrutura de cada uma das três fases do concreto, é essencial para compreender e controlar as propriedades do material compósito”.

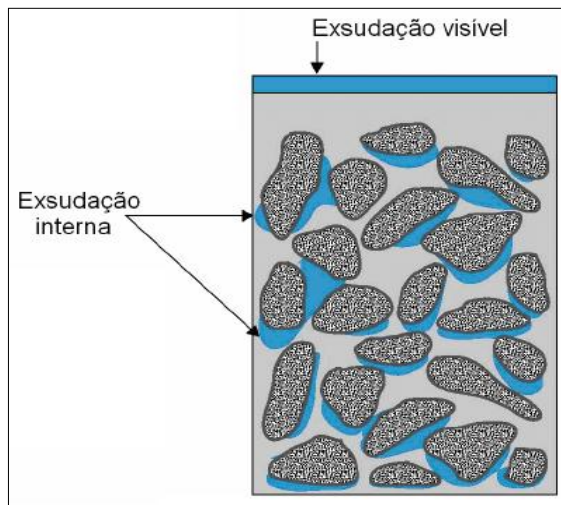
2.2 Fase Agregado

Os agregados são fundamentais para a determinação de propriedades como massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto. Desse modo massa específica, textura, granulometria, resistência à abrasão e sanidade do agregado são de grande relevância não só para caracterização do agregado, mas para o concreto no qual será utilizado, pois estas propriedades influenciam diretamente no comportamento do concreto. Por exemplo, a massa específica do agregado demonstra o quão poroso ele é, o que influencia diretamente no índice de vazios do concreto no qual será utilizado. Uma porosidade elevada acarreta em uma perda de resistência significativa no conjunto, independentemente do traço do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Segundo Rooco e Rlices (2008), mesmo que a resistência do concreto dependa essencialmente de dois fatores: relação água-cimento e grau de compactação, a forma dos agregados tem grande influência sobre a resistência do concreto. De acordo com sua granulometria e textura, se o agregado apresentar um formato lamelar, assim como um diâmetro característico relativamente alto, é provável que ocorra um acúmulo ainda maior de água de amassamento sob o agregado, em uma região chamada de zona de transição, localizada na interface pasta-agregado, a qual é suscetível à fissuração devido o seu fator água/cimento elevado em relação ao restante da pasta de cimento que compõe o concreto.

Esse processo foi analisado por Elsharief, Cohen e Olek (2003), os quais experimentalmente concluíram que quanto maior a partícula de agregado, maior é o acúmulo de água entorno dela devido o efeito de exsudação interna e em virtude disto, mais porosa é a zona de transição. A Figura 2 apresenta o efeito da exsudação interna discutido anteriormente.

Figura 2 - Exsudação Interna no Concreto



Fonte: Mehta e Monteiro (2008, p.26)

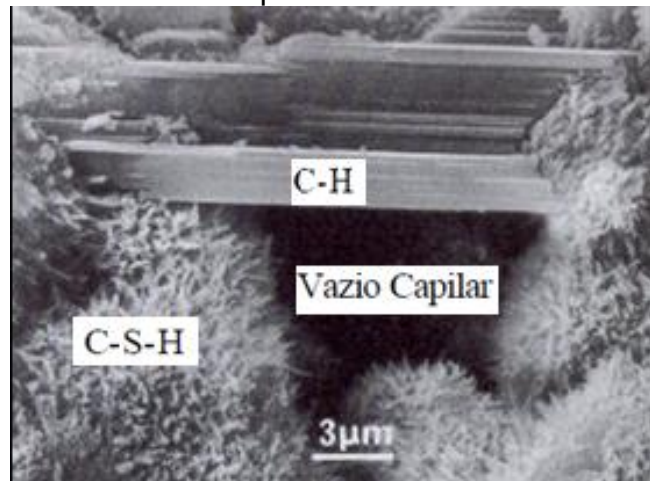
2.3 Pasta de Cimento Hidratada

A pasta de cimento hidratada se trata da pasta de cimento Portland no concreto, a qual sofre reações químicas após o lançamento do mesmo devido a sua composição de água e cimento. No decorrer do tempo ocorre a hidratação do cimento, estimando-se que em 28 dias de cura já esteja com 70 a 80% de hidratação e que, praticamente, em um ano (365 dias) complete 100% de hidratação (GUÉNOT-DELAHAIE, 1996; TAYLOR, 1997 apud GONÇALVES, TOLDO, FAIRBAIRN, 2006).

De modo geral, a reação de hidratação resume-se a formação do silicato de cálcio hidratado, aluminato de cálcio hidratado, etringita, monosulfaluminato de cálcio hidratado e do hidróxido de cálcio, como consequência da reação de compostos do cimento com água, como: C_2S , C_3S , C_3A e C_4AF (GONÇALVES; TOLEDO; FAIRBAIRN, 2006).

Portanto no decorrer de algumas horas, os vazios que eram ocupados por água e cimento em processo de dissolução, passam a serem preenchidos por grandes cristais prismáticos de hidróxido de cálcio (C-H ou $Ca(OH)_2$) e pequenos cristais fibrosos de silicatos de cálcio hidratado (C-S-H) (METHA; MONTEIRO, 2008), processo que pode ser verificado na Figura 3.

Figura 3 - Imagem microestrutural da pasta de cimento hidratada



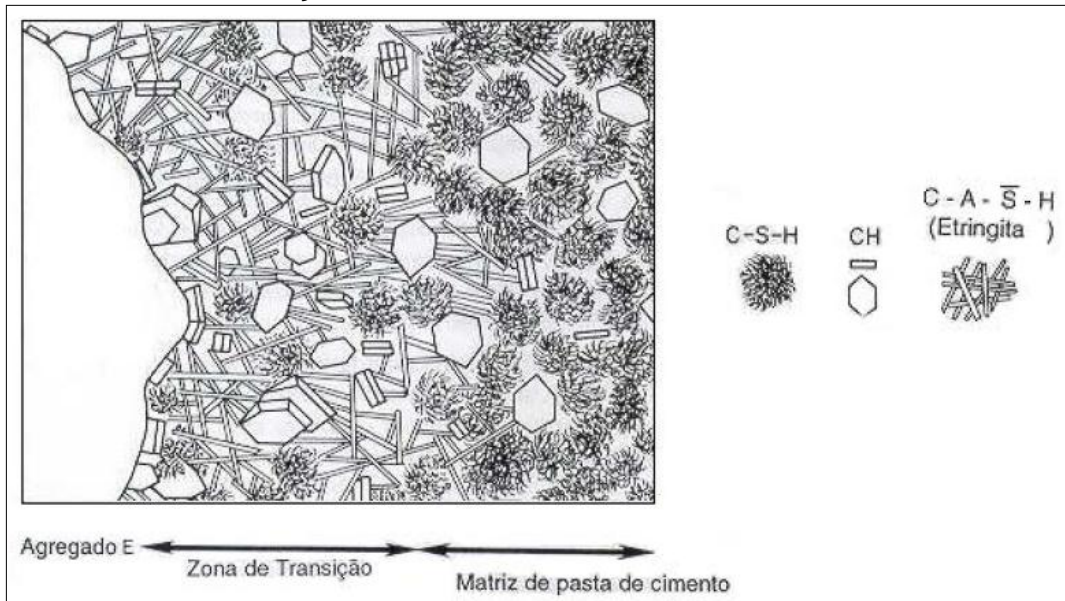
Fonte: Adaptado de Moranville (1992)

2.4 Zona de Transição entre pasta de cimento e agregado graúdo

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), após o lançamento do concreto, quando o mesmo ainda se encontra no estado fresco, filmes de água tendem a se formar ao redor das partículas de agregado graúdo devido à exsudação interna do concreto. Este processo acarreta em um aumento do fator água/cimento nestas regiões, fazendo com que se gerem cristais que formam uma estrutura mais porosa que a pasta de cimento.

À medida que ocorre a hidratação da pasta de cimento, o C-S-H pouco cristalino e uma outra geração de cristais menores de etringita e C-H iniciam um processo de preenchimento de vazios, os quais são considerados maiores na zona de transição do que na pasta de cimento devido ao espaço consideravelmente maior deixado pela água concentrada nestas regiões, tornando esta zona uma região de baixa resistência, que pode ser visualizada em uma representação diagramática da sua composição pela Figura 4, onde se verifica uma alta concentração de agulhas finas de etringita.

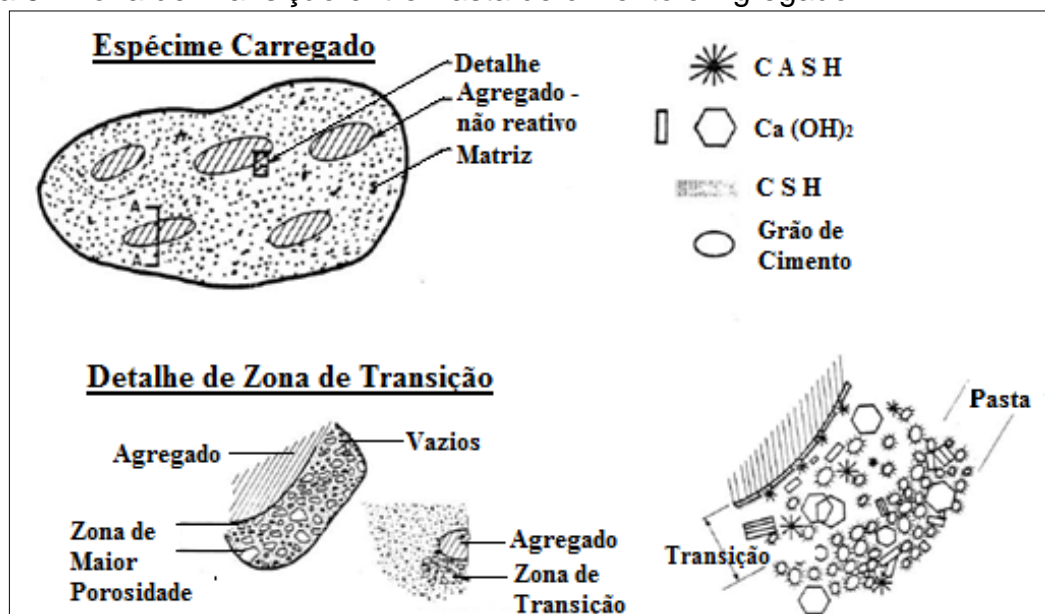
Figura 4 - Zona de Transição



Fonte: Mehta e Monteiro (2008, p.43)

Sendo assim considera-se a zona de transição como a região de maior porosidade e heterogeneidade da pasta de cimento no concreto e em razão disso a aderência entre agregado e pasta é mínima em relação ao restante do conjunto, caracterizando uma baixa força de adesão entre agregado/pasta, o que conseqüentemente diminui a resistência mecânica do concreto (Figura 5) (REDA; SHRIVE, GILLOTT, 1999).

Figura 5 - Zona de Transição entre Pasta de cimento e Agregado



Fonte: Adaptado de Monteiro (1985)

A zona de transição é influenciada diretamente pelo fator água/cimento nos traços de concreto, visto que quanto maior é esta relação, maior será a porosidade do concreto e dessa forma, menor será a carga resistida nessa região interfacial entre pasta e agregado (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Monteiro (1985) afirma que quando o carregamento é gerado nas primeiras idades do concreto, as microfissuras terão início nas zonas de transição, as quais apresentarão um nível alto de porosidade. Porém a medida que o tempo passa, estas zonas frágeis tendem a ser preenchidas por produtos de hidratação da pasta de cimento diminuindo a influência da mesma na resistência do elemento.

2.4.1 Variação da resistência mecânica do concreto de acordo com a direção de carregamento

Com base em tudo que já foi discutido, pode-se dizer que as zonas de transição influenciam diretamente no comportamento mecânico de elementos de concreto, mas o que o estudo pretende dar enfoque é como estas microrregiões influenciam nas propriedades do concreto.

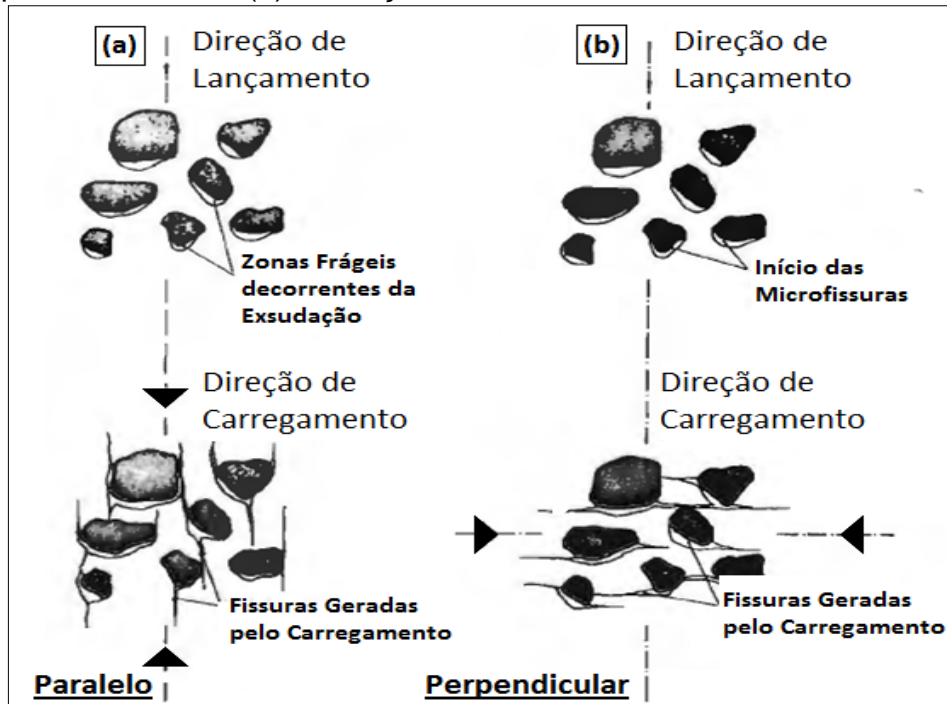
Portanto, por razões simples pode-se explicar algo que já foi constatado antigamente por autores como Hugues e Ash (1970) e Van Mier (1985), os quais afirmam que em razão da exsudação interna do concreto, a qual ocorre durante a cura, formam-se áreas mais fracas na matriz, as quais se desenvolvem sob as maiores partículas de agregados, formando planos de clivagem suscetíveis à formação de trincas.

Em virtude disto, quando o carregamento é orientado paralelamente a direção de lançamento do concreto, as microrregiões frágeis encontradas nas zonas de transição pasta/agregado, encontram-se em uma direção menos favorável para propagação de fissuras, de modo que o caminho das mesmas será contornar o agregado, como demonstra a Figura 6 (a). Isso indica que deverá ocorrer uma deformação maior para que as fissuras possam influenciar de modo significativo para diminuir a resistência mecânica do elemento.

Porém, quando o carregamento é aplicado perpendicularmente à direção de lançamento e adensamento do concreto, os micro-defeitos são orientados na mesma direção que o carregamento é aplicado, favorecendo a uma rápida propagação de microfissuras, levando o corpo de prova à ruptura com deslocamentos relativamente

baixos e conseqüentemente com cargas menores, fato que pode ser verificado na Figura 6 (b).

Figura 6 - Propagação de fissuras quando o carregamento é aplicado paralelamente (a) e perpendicularmente (b) ao lançamento do concreto.



Fonte: Adaptado de Van Mier (1985)

De acordo com Burlion, Bourgeois e Shao (2005), pode-se afirmar que quando o concreto é submetido a tensões elevadas de compressão, forças laterais geram-se de modo que o elemento sofra uma separação de dentro para fora, formando propagação de microfissuras. Desse modo, observam-se mudanças na rigidez do material dependendo da direção de lançamento e de aplicação de carregamento do concreto, pois se a força estiver sendo aplicada paralelamente a direção de lançamento, as fissuras terão uma propagação mais lenta, fato justificado pelo não favorecimento de propagação de microfissuras explicado anteriormente na Figura 6 (a), diferentemente do caso em que a direção de carga é perpendicular ao lançamento e adensamento do concreto (Figura 6 – b).

