



Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil UNESC



APRESENTAÇÃO

A Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil / UNESC é um projeto editorial desenvolvido pelo programa de Engenharia Civil da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC) que visa promover e divulgar a produção científica de professores e acadêmicos das diversas áreas da Engenharia Civil, através da publicação dos trabalhos inéditos resultantes das atividades de ensino, pesquisa e extensão.

A Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil / UNESC divulga semestralmente Artigos Completos, Artigos Curtos e Relatos de Experiências com contribuições relevantes e inovadoras de interesse geral à comunidade nacional e internacional no campo da Engenharia Civil. Esta primeira edição está composta por seis artigos resultantes de trabalhos de conclusão de curso do programa de Engenharia Civil da UNESC. Estes artigos abrangem temas referentes às grandes áreas de estruturas, materiais de construção, geotecnia e recursos hídricos.

A Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil / UNESC pretende dar ao leitor uma ferramenta de atualização sobre o estado de arte das pesquisas acadêmicas que estão sendo desenvolvidas promovendo o espírito investigativo no cotidiano da vida do engenheiro civil e demais profissões relacionadas.

Boa leitura!

Ingrid Milena Reyes Martinez Belchior
Editora da Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil / UNESC.
E-mail: ingridbelchior@unesc.net

Sumário

Artigos

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DO CONCRETO DE PÓS REATIVOS – CPR COM E SEM FIBRAS	1 - 18
Gabrieli Formentin Machado, Ângela Costa Piccinini	
ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE INCORPORAÇÃO DE DISTINTOS ADITIVOS IMPERMEABILIZANTES EM PLACAS DE CONCRETO EXPOSTAS A CICLOS HIGROTÉRMICOS	19 - 35
Flávia Maria Westrup, Elaine G. Pavei Antunes	
ANÁLISE COMPARATIVA DE DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA ESCADAS DE CONCRETO ARMADO	36 - 50
Tiago de Souza Magnus, Alexandre Vargas	
ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO PROPOSTOS PELA NBR 6118:2014 PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRIBOS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO	51 - 68
Bruna Just Meller, Alexandre Vargas	
ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO COM REJEITO DE BENEFICIAMENTO DE CARVÃO PARA SUB-BASE E SUBLEITO DE PAVIMENTOS	69 - 84
Heloisia Manenti Martins, Ingrid Milena Reyes Martinez Belchior	
PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DE DIAS CONSECUTIVOS DE CHUVA EM URUSSANGA, SC	85 - 98
Álvaro José Back, Luísa Back	

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DO CONCRETO DE PÓS REATIVOS – CPR COM E SEM FIBRAS

Gabrieli Formentin Machado (1), Ângela Costa Piccinini (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) gabrieli-fm@hotmail.com, (2) acp@unesc.net

RESUMO

O concreto de pós reativos (CPR) é uma mistura que não leva o agregado graúdo em sua composição, assim, são eliminados os vazios internos da estrutura, ganhando mais resistência e homogeneidade. É constituído de materiais finos com dimensões de partículas máximas de 2 mm e um fator água/cimento muito baixo, em torno de 0,15 a 0,20. A adição de fibras metálicas pode melhorar a resistência à tração e à compressão e auxiliar na diminuição de fissuras. A utilização do CPR em outros países já possibilitou construções mais leves, esbeltas, de baixo custo de manutenção e com maior vida útil. No Brasil, onde o CPR ainda é pouco conhecido, são necessárias pesquisas com relação à caracterização dos materiais e metodologias de ensaio para se tirar proveito das excelentes propriedades mecânicas e durabilidade. Desse modo, este trabalho tem por objetivo desenvolver a mistura de concreto de pós reativos para análise de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade. Também, analisou-se a influência das fibras metálicas na sua composição. Ao todo, foram 60 corpos de prova (dimensões de 5x10 cm); 30 sem adição de fibras metálicas e 30 com adição. Esses corpos de prova foram ensaiados aos 7 e aos 28 dias e, ainda no estado fresco, foram submetidos a uma pressão de 1,8 tf. Com relação à compressão axial, aos 28 dias, o CPR com fibras metálicas apresentou resultado de 76,66 MPa, 16,34% a mais do que a mistura sem fibras. Na resistência à tração por compressão diametral o maior resultado, também, foi na mistura com fibras, aos 28 dias, com valor de 9,17 MPa. Para o Módulo de Elasticidade, o melhor resultado foi aos 28 dias na mistura sem fibras, com o valor de 44,82 GPa. A experiência mostrou que este compósito apresentou baixíssima porosidade e interface pasta agregado quase inexistente.

Palavras-Chave: Concreto; pós reativos; fibras metálicas; resistência.

1 INTRODUÇÃO

Em busca por soluções de materiais com maior qualidade, a construção civil procura alternativas para melhorar o desempenho do concreto e obter maior durabilidade e resistência elevada, tornando-o um material com propriedades próximas das rochas (BIZ, 2001).

Segundo Machado (2016), o concreto convencional (CC) precisou ser aprimorado para que atendesse determinadas exigências. Com produtos adicionados à mistura, como os minerais, aditivos e fibras, aliados às técnicas diferenciadas de execução,

pode-se obter um concreto com melhora nas suas propriedades, como alto desempenho e alta resistência. Foi desenvolvida, na França e no Canadá em 1990, uma alternativa para obter maiores resistências: o CPR (concreto de pós reativos) como concreto de alto-ultra desempenho (CAUD), que resiste à compressão entre 200 a 800 MPa, um valor muito elevado comparado com o CC, que chega a até 60 MPa. (BINA, 1999).