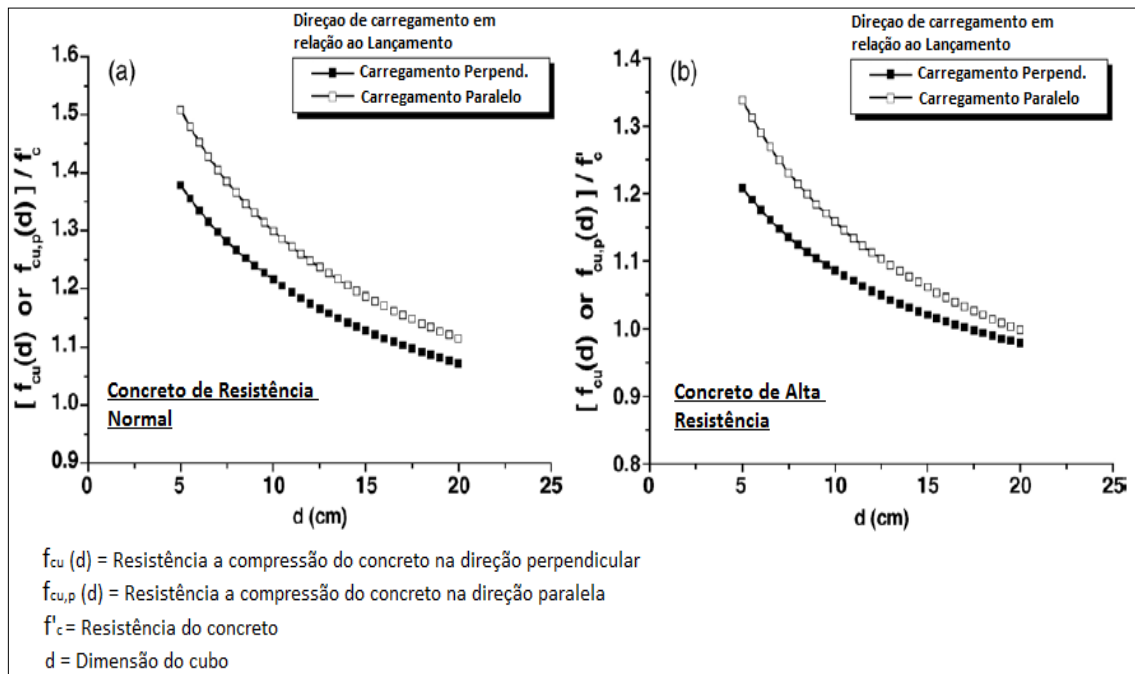
Yi, Yang e Choi (2005) analisaram os efeitos na resistência a compressão de corpos de prova com diferentes tamanhos e formas, variando a direção de carregamento no concreto, investigando os resultados experimentalmente através da mecânica da fratura. Desse modo, determinaram que para cubos, quando a direção

do carregamento é paralela ao lançamento do concreto, a resistência a compressão axial é superior a do caso em que a direção é perpendicular ao lançamento.

Essa conclusão reforça a constatação de Hugues e Ash (1970) e Van Mier (1985), porém os autores ressaltaram que pode haver alguma alteração nos resultados em razão de ocorrer uma restrição nas extremidades dos corpos de prova, também chamada de fricção, que força as amostras a romper em um modelo de fratura padrão, independente da direção de lançamento do concreto, devido ao confinamento gerado pela interface das extremidades com a prensa (processo que será discutido mais detalhadamente no item 2.5).

Na Figura 7 apresentam-se os gráficos de tensão x deformação de Yi, Yang e Choi (2005) para cubos de (100x100x100) mm, os quais são importantes referências para o presente estudo, pois confirmam que é válida uma investigação mais criteriosa sobre esse processo de exsudação relacionado à direção de lançamento do concreto.

Figura 7 - Gráfico tensão x deformação de amostras carregadas em direções paralelas e perpendiculares ao carregamento: (a) Concreto de resistência normal; (b) Concreto de alta resistência



Fonte: Adaptado de Yi, Yang e Choi (2005).

2.5 Influência das condições de ensaio

Em ensaios laboratoriais, o ambiente de teste influencia significativamente na obtenção dos resultados. Sendo assim, este item trata dos efeitos que as condições de contorno podem ocasionar em um ensaio de compressão axial, visto que o atrito gerado entre o corpo de prova e o prato da máquina resultam em uma modificação no modo de falha e nas propriedades mecânicas dos corpos de prova.

2.5.1 Relação entre as condições de contorno e modo de falha

Segundo Van Geel (1998), quando se aumenta o coeficiente de atrito das faces dos pratos da máquina de carregamento em contato com o corpo de prova, o deslocamento entre o elemento e máquina torna-se restrito em virtude das tensões de fricção nas extremidades da amostra, gerando tensões triaxiais de confinamento que forçam a um modo de falha padrão, com formato de ampulheta. Portanto, para que se estude o comportamento de falha de corpos de prova sob carregamento axial, é necessário reduzir de modo considerável as tensões de fricção.

Estudos sobre modo de falha em corpos de prova de concreto como de Hampel *et al.* (2009) e Pivonka *et al.* (2003) por exemplo, não consideraram a influência da fricção entre os pratos da máquina de carga e a amostra, fato que simplifica consideravelmente o procedimento de análise estrutural. Porém, torna o experimento falho, em vista de que ocorrem tensões ocasionadas pela restrição das faces do corpo de prova.

Neville (2010) afirma que há dificuldade de conciliação entre conclusões no que diz respeito aos modos de falha que surgem nos corpos-de-prova submetidos à compressão axial. O autor propôs a análise de danificação de elementos de concreto submetidos à compressão, constatando que entre 0 a 40% da tensão máxima do ensaio, as fissuras se encontram estabilizadas nas regiões de interface. Então, desta margem até 70% a 80% da carga máxima as fissuras geradas apresentam uma inclinação de 45° em relação à direção de aplicação do carregamento.

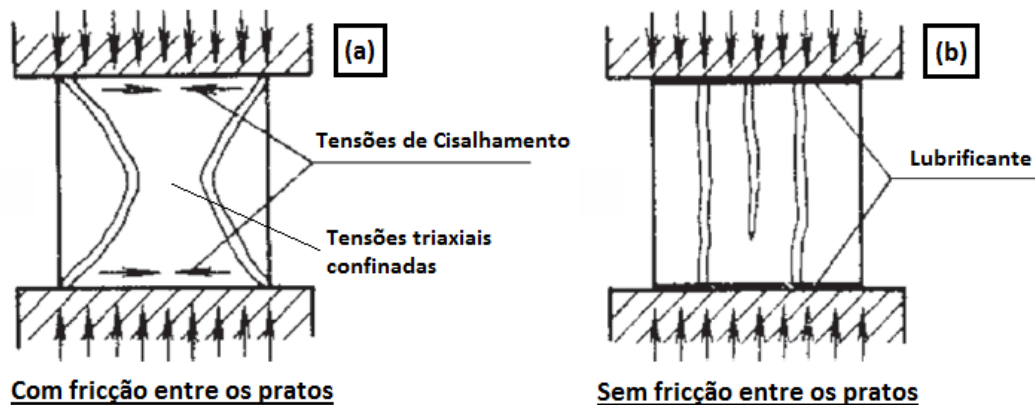
Para ensaios de compressão uniaxial com deformação controlada, é constatado que depois que é alcançado o nível de carga máxima a relação tensão x deformação do concreto inicia um processo gradual de decréscimo de resistência

com o aumento da deformação axial, visto que as fissuras (macrofissuras) se apresentam depois do alcance da tensão de pico. O esperado seria o desenvolvimento de macrofissuras em uma direção paralela a de aplicação de carga, porém observam-se fissuras inclinadas e distribuídas com direções aleatórias próximas das regiões de contorno (MAZARS e BAZANT, 1989; PITUBA, 2003 apud VIEIRA, 2008).

Mattei, Mehrabadi e Zhu (2007) constataram que o comportamento verificado se justifica pelo atrito entre corpo de prova e a prensa utilizada. As tensões de cisalhamento que surgem na interface entre corpos de prova e prensa influenciam diretamente na resistência máxima e na curva tensão x deformação posterior ao pico de resistência.

Na Figura 8 se verifica como ocorre a distribuição de tensões e modos de ruptura em corpos de prova submetidos a compressão axial em estado de fricção (a) e sem fricção das faces através da utilização de lubrificante (b).

Figura 8 - Modo de falha da amostra de acordo com as condições de contorno: (a) Ensaio com fricção; (b) Ensaio sem fricção.



Fonte: Adaptado de Bezerra *et al.* (2015)

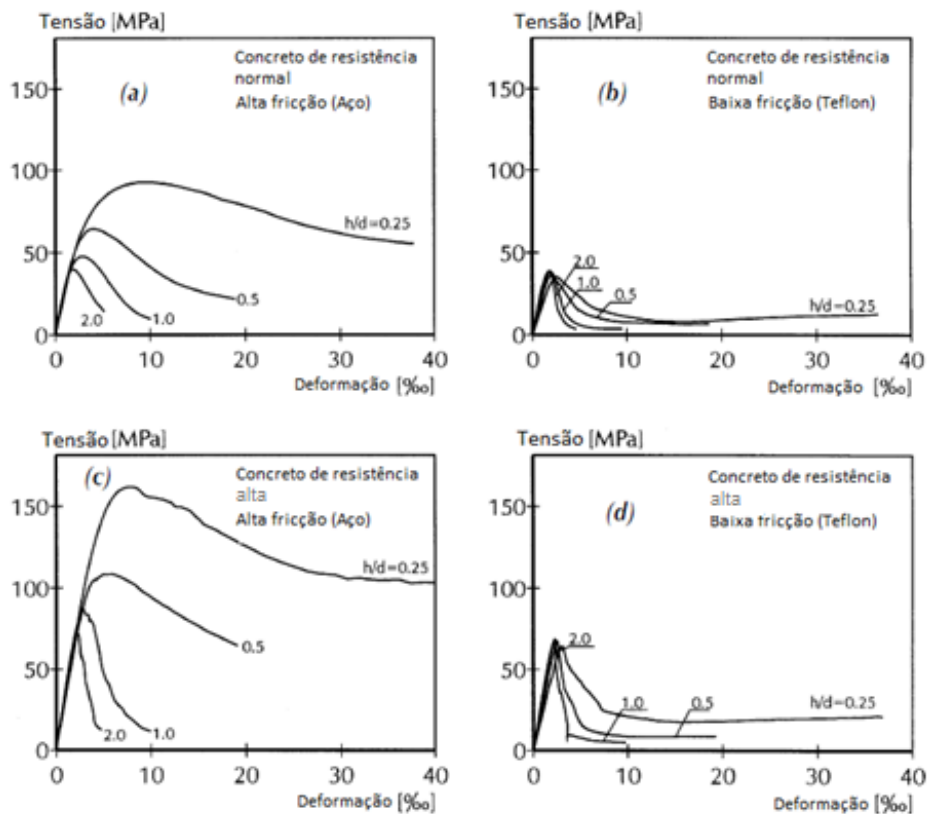
2.5.2 Variação das propriedades mecânicas conforme a alteração das condições de contorno

Van Mier *et al.* (1997) estudou os efeitos da restrição das extremidades de corpos de prova cilíndricos e prismáticos em contato com a prensa, variando a altura dos mesmos de modo a verificar a relação do comportamento mecânico destes com esbeltez e condições de contorno impostas na execução do ensaio. O autor concluiu

que quando os ensaios são realizados com lubrificante na interface entre amostra e prensa, a esbeltez dos corpos de prova não influenciam nas resistências, assim como determinou que há um decréscimo significativo de resistência quando comparado a ensaios em que há fricção, além de que há uma notória redução de ductilidade da amostra quando minimizada a fricção nos ensaios.

Os gráficos de tensão x deformação apresentados no estudo de Van Mier *et al.* (1997) estão apresentados na Figura 9, nestes foram utilizados concretos de resistência alta e normal.

Figura 9 - Curvas de tensão x Deformação de prismas com esbeltez diferentes (h/d): (a) concreto de resistência normal entre placas de aço; (b) concreto de resistência normal entre teflon; (c) concreto de alta resistência entre placas de aço; (d) concreto de alta resistência entre teflon.



Fonte: Adaptado de Van Mier *et al.* (1997)

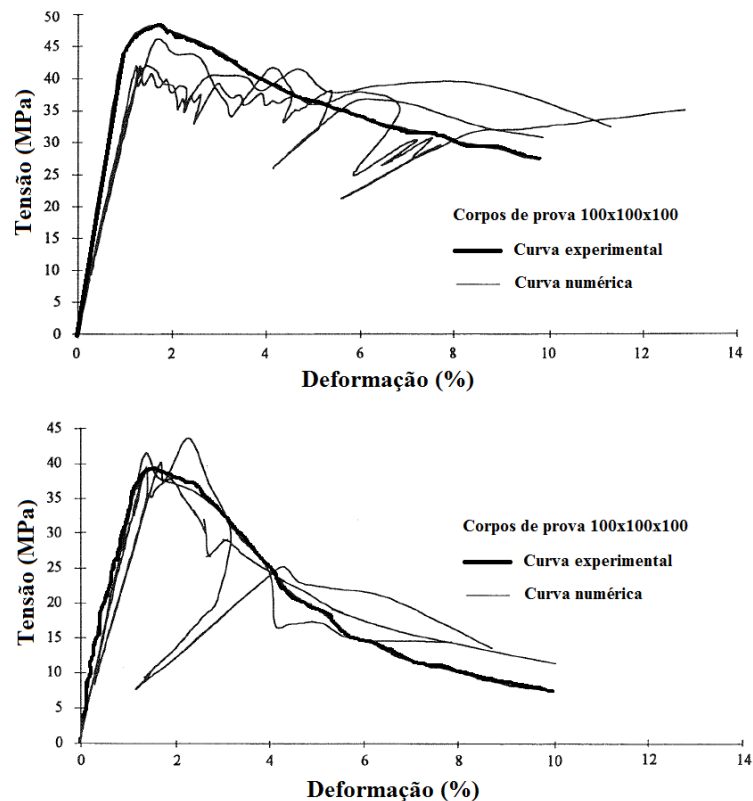
Carpinteri *et al.* [ca. 1998] buscou estudar o comportamento de corpos de prova variando a esbeltez e as condições de contorno entre o espécime e as placas de carga, investigando estes aspectos experimentalmente e numericamente através de simulações. O autor chegou a constatações semelhantes a Van Mier *et al.* (1997), no caso dos ensaios com fricção ocorreu uma grande variação de resistências na

medida que mudavam-se a esbelteza das amostras, já nos ensaios sem fricção as resistências praticamente não variaram. Outro fator constatado foi a diminuição da ductilidade das amostras quando os ensaios foram isentos de fricção, assim como uma perda significativa de resistência.

O decréscimo de resistência é justificado pelo autor, o qual afirma que a fricção cria tensões de cisalhamento que atuam na interface entre máquina e corpos de prova, gerando uma situação de confinamento no interior do elemento, o que conseqüentemente eleva a carga máxima dos mesmos, em virtude de que nestas regiões confinadas ocorre compressão triaxial, a qual é maior que a força de compressão axial. Algo importante a ser ressaltado, é que a análise dos resultados deste estudo apresentou uma correspondência satisfatória entre simulações numéricas e ensaios experimentais.

Os resultados encontrados por Carpinteri *et al* [ca. 1998] quando utilizados cubos de dimensões (100 x 100 x 100) mm se encontram na Figura 10.

Figura 10 - Gráficos tensão x deformação de corpos de prova cúbicos em duas condições de contorno.



Fonte: Adaptado de Carpinteri *et al*. [ca. 1998]

2.6 Modelos matemáticos

Modelos matemáticos representam uma alternativa de grande valia quando há necessidade de previsão e análise de comportamentos físicos relacionados a engenharia, embora não se obtenha em todos os casos soluções exatas em virtude da complexidade dos mesmos, os resultados apresentam grande aproximação. Dessa maneira, a utilização de métodos numéricos cresce exponencialmente com o passar dos anos, fato que se justifica tanto pelo aparecimento de novos softwares no mercado, quanto pela produção de máquinas cada vez mais capacitadas.

Dentre os métodos a serem implementados, o método dos elementos finitos (MEF) é bastante utilizado. De acordo com Gonçalves (2007), uma das vantagens a ser ressaltada é a possibilidade de trabalhar com geometrias arbitrárias, as malhas são refinadas de maneira simples em regiões determinadas pelo usuário, isto em razão de cada elemento poder ser dividido em vários sem dificuldade. O método dos elementos finitos pode ser considerado, de modo geral, como um método de fácil análise matemática.

Visto que o FEM apresenta dificuldades em simulações relacionadas a fratura e fragmentação de sólidos, como alternativa, o método que apresenta a possibilidade de modelagem de estruturas que sofrem fraturas é o método dos elementos discretos (DEM). Essa vantagem é considerada por Rios (2002), como uma condição valiosa em casos de fratura de materiais frágeis, visto que desativar barras no método é relativamente fácil. O DEM pode ser empregado não só em pesquisas relacionadas a elementos frágeis, mas também a materiais quase-frágeis, podendo apresentar até ductilidade, como concreto reforçado com fibras, por exemplo.

Em relação a amostras cúbicas de concreto não homogêneas submetidas a tensão nominalmente não-axial, de acordo com estudos passados, previsões numéricas com modelos DEM se apresentaram viáveis, ou seja, os resultados expressaram coerência até o momento. Porém, de acordo com Iturrioz, Riera e Miguel (2013) as simulações se apresentam com resposta satisfatória até a carga máxima, quando o carregamento se eleva ao ponto de colapsar o material (comportamento frágil), assim como constataram que outra deficiência em relação a modelos DEM com malha perfeitamente cúbica, é que as melhores correlações com

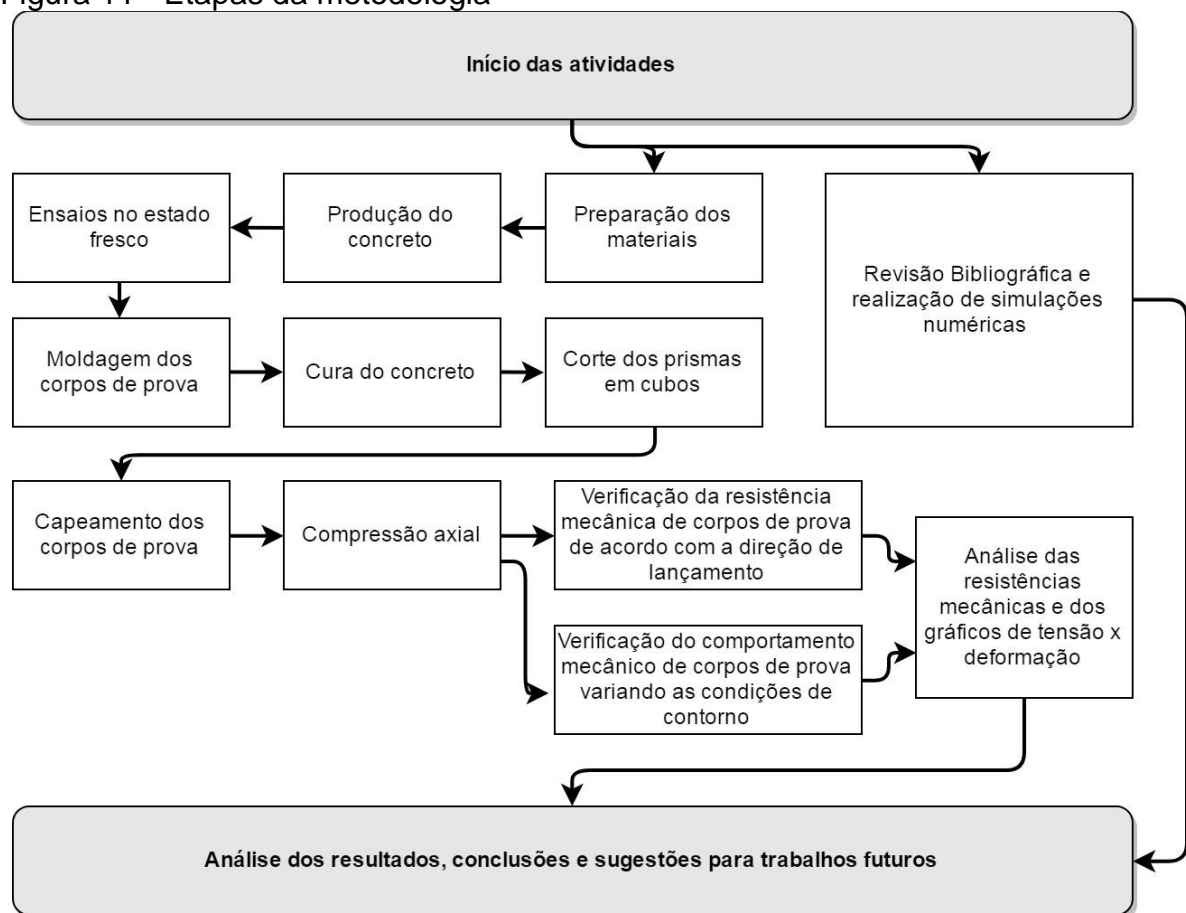
os resultados obtidos experimentalmente seriam determinados com parâmetros materiais que diferem em tração e compressão.

3 METODOLOGIA

Este capítulo está dividido em três partes, a primeira consiste na apresentação da caracterização dos materiais constituintes dos traços de concreto, assim como as respectivas normas utilizadas, a segunda apresenta os procedimentos necessários para execução dos ensaios experimentais e a terceira trata do embasamento teórico para execução de simulações numéricas.

A realização dos ensaios experimentais e a execução de simulações numéricas, podem ser melhor visualizados no esquema apresentado na Figura 11, o qual resume de modo sequencial todos os procedimentos que compõe a metodologia do estudo.

Figura 11 - Etapas da metodologia



Fonte: Elaboração própria

3.1 Materiais

Para a realização do estudo moldaram-se corpos de prova a partir de três traços de concreto, os quais possuem resistência equivalente a 30MPa, 50MPa e 65MPa, sendo denominados respectivamente por C30, C50 e C65. Os materiais para a produção dos traços, assim como suas respectivas proporções se encontram na Tabela 1.

Tabela 1 – Traços em massa dos concretos C30, C50 e C65

	Cimento	Areia A	Areia B	Brita 1	Água	Super-plastificante	Teor de Argamassa
C-30	1	-	2,57	3,49	0,64	-	50,57%
C-50	1	0,76	0,93	2,31	0,44	0,24 % da massa do cimento	50,82%
C-65	1	-	1,28	2,21	0,34	0,80 % da massa do cimento	50,78%

Fonte: Elaboração própria

3.1.1 Brita 1

A brita 1 utilizada corresponde a uma pedra britada de formato predominantemente cúbico de origem basáltica, a mesma pode ser observada na Figura 12.

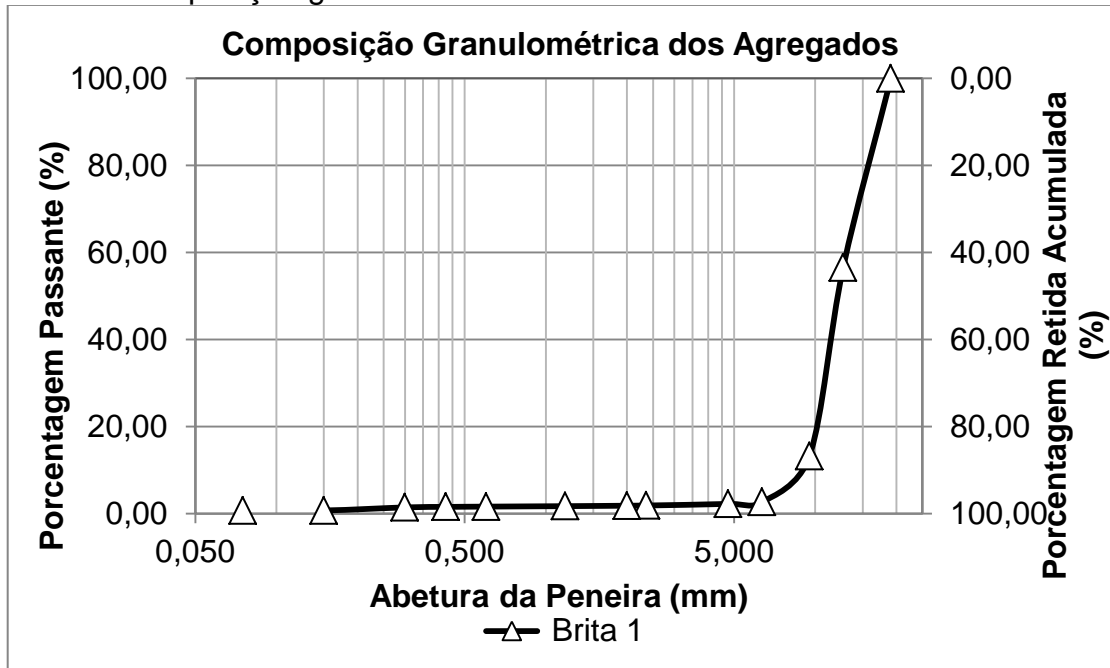
Figura 12 - Brita 1 utilizada na produção dos traços de concreto



Fonte: Elaboração própria

Para determinação da composição granulométrica da brita 1, coletaram-se amostras representativas de acordo com a NBR NM 26 (ABNT, 2001), reduzindo as mesmas conforme a NBR NM 27 (ABNT, 2001), para que posteriormente através da NBR NM 248 (ABNT, 2001) se executa-se o ensaio granulométrico. A Figura 13 apresenta a curva granulométrica obtida.

Figura 13 - Composição granulométrica da Brita 1



Fonte: Elaboração própria

A partir da NBR NM 53 (ABNT, 2003) determinaram-se as massas específicas do agregado seco, saturado com a superfície seca, aparente e a absorção de água do agregado. Na Tabela 2 constam os resultados obtidos na caracterização da brita 1.

Tabela 2 - Caracterização da Brita 1

Massa específica - Agregado seco (g/cm ³)	2,90
Massa específica – Saturado com superfície seca (g/cm ³)	2,80
Massa específica – Aparente (g/cm ³)	2,74
Absorção (%)	1,91
Módulo de finura (%)	6,77
Dimensão característica (mm)	12,7

Fonte: Elaboração própria

3.1.2 Areia

Em relação ao agregado miúdo, para o concreto C30 e C65, utilizou-se somente um tipo de areia, no caso uma areia identificada por “Areia B”. Já para o traço de concreto C50 utilizaram-se dois tipos de areia, a Areia B já mencionada e uma areia com granulometria mais fina, nomeada como “Areia A”. Na Figura 14 constam as Areias A e B.

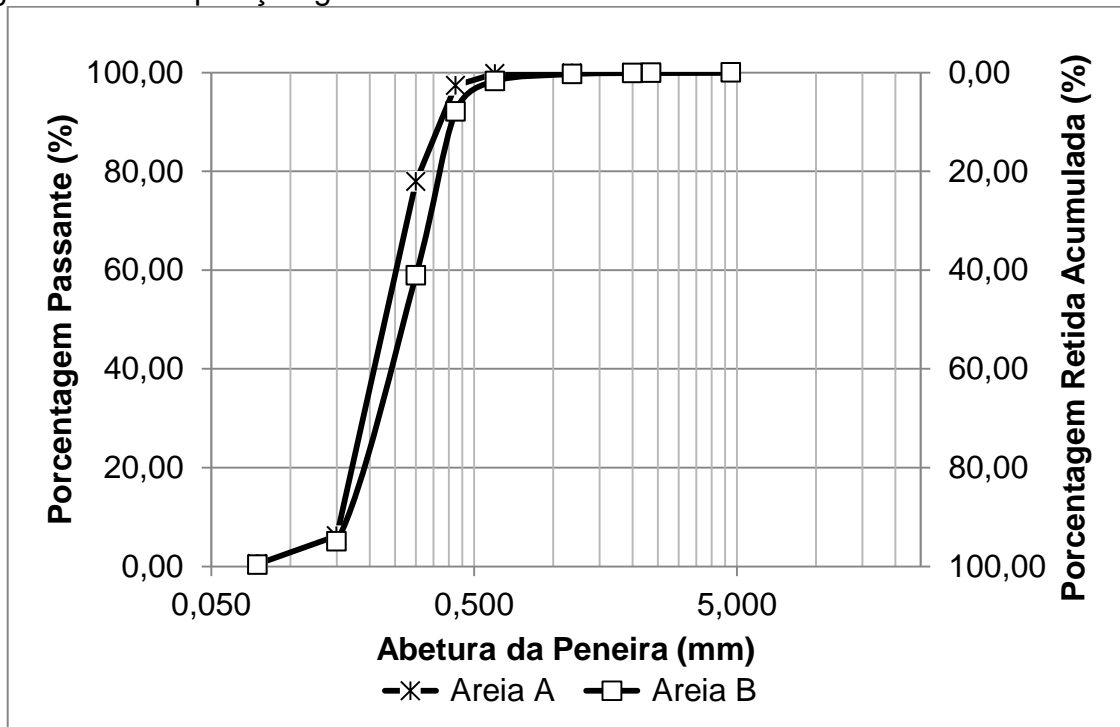
Figura 14 - Areias utilizadas para produção dos traços: a - Areia A, b - Areia B



Fonte: Elaboração própria

As mesmas normas utilizadas para caracterização granulométrica da brita 1, foram aplicadas para caracterização das areias A e B. Sendo assim, pode-se observar na Figura 15 a curva granulométricas determinada para as duas areias. Na Figura 15 apresenta-se a curva granulométrica para as duas areias.

Figura 15 - Composição granulométrica das areias



Fonte: Elaboração própria

Utilizando a NBR NM 9776 (ABNT, 1987), determinou-se a massa específica dos agregados miúdos através do método de frasco de Chapman, sendo que para cada uma das areias foram realizados três ensaios e então retirado as médias. Abaixo na Tabela 3, encontram-se a caracterização das areias A e B.

Tabela 3 - Caracterização das Areias A e B

Areia A		Areia B	
Massa específica (g/cm ³)	2,63	Massa específica (g/cm ³)	2,64
Módulo de finura (%)	1,16	Módulo de finura (%)	1,38
Dimensão característica (mm)	0,43	Dimensão característica (mm)	0,60

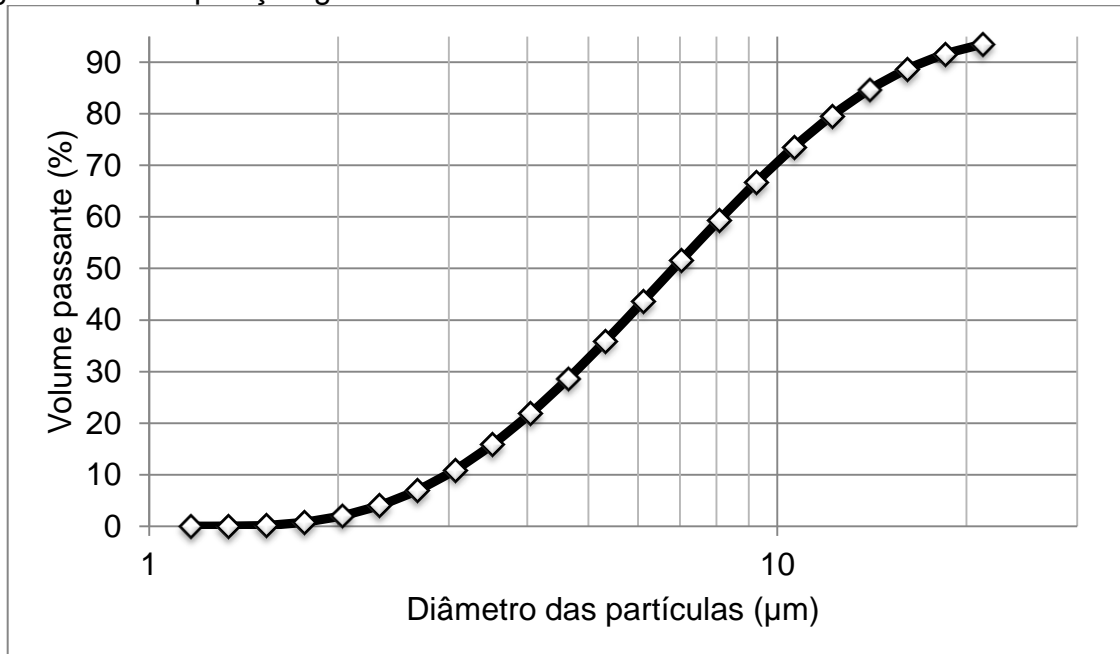
Fonte: Elaboração própria

3.1.3 Cimento

Para a produção dos traços de concreto foi utilizado o cimento Portland do tipo CPV-ARI. A composição granulométrica do mesmo foi realizada por meio da média de três amostras através da técnica de difração de raios laser com a utilização

de um analisador de partículas (Malvern Mastersizer 2000 TM). A granulometria do cimento se verifica na Figura 16.

Figura 16 - Composição granulométrica do cimento CPV-ARI



Fonte: Elaboração própria

A massa específica (Tabela 4) do cimento foi determinada conforme o método com utilização do frasco de Le Chatelier, de acordo com os procedimentos descritos na NBR NM 23 (ABNT, 2001).

Tabela 4 - Massa específica do cimento utilizado no estudo

Cimento CPV-ARI	
Massa específica (g/cm ³)	3,15

Fonte: Elaboração própria

3.1.4 Aditivo Superplastificante

O aditivo utilizado se trata de um superplastificante da empresa MC – Bauchemic Brasil Indústria e Comércio Ltda, situada na cidade de Tijuco Preto-SP. O aditivo apresenta densidade de 1,05 (g/cm³) e teores de cloretos e álcalis inferior a 0,1 (dados fornecidos pelo fabricante).

3.2 Métodos

3.2.1 Produção do concreto e ensaio de abatimento

Para execução dos traços de concreto C30, C50 E C65, utilizou-se uma betoneira disponibilizada no laboratório de Engenharia Civil, de modo a preparar o concreto de maneira mecanizada com as respectivas proporções de materiais já descritas para cada traço. Durante a execução de cada concretagem, realizou-se o ensaio de abatimento de tronco de cone no estado fresco para verificar a consistência dos traços, o qual consiste em umedecer e preencher o molde em três camadas sobre a placa de base, compactando cada uma com 25 golpes, após preenchê-lo totalmente, retira-se o molde e se mede o abatimento do concreto, assim como especifica a NBR NM 67 (ABNT, 1998). Na Figura 17 se encontram a imagem da betoneira utilizada para produção do concreto (a) e uma imagem da realização do ensaio de abatimento (b).

Figura 17 - Produção do concreto: (a) betoneira; (b) ensaio de abatimento



Fonte: Elaboração própria

3.2.2 Moldagem e cura dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova se realizou em moldes prismáticos, com altura de 10 cm, largura de 10 cm e comprimento de 40 cm, os quais foram revestidos internamente com óleo mineral e adensados de acordo com ABNT NBR 5738 (ABNT, 2015), que prescreve que a partir de uma haste metálica padronizada os mesmos devem ser adensados com 75 golpes em uma única camada. Na figura

18 podem ser visualizados os moldes utilizados (a) e como os mesmos se encontram após o lançamento e adensamento do concreto (b).

Figura 18 - Moldagem dos corpos de prova: (a) moldes utilizados; (b) moldes após lançamento e adensamento

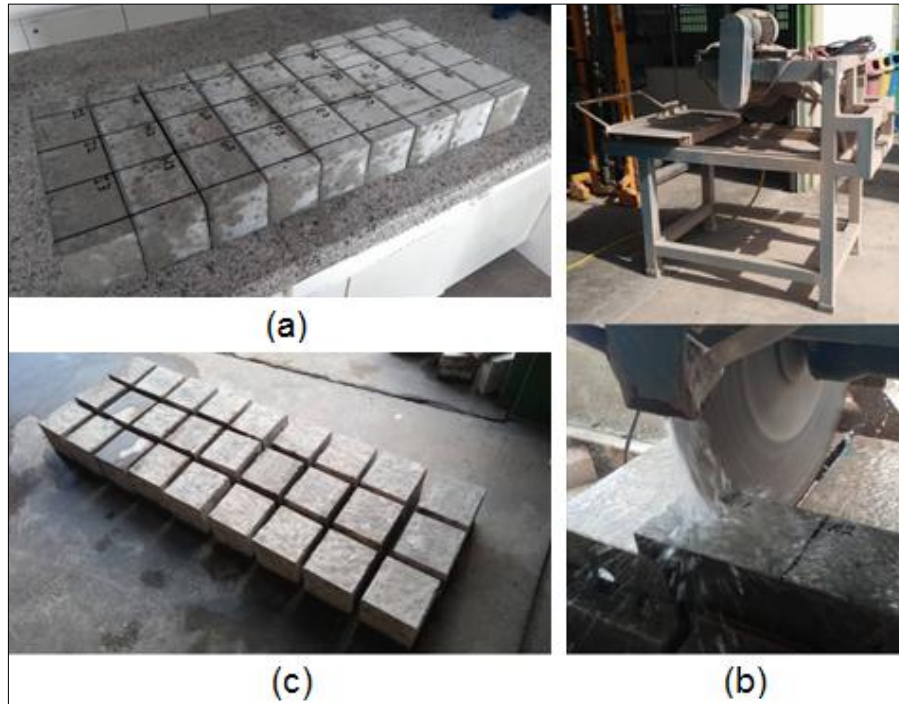


Fonte: Elaboração própria

Após o término da moldagem de todos os corpos de prova, segue-se a ABNT NBR 5738 (ABNT, 2015), que estabelece que estes devem permanecer nos moldes para a secagem por um período de 48 horas em local protegido de intempéries. Passado este tempo os mesmos devem ser desformados, identificados e colocados à cura em câmara úmida à temperatura de $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$ e umidade relativa do ar superior a 95 %.

Como o intuito do trabalho é utilizar corpos de prova cúbicos, com o concreto já endurecido, necessitou-se cortar os corpos de prova prismáticos com uma máquina de corte, fazendo de cada um dos prismas (100 mm x 100 mm x 400 mm) três cubos de concreto (100 mm x 100 mm x 100 mm). Em cada prisma desformado se traçaram linhas para o auxílio do corte com a máquina, de modo que cada cubo tenha como resultado a dimensão necessária com todas suas faces em esquadro, sendo que cada um será identificado conforme a posição na forma a qual foi moldado, procedimento que irá auxiliar na análise dos resultados. Por exemplo: o prisma identificado por A, resultará em cubos A1, A2 e A3 e assim será com os demais prismas. Abaixo se apresentam na Figura 19, os prismas após a desforma (a), a máquina efetuando o corte nos mesmos (b) e os cubos produzidos através do procedimento descrito (c).

Figura 19 - Produção dos corpos de prova através da máquina de corte: (a) desforma de prismas; (b) máquina de corte; (c) corpos de prova cúbicos



Fonte: Elaboração própria

Cortados os corpos de prova cúbicos, necessitou-se regularizar as superfícies dos cubos de concreto através de capeamento, que consisti em revestir os tops das amostras com uma fina camada de argamassa, está deverá apresentar aderência ao corpo de prova, compatibilidade química com o concreto, fluidez para aplicação, acabamento adequado e resistência equivalente ao concreto, assim como outros requisitos presentes na NBR 5738 (ABNT, 2015). O capeamento ocorreu conforme mostra a Figura 20.

Figura 20 - Capeamento de corpos de prova



Fonte: Elaboração própria

3.2.3 Execução dos ensaios de compressão axial

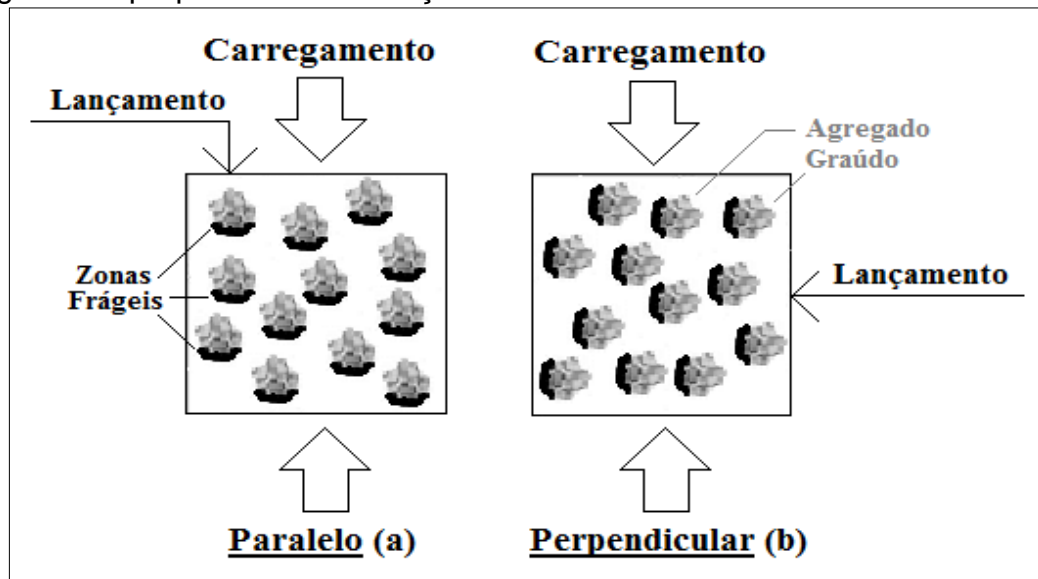
3.2.3.1 Ensaios para verificação da variação de resistência mecânica de corpos de prova de concreto de acordo com a direção de carregamento

Para a execução dos ensaios experimentais, metade dos corpos de prova cúbicos produzidos foram submetidos ao carregamento com a carga aplicada na mesma direção em que o concreto foi lançado e adensado nas formas, ou seja, estes corpos de prova foram ensaiados com aplicação da força paralela ao lançamento, já para a outra metade das amostras, procedeu-se com a aplicação do carregamento atuando perpendicularmente ao lançamento do concreto nas formas.

Para isso, os corpos de prova ensaiados com a carga paralela ao lançamento, foram colocados na posição de ensaio na mesma disposição em que foram concretados e postos a cura, como mostra a Figura 21 (a), já para as amostras em que a intenção é que a força atue perpendicularmente ao lançamento, necessitou-se que o corpo de prova fosse rotacionado 90° da posição em que foi concretado (Figura 21 - b) para posteriormente coloca-lo entre os pratos da prensa e iniciar o ensaio de compressão axial.

Desse modo, possibilita-se verificar se a modificação da orientação das zonas de transição (zonas frágeis) em relação à aplicação de carga influencia na resistência do concreto, uma vez que essas se encontram orientadas em uma disposição perpendicular ao lançamento do concreto sob os agregados graúdos.

Figura 21 - Posicionamento dos corpos de prova para ensaio de compressão axial: (a) Aplicação do carregamento paralelo ao lançamento, (b) Aplicação do carregamento perpendicular ao lançamento



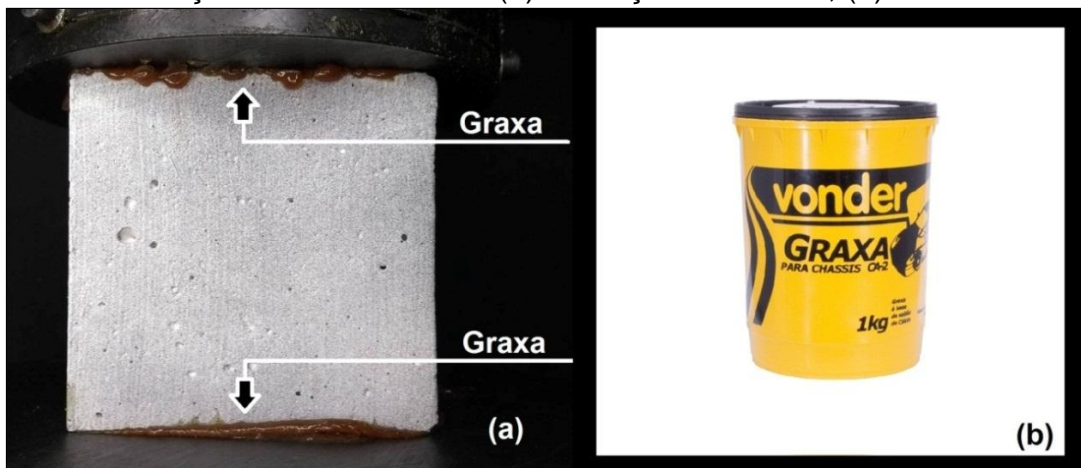
Fonte: Elaboração própria

3.2.3.2 Ensaios para verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno

O atrito gerado entre o corpo de prova e a face metálica do prato da máquina de ensaio resulta em uma modificação no modo de falha e nas propriedades mecânicas dos corpos de prova. Em virtude disto, em laboratório se executaram ensaios de compressão axial em que os corpos de prova produzidos foram ensaiados em duas condições de contorno, uma delas caracterizando atrito mínimo entre o elemento de concreto e a prensa (sem restrição) e outra atrito máximo (com restrição).

Portanto, executaram-se ensaios em que metade dos corpos de prova a serem produzidos foram ensaiados com aplicação de graxa nas faces em contato com a máquina de ensaio, visando proporcionar ao ensaio de compressão axial uma condição de atrito mínimo entre concreto e metal. A seguir a Figura 22 apresenta a condição de ensaio, assim como o produto utilizado nas faces dos corpos de prova ensaiados nesta condição de contorno.

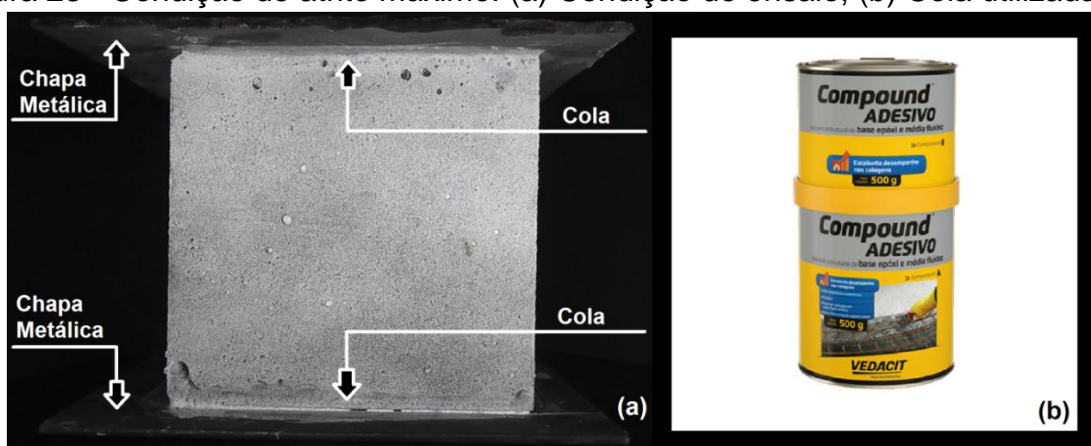
Figura 22 - Condição de atrito mínimo: (a) Condição de ensaio, (b) Graxa utilizada



Fonte: Elaboração própria

Também se realizaram ensaios com as faces dos corpos de prova coladas em chapas metálicas, as quais estavam em contato direto com a máquina de ensaio, representando uma condição de atrito máximo (fricção) nas extremidades dos corpos de prova. A Figura 23 mostra como é executado o ensaio e o produto utilizado para colar o corpo de prova nas chapas metálicas, o qual se trata de um adesivo estrutural de base epóxi que apresenta altas resistências em baixas idades e proporciona alto rendimento e excelente aderência a vários tipos de substratos, sendo indicado para colagem de concreto e ferro.

Figura 23 - Condição de atrito máximo: (a) Condição de ensaio, (b) Cola utilizada



Fonte: Elaboração própria

Para a realização de ambos os ensaios de compressão axial se utiliza a prensa hidráulica da marca INSTRON, SATEC séries, modelo 5590-HVL apresentada na Figura 24.

Figura 24 - Prensa hidráulica utilizada para ensaios de compressão axial



Fonte: Elaboração própria

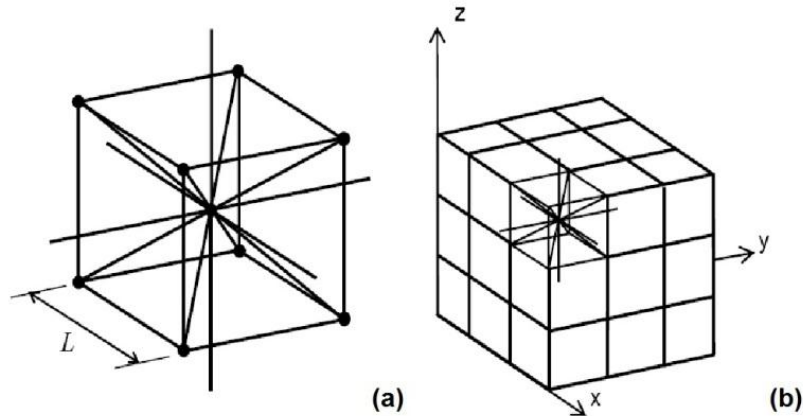
3.3 Modelagem Numérica

3.3.1 Método dos elementos discretos (DEM)

O método dos elementos discretos (DEM) pode ser representado através de um modelo cúbico simples, o qual é composto por vinte elementos de barra e por nove nós, pontos onde as massas se concentram. Cada um destes nós apresenta três graus de liberdade que correspondem a três componentes de vetor deslocamento, tratando-se de um sistema de referência global (KOSTESKI, 2012).

A Figura 25 apresenta o modelo básico (a) e a configuração do mesmo, em termos de geração do corpo (b).

Figura 25 - Discretização no DEM: (a) Modelo cúbico básico, (b) Geração de corpo prismático



Fonte: Kostaski (2012, p. 37)

A área transversal dos elementos posicionados longitudinalmente é calculada através da Equação 1 e a área diagonal pela Equação 2, visto que o elemento consiste em um material elástico isotrópico.

$$A_l = \phi L^2 \quad \dots(1)$$

Na Equação 1, A_l é a área transversal dos elementos longitudinais em cm^2 e se trata do comprimento do lado do módulo cúbico em cm.

$$A_\gamma = \frac{2}{\sqrt{3}} \delta \phi L^2 \quad \dots(2)$$

Sendo A_d a área transversal dos elementos longitudinais em cm^2 e L o comprimento do lado do módulo cúbico em cm.

Os coeficientes ϕ e δ inclusos nas equações anteriores são determinados com as Equações (3) e (4).

$$\phi = \frac{9 + 8\delta}{18 + 24\delta} \quad \dots(3)$$

$$\delta = 9\nu(4 - 8\nu) \quad \dots(4)$$

Sendo ν o módulo de Poisson do sólido. Pode-se afirmar que para $\nu = 0,25$ há uma equivalência direta entre o modelo e o contínuo isotrópico. Porém, para $\nu \neq 0,25$ ocorrem diferenças nos termos de cisalhamento. Estudos como de Nayfeh; Hefzy (1978) e Dalguer *et al.* (2001) apresentam o cálculo da seção equivalente por unidade de comprimento das barras longitudinais e diagonais necessárias para as Equações 3 e 4.

Em relação aos materiais sólidos, podem-se determinar os componentes de movimento por meio da Equação 5.

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + F(t) - P(t) = 0 \quad \dots(5)$$

Onde M representa a matriz de massa, \ddot{x} o vetor de aceleração, C a matriz de amortecimento, \dot{x} o vetor de velocidade, $F(t)$ as forças internas e $P(t)$ as forças externas.

A Equação 5 pode ser integrada no domínio do tempo utilizando integração explícita de diferenças finitas e a estabilidade do esquema de integração é garantida com tanto que o espaço de tempo não seja maior que o resultado obtido pela Equação 6.

$$\Delta t \leq \frac{0,6L}{C_p} \quad \dots(6)$$

Onde a velocidade de propagação de ondas longitudinais (C_p) é determinada pela Equação (7):

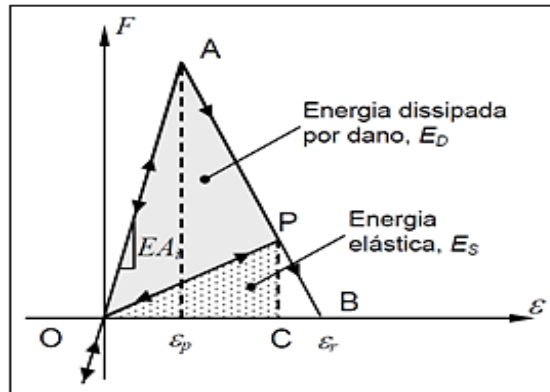
$$C_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \dots(7)$$

Sendo E o módulo de elasticidade e ρ a massa específica.

3.3.2 Lei Constitutiva Bilinear

Hillerborg (1978) propôs a lei bilinear, a qual considera a fratura frágil e possibilita captar os efeitos irreversíveis da nucleação e propagação de fissuras, em razão disso, a mesma leva em consideração a redução de carga no elemento.

Figura 26 - Modelo de Hillerborg



Fonte: Kosteski (2012, p. 40)

De acordo com Kosteski, Pinto e Iturrioz (2010) no gráfico apresentado na Figura 26, a área triangular formada pelos pontos OAB configura a densidade de energia que se necessita para que ocorra fratura da barra, a área triangular ligadas através dos pontos OPC caracteriza a energia elástica armazenada no elemento e por fim, a área formada pelos pontos OAP representa a densidade de energia por fratura.

A Equação 8 representa a proposta do modelo de Hillerborg, a qual esta relacionada a Figura 26.

$$f(\varepsilon) = \begin{cases} EA_i \varepsilon & se \rightarrow \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ EA_i \varepsilon_p \frac{\varepsilon_r - \varepsilon}{\varepsilon_r - \varepsilon_p} & se \rightarrow \varepsilon_p < \varepsilon < \varepsilon_r \\ 0 & se \rightarrow \varepsilon > \varepsilon_r \end{cases} \quad \dots(8)$$

Sendo ε a deformação, ε_r a deformação limite, ε_p a deformação crítica de falha, E o módulo de elasticidade e A a área da barra longitudinal ou diagonal.

Segundo Kostascki (2012), para que seja levada em consideração a energia de fratura dissipada durante o processo de ruptura, uma condição deve ser atendida, no caso a energia dissipada pela fratura do material contínuo e a representação discreta do mesmo devem ser correspondentes. Sendo assim, pode-se considerar a fratura de um elemento cúbico de lados $L \times L \times L$, como mostra a Figura 25 (a). Ainda o autor afirma que se utiliza a Equação 9 para determinar a energia dissipada pela fratura de uma amostra contínua de material em virtude de uma ruptura paralela a uma de suas faces.

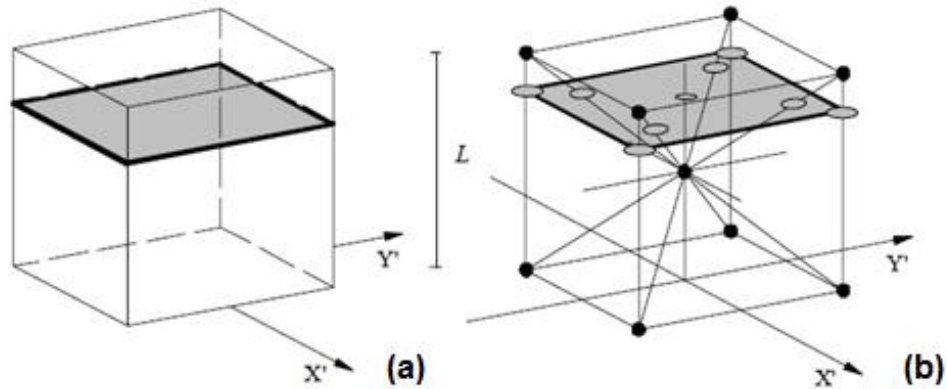
$$\Gamma = G_f \Lambda = G_f L^2 \quad \dots(9)$$

Onde Γ é a energia dissipada pela fratura, G_f representa a energia específica de fratura e Λ é a área de fratura atual. Porém, a energia que é dissipada no momento em que o módulo cúbico de dimensões $L \times L \times L$ é dividido em duas partes, deve-se levar em conta cinco elementos longitudinais, onde quatro são coincidentes com os eixos do módulo e um é interno, assim como quatro elementos diagonais (Figura 27 - b). Por tanto a energia dissipada pelo módulo do DEM é determinado com a Equação (10).

$$\Gamma_{DEM} = G_f \left\{ 4 \cdot 0,25 \cdot C_a + C_a + 4 \cdot C_a \cdot \left(\frac{2}{\sqrt{3}} \right)^2 \right\} L^2 \quad \dots(10)$$

O primeiro termo representa a soma dos quatro elementos do eixo, em relação ao termo central, considera-se o elemento interno e o último termo corresponde aos quatro elementos diagonais.

Figura 27 - (a) Sólido cúbico com dimensões $L \times L \times L$; (b) Módulo do DEM com dimensões $L \times L \times L$



Fonte: Kostaski (2012, p. 39)

Para que Γ_{DEM} e Γ sejam equivalentes, adota-se um coeficiente $C_A = 3/22$, o qual é deduzido igualando as Equações 9 e 10. Desse modo é possível determinar as áreas de fraturas equivalentes para os longitudinais (Equação 11) e diagonais (Equação 12).

$$A_l^f = (3/22)L^2 \quad \dots(11)$$

$$A_d^f = (4/22)L^2 \quad \dots(12)$$

A Equação 20, permite determinar a deformação crítica de falha (ε_p), a qual se localiza no ponto A da figura 26, representando a deformação máxima que o elemento pode sofrer até o início do dano.

$$\varepsilon_p = R_f \sqrt{G_f/E} \quad \dots(13)$$

Onde G_f a energia específica de fratura, E o módulo de elasticidade e R_f o fator de falha obtido pela Equação 14, o qual necessita da consideração de defeito intrínseco com tamanho a e o parâmetro Y relacionado as dimensões e trincas do corpo.

$$R_f = \frac{1}{Y\sqrt{a}} \quad \dots(14)$$

Segundo Kosteski (2012) quando o elemento perde sua capacidade de carregamento, atinge-se a deformação limite ε_r , no caso o ponto B da Figura 26. A deformação limite ε_r pode ser determinada por meio da deformação crítica de falha multiplicada por uma constante K_r , como mostra a Equação 15:

$$\varepsilon_r = K_r \varepsilon_p \quad \dots(15)$$

Onde K_r é determinada pela equação (16):

$$K_r = \left(\frac{G_f}{E \varepsilon_p^2} \right) \left(\frac{A_i^f}{A_i} \right) \quad \dots(16)$$

Visto que G_f representa a energia específica de fratura, ε_p a deformação crítica de falha, E o módulo de elasticidade, A_i^f a área de fratura equivalente e A_i a área da barra longitudinal ou diagonal.

3.3.3 Implementação do DEM no ambiente Abaqus

Segundo Kosteski (2012) é possível programar características do método dos elementos discretos no software Abaqus, pois assim ganha-se versatilidade para simulação de problemas com condições de contorno e formas de maior complexidade, assim como gerar modelos mistos DEM+FEM, ou até mesmo implementar outras leis constitutivas uniaxiais para as barras, por exemplo.

3.3.3.1 Modelagem da treliça espacial

Utilizando elementos finitos de barra tridimensional com dois nós, através da superposição de módulos básicos se obtém a treliça espacial no ambiente Abaqus/Explicit. Neste, os elementos associam-se individualmente a uma seção, e para cada seção é designado um material. Em relação a disposição cúbica, há quatro seções de diferentes tipos de material, os quais correspondem a elementos colocados nas arestas (S^A), nas faces (S^C), internos (S^I) e diagonais (S^D), do

modelo global (Figura 28). As áreas dos elementos pertencentes a cada seção são determinados através das equações abaixo:

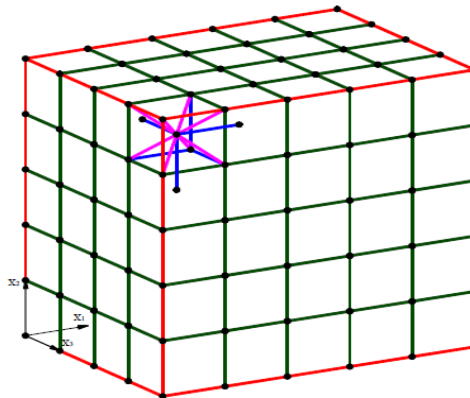
$$S^A = A_t/4 \quad \dots(17)$$

$$S^C = A_t/2 \quad \dots(18)$$

$$S^I = A_t \quad \dots(19)$$

$$S^D = A_d \quad \dots(20)$$

Figura 28 - Cubo modelado com o DEM com as seções modeladas no Abaqus/Explicit: Seção arestas (S^A) vermelhas, faces (S^C) verdes, internos (S^I) azuis e diagonais (S^D) roxo



Fonte: Kostas (2012, p. 98)

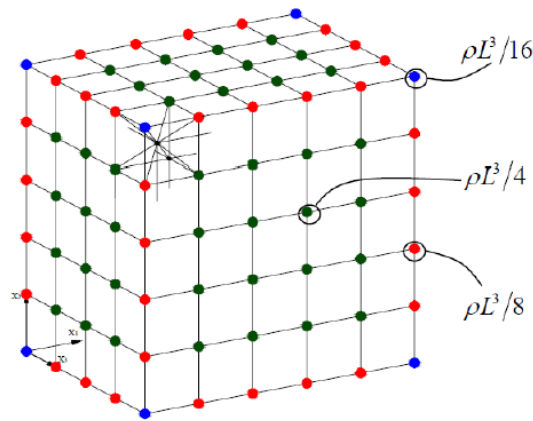
3.3.3.2 Discretização das massas

No método dos elementos discretos a massa do corpo simulado é discretizada e concentrada nos nós da treliça, e seu valor está diretamente relacionado com o volume de influência do nó. Considerando o módulo cúbico básico da Figura 25 (a), nota-se que no volume do módulo (L^3) está localizado o nó central, assim como o somatório da oitava parte dos nós dos vértices do módulo.

A massa do módulo cúbico deve ser equivalente a (ρL^3) , onde ρ é a massa específica do material. Sendo assim, para gerar a massa de um módulo cúbico se necessita de um nó central que aportará toda sua massa $(\rho L^3/2)$, e oito oitavos devidos aos nós dos vértices $(8\rho L^3/16)$.

Desse modo, os nós do vértice do modelo global, apresentados na Figura 29, têm apenas um oitavo da massa de um nó completo ($\rho L^3/16$), representados em azul, e os nós das arestas e os pertencentes às faces ou superfícies do modelo global terão um quarto e a metade da massa do nó completo, são representados em vermelho e verde, respectivamente.

Figura 29 - Cubo modelado com o DEM com as massas discretizadas, sendo as massas dos nós do vértice em azul ($\rho L^3/16$), as massas dos nós das arestas em vermelho ($\rho L^3/8$) e a massa dos nós das faces em verde ($\rho L^3/4$). Os demais nós possuem massa $\rho L^3/2$



Fonte: Kostascki (2012, p. 99)

Não é possível colocar as massas somente concentradas nos nós no Abaqus/Explicit, isto porque resultariam em barras sem massas, ocasionando erros nos cálculos. Entretanto, o DEM discretiza a massa do elemento de barra utilizado concentrando a mesma nos nós do elemento, em razão disso se optou por inserir uma densidade de massa nas barras que é equivalente às massas nodais no DEM.

Levando em conta duas densidades de massa equivalentes, sendo uma para as barras longitudinais (ρ_l) e outra para as barras diagonais (ρ_d), consideram-se duas restrições, que os nós centrais do modelo global apresentem massa de $\rho L^3/2$ e os nós localizados nos vértices massa de $\rho L^3/16$.

Através da multiplicação do volume de barras pela densidade das mesmas obtêm-se:

$$\frac{\rho L^3}{2} = \frac{6\rho_l \phi L^3}{2} + \frac{16\rho_d \delta \phi L^3}{2\sqrt{3}} \quad \dots(21)$$

$$\frac{\rho L^3}{16} = \frac{3\rho_l \phi L^3}{8} + \frac{2\rho_d \delta \phi L^3}{2\sqrt{3}} \quad \dots(22)$$

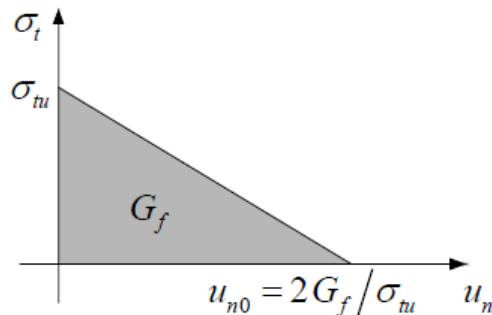
3.3.4 Introdução do modelo constitutivo no Abaqus/Explicit

O modelo de ruptura para o concreto no Abacus possui características que se assemelham a da lei constitutiva bi linear. Destas, podem se destacar:

- O comportamento a compressão é sempre elástico linear.
- O comportamento antes de começar o dano é elástico linear.
- Podem-se remover os elementos quando eles forem rompidas.

No *Abaqus/Explicit* utiliza-se um modelo de fissuras distribuídas para simular a descontinuidade no comportamento do concreto, o critério de fratura é fundamentado no modelo de Hillerborg (1976) e adota uma taxa de liberação de energia em Modo I, G_f como parâmetro de fratura. Após alcançada a tensão máxima, a relação constitutiva se apresenta como mostra a Figura 30.

Figura 30 - Modelo de tensão na falha vs deslocamento vinculado à energia de fratura utilizado no Abaqus/Explicit



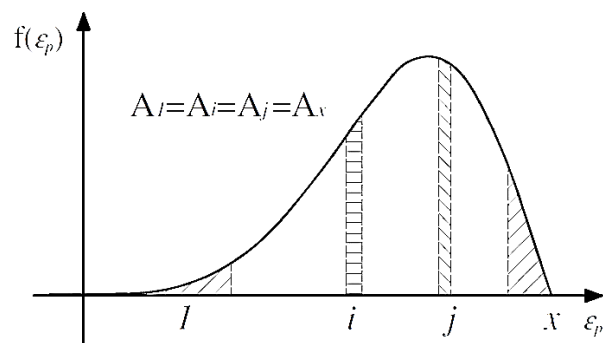
Fonte: Kostascki (2012, p. 101)

3.3.5 Inclusão de caráter aleatório

Para a inclusão de aleatoriedade do material no ambiente Abaqus/Explicit, define-se x conjuntos de propriedades relativas ao material, e para cada conjunto tem-se quatro tipos de seções, as quais correspondem a elementos locados em arestas (S^A), nas faces (S^C), internos (S^I) e diagonais (S^D), do modelo global.

Em seguida divide-se a função de densidade de probabilidade de ε_p em x intervalos, vinculados aos conjuntos de propriedades já definidas, de modo que a probabilidade dentro dos mesmos seja a mesma, sendo assim a área encerrada nestes intervalos seja constante e igual a $1/x$. A Figura 31 apresenta a função de densidade de probabilidade nos quais se definiram x intervalos com a mesma probabilidade de ocorrência.

Figura 31 - Função de densidade de probabilidade



Fonte: Kostaski (2012, p. 104)

Para cada material gerado (x) é atribuído um valor ε_p médio, assim como o G_f médio para cada intervalo. Sendo as áreas de distribuição iguais, a probabilidade que um valor ε_p caia em um destes intervalos é constante. Portanto, é só sortear um número dentro do intervalo $[1; x]$ com distribuição uniforme para que um elemento apresente propriedade aleatória, e então se atribui esse material ao elemento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Ensaios de compressão axial

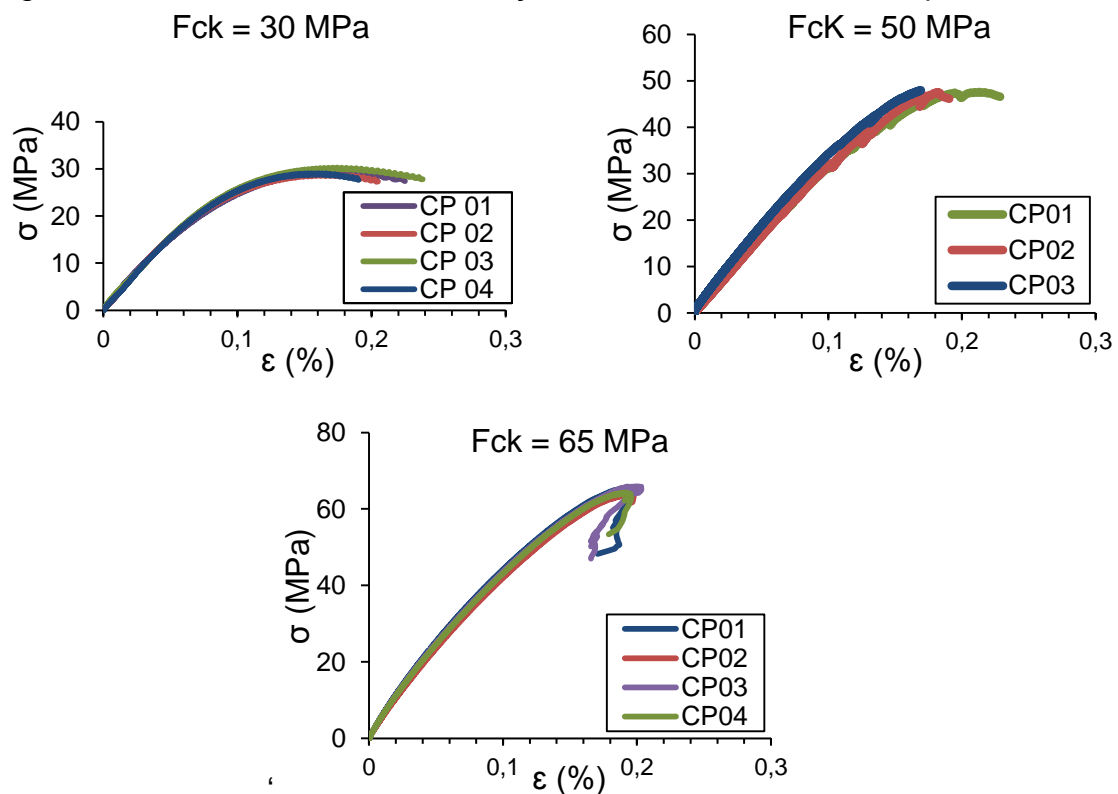
Realizaram-se ensaios de compressão axial com cilindros de concreto para verificação da resistência característica dos traços C30, C50 e C65 segundo a NBR 5738 (ABNT/2015), Os resultados encontram-se na Tabela 5, a qual também apresenta os módulos de elasticidade verificados através das curvas tensão x deformação, presentes na Figura 32.

Tabela 5 - Resistência à compressão axial e módulos de elasticidade dos traços C30, C50 e C56 para cilindros

Concretos	Tensão média (MPa)	CV (%)	Módulo de Elasticidade (GPa)	CV (%)
C-30	29.42	2.09	33,45	1.68
C-50	47.67	0.55	33.65	7.32
C-65	64.93	2.17	41.07	3.43

Fonte: Elaboração própria

Figura 32 - Curvas tensão x deformação dos concretos utilizados para o estudo

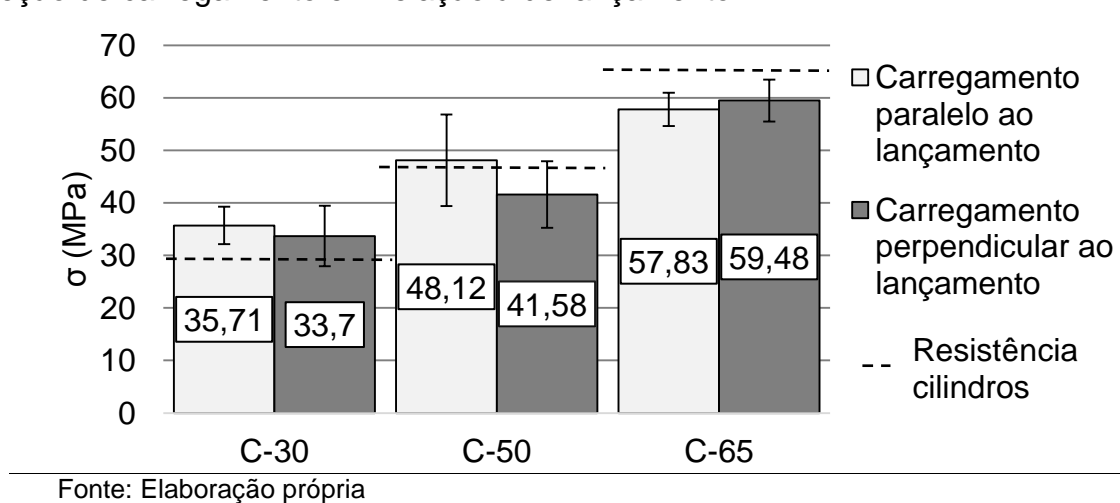


Fonte: Elaboração própria

4.2 Resultados da verificação da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento

Na Figura 33 apresentam-se os resultados dos ensaios para verificação da variação da resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção do carregamento em relação ao lançamento para cada traço de concreto.

Figura 33 - Variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento em relação à de lançamento



Segundo Van Mier (1985), quando o carregamento é aplicado paralelamente ao lançamento do concreto, a propagação de fissuras é menos suscetível na zona de transição do que quando a carga é imposta perpendicular ao lançamento do concreto, com base nisso os resultados obtidos pelos concretos C30 e C50 se apresentaram coerentes, porém no traço C65 ocorreu o efeito contrário. A seguir se encontram as análises dos resultados para cada traço de concreto.

4.2.1 Análise da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento para o concreto C-30

Para o traço C-30 os corpos de prova ensaiados com a carga aplicada paralela ao lançamento do concreto se apresentaram 6% mais resistentes que as amostras submetidas à carga perpendicular. O concreto C-30 devido a sua baixa resistência tende a ser mais heterogêneo, ou seja, a argamassa apresenta pouca resistência em relação aos agregados, portanto a ruptura não necessariamente

ocorre nas zonas de transição, mas sim na própria matriz pasta de cimento a qual é bastante frágil, conseqüentemente a disposição das zonas de transição em relação à direção do carregamento não se torna tão evidente, já que esta não é crucial para a propagação de fissuras.

O modo de rompimento das amostras com carga paralela e perpendicular não apresentaram distinção significativa, evidenciando o modelo de ruptura padrão em formato de ampulheta. A Figura 34 apresenta o registro fotográfico do modo de rompimento deste concreto.

Figura 34 - Ruptura dos corpos de prova do concreto C-30: (a) carga paralela ao lançamento; (b) carga perpendicular ao lançamento



Fonte: Elaboração própria

4.2.2 Análise da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento para o concreto C-50

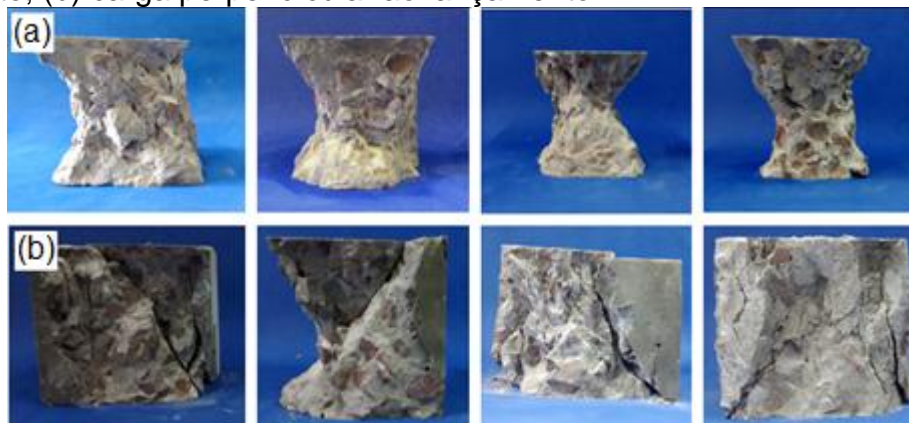
O traço C-50 apresentou ser 16% mais resistente quando submetido a carregamento paralelo a direção de lançamento do que quando submetido a carregamento perpendicular. O fato do concreto C50 apresentar uma variação mais significativa de resistência do que o C-30 é justificável devido a sua resistência mais elevada, portanto em seu processo de ruptura o elemento tende a fissurar nos pontos críticos, no caso as zonas de transição.

Esta tendência ocorre em razão da argamassa e agregados apresentarem resistências elevadas, dessa maneira a propagação das fissuras tende a se concentrar nas zonas de transição, que nada mais são que microrregiões frágeis de baixa aderência. Sendo assim, à medida que as forças atuantes no elemento se encontram na mesma direção da disposição destas regiões, que é o caso dos

ensaios com a direção do carregamento perpendicular à de lançamento do concreto (Figura 6 – b), a resistência diminui consideravelmente.

O registro fotográfico das rupturas características do C-50 consta na Figura 35, a partir desta se pode verificar que as amostras ensaiadas com a carga paralela ao lançamento apresentaram o modelo de ruptura comum em formato de ampulheta, devido ao cone de concentração de tensões triaxiais formado pela fricção nas extremidades do elemento, porém para elementos ensaiados com carga perpendicular ao lançamento, nota-se que os mesmos tiveram uma ruptura frágil com uma fissura diagonal aparente, ou seja, o mesmo não deformou comumente com a concentração de tensões, mas com uma rápida propagação de fissura que levou o elemento a ruptura de maneira brusca.

Figura 35 - Ruptura dos corpos de prova do concreto C-50: (a) carga paralela ao lançamento; (b) carga perpendicular ao lançamento



Fonte: Elaboração própria

4.2.3 Análise da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento para o concreto C-65

Para o concreto C-65 os corpos de prova alcançaram resistências 5% mais elevadas quando submetidos a carregamento perpendicular ao lançamento. Sabe-se que para o concreto alcançar uma resistência alta como o C-65, o mesmo deve possuir um fator água/cimento baixo. Sendo assim, sabe-se que as zonas de transição são fruto da exsudação interna do concreto e por consequência disso, quanto maior a água utilizada para a produção do mesmo, maior será a exsudação ocorrida e consequentemente maior a concentração da água sob os agregados, ou seja, maior o defeito de aderência entre agregado e argamassa.

4.2.4 Considerações gerais sobre a variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento

Nesta etapa de estudo se verificou que tanto para concretos de alta resistência, como para concretos de baixa resistência a variação entre os resultados não é tão significativa. Em concretos de baixa resistência há uma exsudação mais intensa da água de amassamento e por consequência disso, maiores zonas de transição, porém do mesmo modo apresentam argamassa frágil que vem a fissurar antes da concentração de tensões nas zonas de transição.

Processo contrário ocorre em concretos de alta resistência, que se apresentam muito secos e, portanto, com zonas de transição escassas. Para o concreto C-50, o qual é o meio termo dos outros utilizados, houve uma variação considerável, assim como um modo de ruptura diferente entre as duas configurações de ensaio, provando que a direção de carregamento de um ensaio em relação ao modo de lançamento, pode sim interferir na resistência do elemento devido à disposição das zonas de transição.

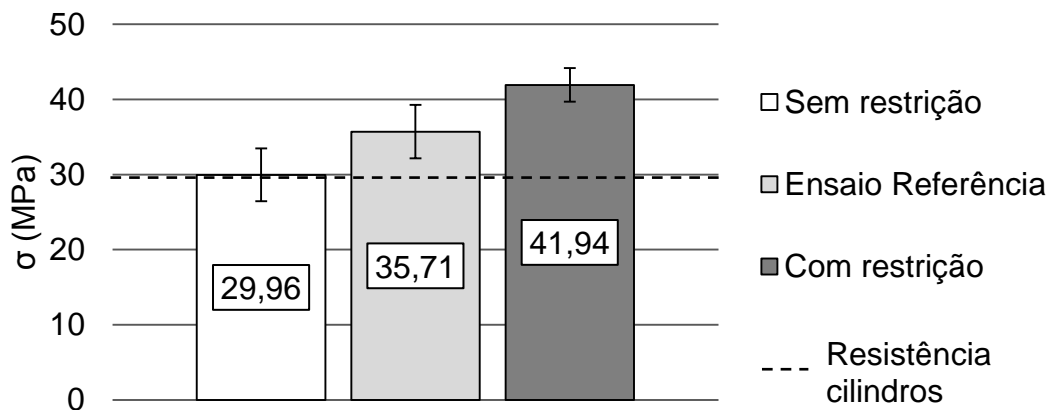
4.3 Resultados da verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno

Realizaram-se ensaios em duas condições de contorno com os traços C30 e C65, em que uma destas se trata da execução dos ensaios de compressão axial com as faces dos corpos de prova restringidas através de chapas metálicas coladas caracterizando uma situação de atrito máximo (com restrição) e a outra configura uma situação de atrito mínimo, em que se utilizou graxa nas faces dos corpos de prova em contato com a máquina de ensaio (sem restrição). Também foram reproduzidos ensaios de compressão axial de maneira usual, com os corpos de prova simplesmente apoiados (ensaio referência).

4.3.1 Análise da verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o concreto C-30

Na Figura 36 constam os resultados obtidos nos ensaios de compressão axial em duas condições de contorno para o concreto C-30.

Figura 36 - Resultados da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o concreto C-30



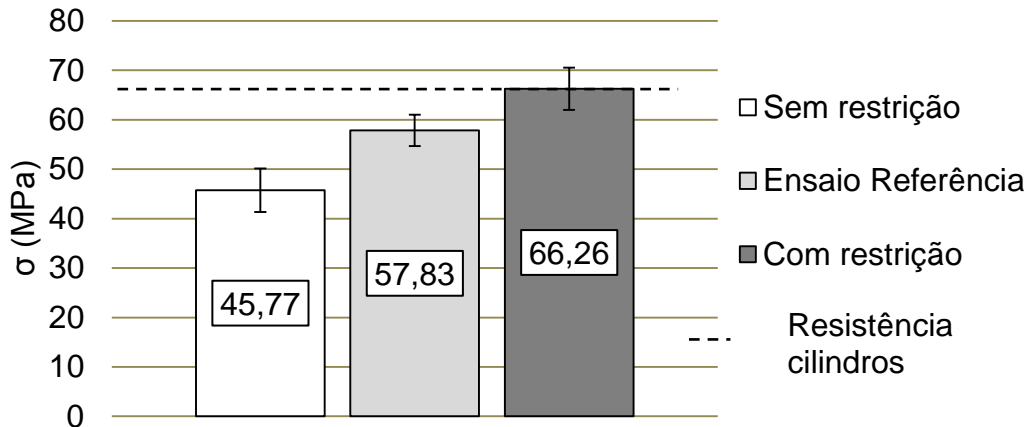
Fonte: Elaboração própria

Conforme a Figura 36 verificou-se que para o concreto C-30 ao se maximizar o atrito com cola há um acréscimo de resistência de 17% e quando minimizado com graxa ocorre uma diminuição de 19% da tensão encontrada em relação aos ensaios de referência.

4.3.2 Análise da verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o concreto C-65

Os resultados encontrados experimentalmente para o traço C-65 estão apresentados na Figura 37.

Figura 37 - Resultados da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno para o C-65



Fonte: Elaboração própria

O concreto C-65 apresentou uma variação superior ao concreto C30, visto que os corpos de prova ensaiados sem restrição se apresentaram em média 26% menos resistentes que as amostras referência, e para os ensaios com restrição houve um acréscimo em média de 15% de resistência.

4.3.3 Considerações gerais sobre a verificação da variação das propriedades mecânicas de corpos de prova conforme a alteração das condições de contorno

Em todos os traços de concreto, à medida que se alteravam as condições de contorno, as resistências variavam também, sempre aumentando no caso dos ensaios com restrição e reduzindo nos sem restrição.

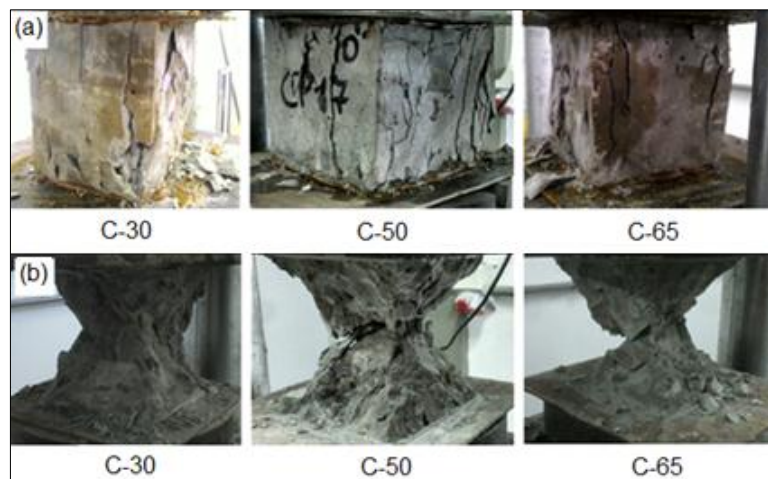
Verificou-se que quando os ensaios de compressão axial são realizados com aplicação de graxa, caracterizando uma situação em que não há restrição, no caso uma redução do atrito, a variação se apresenta mais acentuada do que o caso em que se maximiza o atrito com chapas metálicas coladas.

Tratando da interferência das condições de ensaio, deve-se ressaltar que para o concreto C30 houve uma aproximação entre a média de resistência encontrada nos cubos ensaiados com a utilização de graxa e a média de resistências encontradas pelos cilindros, ou seja, nos ensaios das amostras cilíndricas ocorreu uma situação de atrito mínimo devido as condições de ensaio, configurando a situação sem restrição. Já para o concreto C65 a resistência média dos cilindros se apresentou equivalente aos ensaios dos cubos com restrição,

portanto pode-se considerar que na execução dos ensaios dos cilindros, os mesmos passaram por um processo de confinamento devido a fricção das extremidades das amostras. Para o traço C50 os ensaios de compressão padrão através de cilindros verificaram resistências equivalentes aos ensaios dos corpos de prova cúbicos realizados com a carga paralela ao lançamento.

Em relação ao modo de falha dos corpos de prova se realizou um registro fotográfico dos ensaios. Na Figura 38 constam imagens que caracterizam em geral a ruptura das amostras para cada concreto.

Figura 38 - Modo de falha dos corpos de prova ensaiados em duas condições de contorno de acordo com cada concreto: (a) Ensaio sem restrição, (b) ensaios com restrição



Fonte: Elaboração própria

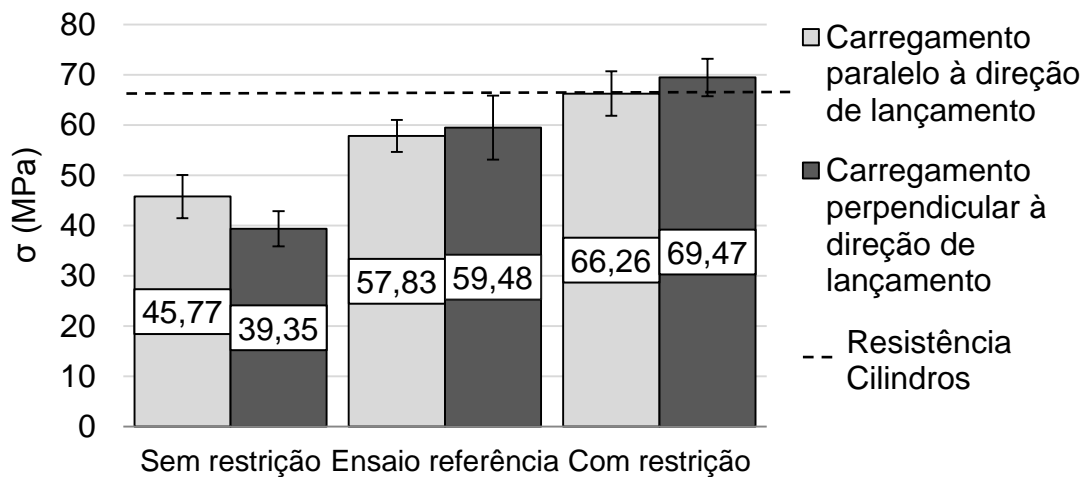
Conforme mostra a Figura 38, tanto os ensaios com restrição, quanto os ensaios sem restrição se mostraram coerentes no que se refere ao modo de ruptura das amostras. Os corpos de prova restringidos por placas apresentaram a fratura padrão em formato de ampulheta devido ao confinamento de tensões triaxiais. O modo de rompimento dos ensaios executados com aplicação de graxa nas faces das amostras apresentou inúmeras fissuras verticais e grande deformação dos elementos.

4.4 Resultados referentes à variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento em duas condições de contorno

O trabalho ainda buscou unir as duas propostas de estudo, de modo a verificar se há alguma relação entre as mesmas. Desse modo, foram executados ensaios de compressão axial em corpos de prova cúbicos submetidos a carregamento perpendicular e paralelo a direção de lançamento do concreto em duas condições de contorno.

Na Figura 39 apresentam-se os resultados obtidos para essa linha de estudo.

Figura 39 - Variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento em duas condições de contorno para o concreto C-65



Fonte: Elaboração própria

Nesta análise contata-se que quando são reproduzidos ensaios sem restrição, os corpos de prova submetidos a carregamento paralelo ao lançamento do concreto se apresentam 16% mais resistentes do que quando aplicados os carregamento em direção perpendicular ao lançamento, resultado que confere com o que foi encontrado para o concreto C-50 (Figura 33), argumentado no item 4.2.2. Porém, para os ensaios com restrição constatou-se o inverso, nesse caso as resistências das amostras submetidas a carregamento perpendicular se apresentaram 5% superiores, um valor não tão relevante em relação aos ensaios sem restrição.

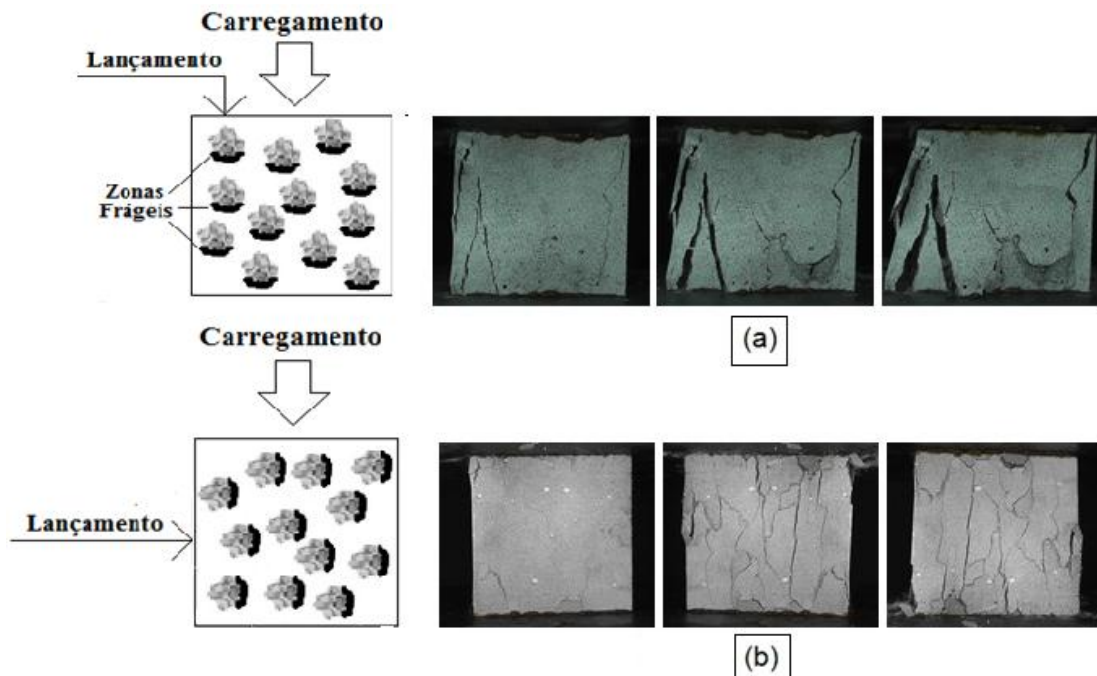
Os ensaios sem restrição se apresentaram coerentes, visto que ao permitir o deslocamento nas faces dos corpos de prova, o ensaio tende a induzir ao elemento somente a tensões axiais, com forças atuando na direção de aplicação do

carregamento. Desse modo, quando o carregamento diverge da direção de lançamento, as zonas de transição acabam por se tornar mais frágeis de acordo com a aplicação de força.

No caso dos ensaios de compressão axial com restrição, devido ao confinamento de tensões ocasionadas pela fricção, são originadas tensões triaxiais, as quais representam um estado de tensões composto por forças que atuam em três eixos distintos, em razão disso independente da direção de aplicação do carregamento nas amostras, as forças atuantes estarão agindo em várias direções. Sendo assim, as disposições das zonas de transição em relação à direção do carregamento acabam por não ter influência na resistência das amostras.

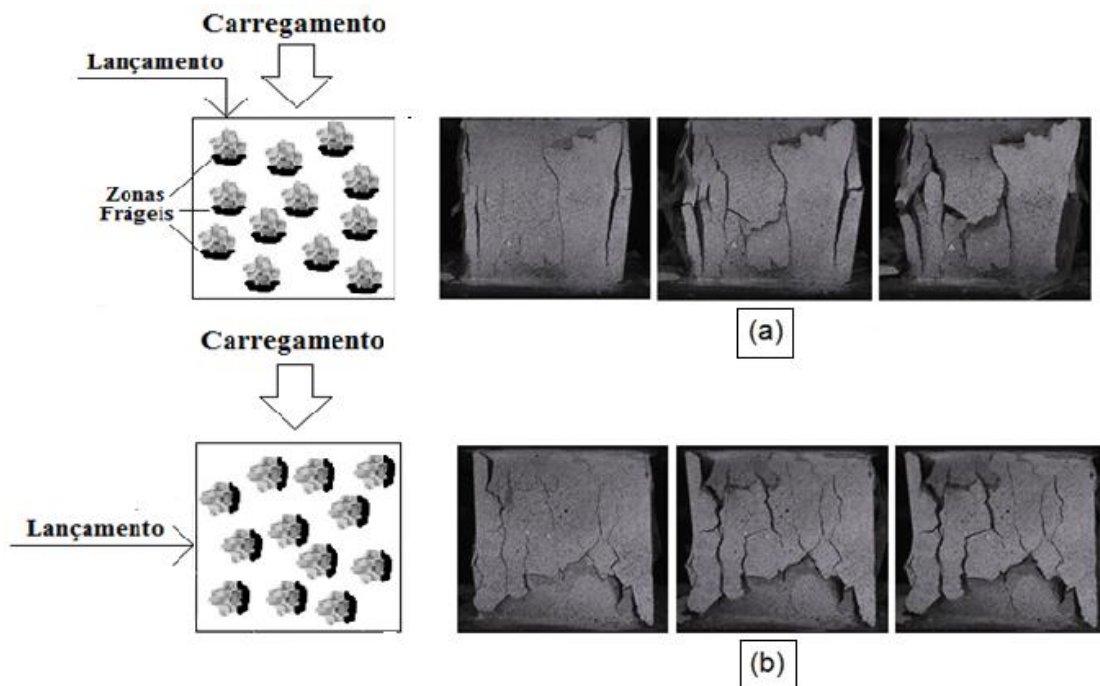
As Figuras 40 e 41 apresentam o processo de fissuração durante o ensaio de compressão axial, para os ensaios com carregamento aplicado paralelo e perpendicular a direção de lançamento, com a condição de contorno sem restrição e com restrição.

Figura 40 - Ensaios de compressão axial sem restrição: (a) Carregamento paralelo ao lançamento do concreto; (b) Carregamento perpendicular ao lançamento do concreto



Fonte: Elaboração própria

Figura 41 - Ensaio de compressão axial com restrição: (a) Carregamento paralelo ao lançamento do concreto; (b) Carregamento perpendicular ao lançamento do concreto



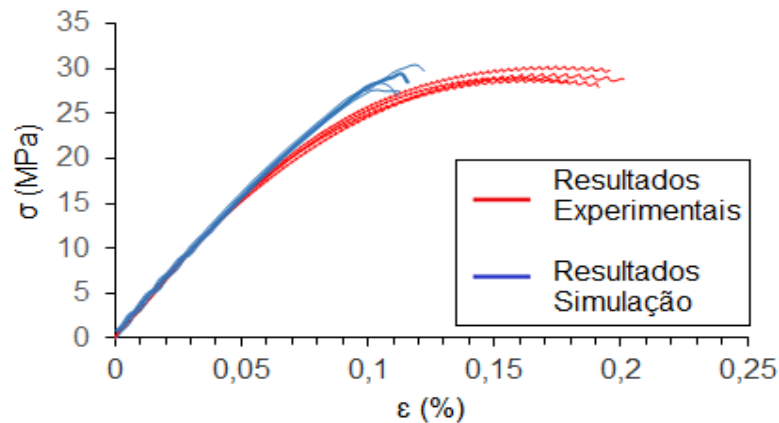
Fonte: Elaboração própria

4.5 Modelagem numérica

Para essa etapa do projeto foram realizadas simulações numéricas para reproduzir somente os ensaios experimentais em duas condições de contorno do concreto C-30. Para isso, utilizaram-se as curvas de tensão x deformação dos ensaios de compressão axial do concreto C-30, as quais estão apresentadas na Figura 32, para determinar as propriedades necessárias do material.

A partir dos gráficos se determinaram o módulo de elasticidade de 33,45 GPa e a resistência média de 29,42 MPa pra concreto C30, sendo assim foi utilizado o módulo encontrado na parte experimental e simularam-se os ensaios de compressão axial padrão, encontrando uma resistência média muito próxima da experimental de 28,78 MPa. A Figura 42 apresenta as curvas experimentais de compressão axial e as realizadas através de simulações numéricas, as quais serão explicadas a seguir.

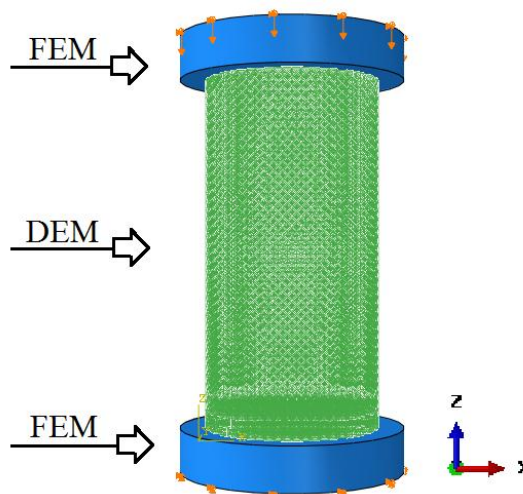
Figura 42 - Curvas Tensão x Deformação dos ensaios experimentais e numéricos para o concreto C30



Fonte: Elaboração própria

Utilizando o *software* ABAQUS elaborou-se um modelo de ensaio de compressão axial cilíndrico de concreto. Para a elaboração do modelo utilizou-se o Método dos Elementos Discretos Formados por Barras (LDEM) para simulação da malha cilíndrica que representa o concreto C-30 e o Método dos Elementos Finitos (FEM) para simulação das placas metálicas de apoio da máquina de ensaio. O modelo utilizado para simulações numéricas apresenta-se na Figura 43.

Figura 43 - Modelo numérico utilizado para reprodução dos cilindros



Fonte: Elaboração própria

Para elaboração do modelo utilizam-se propriedades que tiveram de ser adequadas de modo a tornar as curvas das simulações o mais próximo possível das experimentais, em função disto as propriedades foram ajustadas para inserção no programa. Mesmo sendo a energia de fratura do concreto na ordem de 150 N/m, a

mesma teve de ser incrementada para o valor de 200 N/m, considerou-se uma aleatoriedade no campo da energia de fratura com coeficiente de variação de 40% e comprimento de correlação de $\frac{1}{4}$ LC (tamanho do módulo cúbico).

A Tabela 6 contém os resultados utilizados para elaboração do modelo numérico, sendo E o módulo de elasticidade, ρ densidade, Gf energia de fratura, Rf o fator de falha e Lc o tamanho do módulo cúbico.

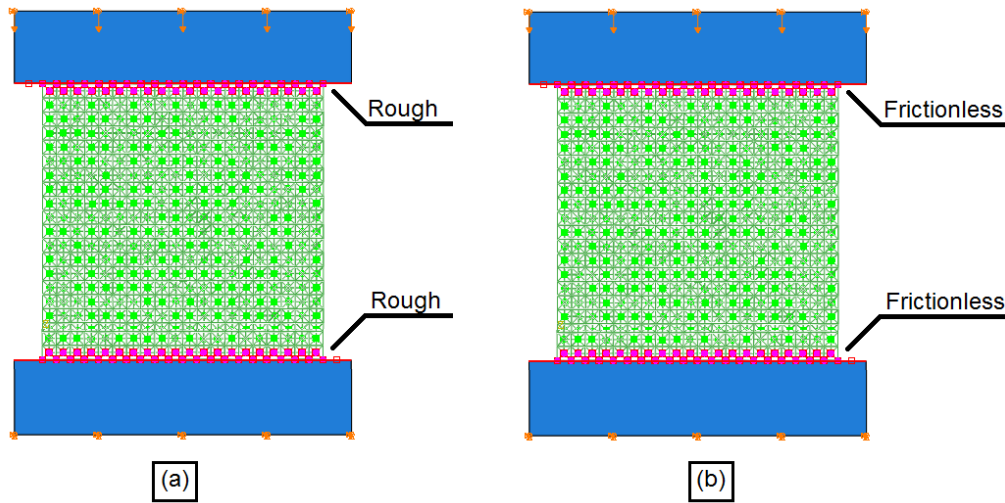
Tabela 6 – Propriedades adotadas para as simulações

Propriedades	Concreto	Aço
E (GPa)	33,45	200
ρ (Kg/m ³)	2000	7850
ν	0,25	0,3
Gf (N/m)	200	-
CV(%)	40	-
Rf ($m^{1/2}$)	1,87	-
Lc	0,005	-

Fonte: Elaboração própria

Ajustado as propriedades do concreto C-30, desenvolveram-se os modelos cúbicos de dimensões de 10 cm para os ensaios em duas condições de contorno. Na produção destes modelos considerou-se para os mesmos 51.800 graus de liberdade (GDL) somente no LDEM, visto que para configuração das condições de contorno no software ABAQUS, utilizou-se a opção de contato “*surface-to-surface contact*” para as interfaces dos cubos e pratos da máquina de ensaio, simulando por meio de uma lei de contato “*frictionless*” os ensaios em que se utilizaram graxa para minimizar o atrito (sem restrição) e uma lei nomeada por “*rough*” que representa a cola utilizada para os ensaios em que se colaram chapas metálicas nas extremidades das amostras (com restrição). Na Figura 41 consta o modelo cúbico, assim como as duas leis utilizadas para simular as condições de contorno.

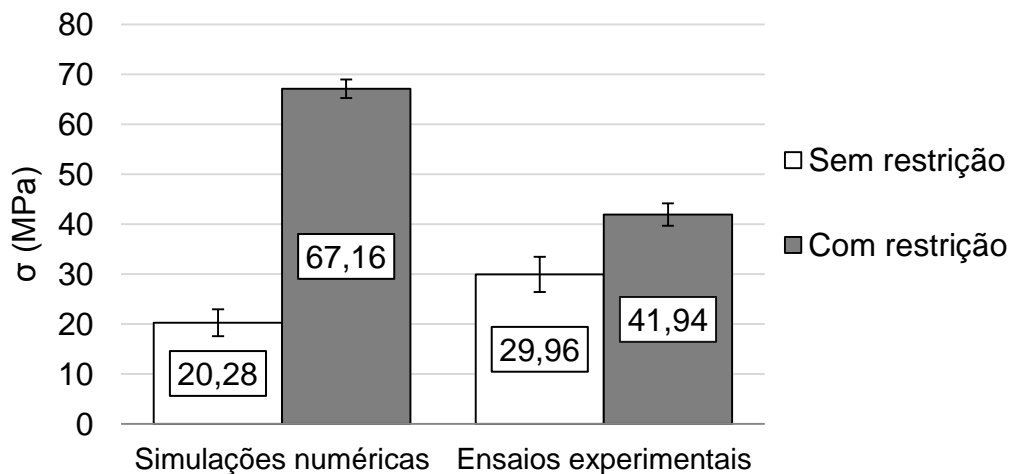
Figura 44 - Modelo numérico utilizado para reprodução das amostras cúbicas: (a) Ensaio com restrição em que se utilizou a lei de contato “Rough”; (b) Ensaio sem restrição em que se utilizou a lei de contato “Frictionless”



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 45 estão apresentados os resultados encontrados nas simulações numéricas, assim como os experimentais para uma melhor comparação visual.

Figura 45 - Resultados das simulações numéricas e ensaios experimentais em duas condições de contorno para o concreto C30



Fonte: Elaboração própria

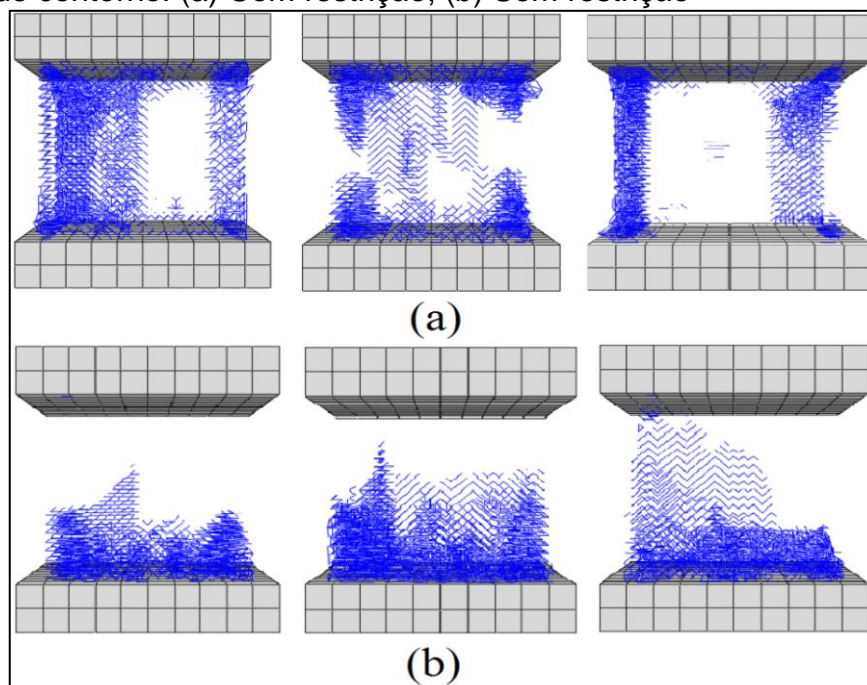
As simulações numéricas para o concreto C-30 demonstraram que quando restringidas as faces das amostras a resistência triplica em relação aos corpos de prova que não possuem restrição, enquanto para ensaios experimentais, a variação corresponde a 40%.

Os resultados confirmam que à medida que se aumenta o atrito nas faces em contato com os pratos da máquina de ensaio, restringindo o deslocamento entre a amostra e as placas de aplicação do carregamento, há um aumento considerável de resistência, o que inversamente ocorre quando se elimina o atrito (sem restrição).

O fato das simulações numéricas apresentarem resultados bastante superiores se justifica por serem modelos implementados, os quais representam corpos de prova ideais, não correspondendo 100% aos ensaiados experimentalmente. Desse modo, é aceitável que a resistência a compressão axial sem atrito obtida de forma numérica seja menor que a resistência encontrada experimentalmente, já que a graxa diminui o atrito, porém não o anula totalmente como na simulação, da mesma forma ocorre para situação de atrito máximo.

Algumas imagens das simulações realizadas podem ser verificadas na Figura 46, onde estão presentes três configurações de ruptura observadas nas simulações realizadas em duas condições de contorno, sendo que as barras azuis representam o dano gerado ao longo do ensaio.

Figura 46 - Modelagens numéricas de corpos de prova simulados em duas condições de contorno: (a) Com restrição; (b) Sem restrição



Fonte: Elaboração própria

Conforme mostra a Figura 46 (a) quando há restrição nos ensaios a tendência é que se forme o cone de tensões triaxiais que conseqüentemente acaba pelo

rompimento padrão em formato de ampulheta, porém no caso das simulações esse processo não se mostrou tão aparente. No caso dos ensaios mostrados na Figura 46 (b), os ensaios sem restrição apresentaram um rompimento localizado próximo a base dos corpos de prova, o que é possível devido a não restrição das extremidades dos elementos.

5 CONCLUSÕES

O estudo busca analisar o comportamento mecânico de três traços de concreto com resistências de 30 MPa, 50 MPa e 65 MPa, mediante a mudança da direção de carregamento em relação a de lançamento do concreto, verificando o desempenho dos mesmos quando modificados as condições de contorno para a execução dos ensaios de compressão axial.

Ao verificar a variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento, conclui-se que tanto para concretos de baixa resistência, como para de alta resistência, esta variação não é relevante devido a pouca exsudação interna dos concretos mais resistentes e a expressiva heterogeneidade dos concretos pouco resistentes. Verificando que para concretos de média resistência, no caso do estudo o concreto C50, a variação se apresenta relevante, perdendo resistência à medida que o carregamento é aplicado perpendicular ao lançamento do concreto.

Quanto aos ensaios em duas condições de contorno, verificou-se que a medida se aumenta o atrito em um ensaio de compressão axial, maior será a resistência do elemento. Por outro lado se permitir a deslocabilidade nas faces dos elementos, no caso impor o mínimo de atrito ao ensaio, a resistência das amostras reduzem consideravelmente, sendo que desta ocorre o ensaio de compressão axial propriamente dito, eliminando ou reduzindo a probabilidade de um confinamento de tensões triaxiais.

Para os ensaios em que se analisou a variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento em duas condições de contorno, constatou-se que quando os ensaios são executados sem restrição há uma variação significativa de resistência a medida que muda-se a direção de carregamento da de lançamento. Fato que não foi verificado para ensaios com restrição.

Os resultados encontrados experimentalmente e através das simulações numéricas apresentaram uma relação aceitável, visto que tanto para os resultados práticos quanto para os numéricos, os cubos quando restringidos nas suas extremidades apresentaram resistência superiores as encontradas nas amostras sem restrição. Porém houve uma grande variação entre as resistências encontradas

experimentalmente e as que foram obtidas pelas simulações numéricas, em razão disso devem-se aprimorar os parâmetros a serem utilizados nas modelagens.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

As sugestões para trabalhos encontram-se listadas a seguir:

- Para a verificação da variação de resistência mecânica de corpos de prova de acordo com a direção de carregamento, pode-se avaliar mais precisamente o comportamento dos corpos de prova com um mapeamento de fissuras individual para cada amostra, de modo a verificar onde se iniciam exatamente as fissuras e como se propagam de acordo com a aplicação de carregamento.
- Recomenda-se que sejam feitos ensaios em duas condições de contorno para o concreto C50, visto que foram realizados ensaios somente para os concretos C30 e C65.
- É interessante a produção de corpos de prova com traços ainda mais resistentes para execução de ensaios de compressão axial, de modo a verificar se o que foi encontrado nos resultados possui realmente um padrão de acordo com a resistência.
- Em relação às simulações, realizar o procedimento para os outros traços de concreto, verificando se ocorre o mesmo que se verificou para o traço C30.
- Ainda sobre as simulações, deve-se ajustar de maneira mais precisa os parâmetros utilizados para realização das simulações numéricas, para que se diminua a diferença de resultados entre experimental e numérico.

6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9776**: Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 23**: Cimento Portland e outros materiais em pó - determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 27**: Agregados - Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório. Rio de Janeiro, 2001.

BURLION N.; BOURGEOIS F.; SHAO J.F. Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete. **Cement & Concrete Composites**, Villeneuve d'Ascq, p. 367-379, 2005.

BEZERRA U.T. *et al.* Corpo de prova na forma de ampulheta: resistência à compressão de concretos e argamassas (análises numérica e experimental), **ibracon structures and materials jornal**, v. 9, p. 510-524, August (2016).

CARPINTERI *et al.* Application of the boundary element method to the compressive strain-softening behaviour of concrete, **Fracture Mechanics of Concrete Structures**, Freiburg, p. 1949-1962, [ca. 1997].

CONCRETO: MATERIAL CONSTRUTIVO MAIS CONSUMIDO DO MUNDO. São Paulo: Ipsis, 2009. Trimestral. ISSN (1809-7197).

DALGUER, L.A.; IRIKURA, K.; RIERA, J.D.; CHIU, H.C. The importance of the dynamic source effects on strong ground motion during the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake: Brief interpretation of the damage distribution on buildings. **Bull. Seismol. Soc. Am.**, v. 91, p. 1112-1127, 2001

ELSHARIEF A.; COHEN M. D.; OLEK A. Influence of aggregate size, water cement ratio and age on the microstructure of the interfacial transition zone. **Cement and Concrete Research**, West Lafayette, p. 1839-1849, Jun. 2003.

GONÇALVES, N. D. F. **Método dos Volumes Finitos em Malhas Não Estruturadas**. 2007. 71 f. Dissertação (Mestrado) - Curso da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, 2007.

GONÇALVES, J.P.; TOLEDO FILHO, R.D.; FAIRBAIRN, E.M.R. Estudo da hidratação de pastas de cimento Portland contendo resíduo cerâmico por meio de análise térmica, **Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído**, v. 6, n. 4, p. 89-94, 2006.

HAMPEL, T. *et al.* High-performance concrete under biaxial and triaxial loads. **Journal of Engineering Mechanics**. v. 135. p. 1274-1280, 2009.

ITURRIOZ, I.; RIERA, J.D.; MIGUEL, L.F.F. Introduction of imperfections in the cubic mesh of the truss-like discrete element method. **Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures**, v. 37, n. 5, p. 539-552.

KOSTESKI, L. E. **Aplicação do método dos elementos discretos formado por barras no estudo do colapso de estruturas**. 2012. 6-59 f. Tese (Doutorado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

KOSTESKI, L.; PINTO, O.; ITURRIOZ, I. **Combinação entre o método dos elementos discretos compostos por barras e o método dos elementos finitos no ambiente Abaqus**, Associação Argentina de Mecânica Computacional Vol. XXIX, Buenos Aires, p. 5259-5283, 2010.

LIJUAN K.; YUANBO D. Interfacial Interaction of Aggregate-Cement Paste in Concrete. **Journal of Wuhan University of Technology-Mater**, Shijiazhuang, p. 117-121, Feb. 2015.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3ª ed. São Paulo: IBRACON – Instituto Brasileiro de Concreto, 2008.

MATTEI N. J; MEHRABADI M.M.; ZHU H. A micromechanical constitutive model for the behavior of concrete. **Mechanics of Materials**, p. 357-379, 2007.

MORANVILLE-REGOURD, M. Microstructure of high performance concrete. **High performance concrete** – from material to structure, London, p. 3-13, 1992.

MONTEIRO, P.J.M. **Microstructure of concrete and its influence on the mechanical properties**. 1985. 153 p. Tese (Doutorado) – University of California, Berkeley

NEVILLE, A.M; BROOKS, J.J. **Tecnologia do Concreto**, 2ª ed. São Paulo: Bookman Editora LTDA, 2010.

NAYFEH, A.H.; HEFZY, M.S. Continuum modeling of three-dimensional truss-like space structures. **AIAA Journal**, v. 16(8), p. 779-787, 1978.

PIVONKA, P. *et al.* Shapes of loading surfaces of concrete models and their influence on the peak load and failure mode in structural analyses. **International Journal of Engineering Science**. v. 41. p. 1649-1665. 2003.

RIOS, R.D. **Aplicações do método dos elementos discretos em estruturas de concreto**. Tese (Doutorado), PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil, 2002.

REDA M.M.; SHRIVE N.G.; GILLOTT J.E. Microstructural investigation of innovative UHPC, **Cement and Concrete Research**, Alberta, p. 323-239, 1999.

ROOCO C.G.; ELICES M. Effect of aggregate shape on the mechanical properties of a simple concrete. **Engineering Fracture Mechanics**, La Plata, p. 286-298, 2009.

VAN GEEL, E. **Concrete Behaviour in Multiaxial Compression**: Experimental Research. 1998. 178 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Faculdade de Arquitetura da Universidade de Tecnologia de Eindhoven, Departamento de Design Estrutural, Eindhoven, 1998.

VIEIRA G.L. **Influência da microfissuração causada por carregamento precoce nas propriedades mecânicas de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento**. 2008. 189 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2008.

VAN MIER J.G.M.; **strain-softening of concrete Under multiaxial loading conditions**. 1985. 359 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Eindhoven University, 'S-hertogenbosc, 1985.

VAN MIER J.G.M *et al.* Strain-softening of concrete in uniaxial compression. **Materials and Structures/Matériaux et Constructions**, v. 30, p 195-209, 1997.

YI S.T.;YANG E.I.; CHOI J.C. Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. **Nuclear Engineering and Design**, p. 115 – 127, 2005.