Atualmente, conforme Silva *et al* (2013), existem trabalhos documentados de laboratório onde foram obtidos compostos com resistência à compressão superiores a 800 MPa, fazendo uso da combinação de aplicação de técnicas de pressão, de cura sob altas temperaturas e de empacotamento de partículas.

Para desenvolver o CPR, utilizam-se partículas na faixa de 2 mm, ou seja, o agregado graúdo (brita) é eliminado, assim, consegue-se eliminar boa parte dos vazios no concreto conferindo maior homogeneidade. Devido à retirada desse material, é necessário substituí-lo por outros, tais como sílica ativa, areia de quartzo, fibras de aço, cimento Portland e aditivo superplastificante. Além disso, o CPR tem uma relação água/cimento muito baixa, na faixa de 0,15 a 0,20. (TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

As fibras metálicas também têm grande influência no composto. Conforme Vanderlei e Giongo (2006), elas atuam redistribuindo as tensões internas e, desse modo, combatem o aparecimento das primeiras fissuras, aumentam sua resistência e tornam o material mais dúctil.

Conforme Christ (2011), a aplicação de uma pressão confinante no concreto fresco eleva a densidade da mistura. A aplicação desta pressão elimina os vazios deixados na introdução do material durante a concretagem.

De acordo com Andrade (2015), o concreto de pós reativos possui uma elevada durabilidade, o que nos remete a uma baixa porosidade, caracterizando-se como uma propriedade importante para o concreto, já que também aumenta sua vida útil. Devido a esse alto desempenho do CPR, ele pode ser utilizado nas mais diversas obras, tais como as que Bina (1999, p. 50) cita:

A utilização do CPR é bastante interessante na construção de estruturas especiais leves, tabuleiros de pontes, vigas, colunas, passarelas, pré-fabricados de túneis ou placas de revestimento de fachadas, além de cilindros para laminação, projéteis, engrenagens, etc.

Uma das primeiras obras feitas com o CPR foi a passarela de Sherbrooke, no Canadá, que possui um vão bastante grande, de aproximadamente 56 m, e foi confeccionada com elementos pré-fabricados com 15 cm de altura (BINA, 1999).

O concreto de pós reativos vem para ser mais uma alternativa de projeto para obras especiais da construção civil. Mas para isso, faz-se necessário o domínio da técnica de produção e aplicação desse novo material, explorando todo seu potencial de maneira clara e segura. (BIZ, 2001, p. 50).

Segundo Silva *et al* (2013), apesar de já existirem algumas estruturas construídas com o CPR, principalmente na Europa e nos EUA, esse material ainda necessita de muitos estudos para sua caracterização e aplicação, sendo um tema potencial de novas pesquisas e de desenvolvimento de tecnologias para sua aplicação prática e, em maior escala, no ramo da construção civil, principalmente no Brasil, onde o CPR ainda é pouco conhecido e não utilizado comercialmente.

Seguindo nesta linha de pesquisa, este trabalho tem a finalidade de analisar o comportamento do concreto de pós reativos com e sem adição de fibras metálicas submetidos à cura submersa a 23^o C. Ainda no estado não endurecido, os corpos de prova serão submetidos a uma pressão confinante por alguns segundos. Serão realizados ensaios de compressão axial, tração por compressão axial, e módulo de elasticidade aos 7 e aos 28 dias, com corpos de prova de 5x10 cm.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 MATERIAIS

Para este estudo foram utilizados os seguintes materiais: cimento Portland, areia, sílica ativa, pó de quartzo, aditivo superplastificante, fibras metálicas e molde para aplicação de pressão no concreto, como descritos a seguir.

Cimento Portland: O cimento utilizado foi o CP-V-ARI, que tem como característica atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação, além de conter elevado teor de clínquer e um grau de finura alto.

Areia: A areia utilizada foi fornecida pelo IPT (Instituto de Pesquisa e Tecnologia do Estado de São Paulo) e é do tipo normal brasileira de acordo com a ABNT NBR 7214:2015. As frações utilizadas podem ser visualizadas na Tabela 1:

Tabela 1 - Porcentagem das frações de areias utilizadas.

Peneira Retida (mm)	% Utilizada
1,2	42%
0,6	18%
0,3	15%
0,15	25%

Sílica Ativa: A sílica ativa, segundo o fabricante, apresenta diâmetro médio das partículas de 0,20 μm e massa específica de 2,22 g/cm^3 . Foi disponibilizada pelo Laboratório de Materiais da Construção Civil, situado no Iparque – Parque Científico e Tecnológico da UNESC.

Pó de quartzo: Neste estudo, foi utilizado o pó de quartzo retido na malha 200, cuja composição básica é o dióxido de silício (SiO_2). O pó de quartzo foi fornecido pela empresa Esmalglass do Brasil S.A.

Aditivo Superplastificante: O aditivo utilizado foi da marca BASF, da linha MasterGlenium® ACE tipo 402. O líquido possui uma cor amarelada, um pH de 8.50 – 10.50 e uma massa específica na faixa de 1,055 – 1,100 g/cm^3 .

Fibras Metálicas: As fibras metálicas (Figura 1) utilizadas têm nome comercial de DRAMIX OL TYPES, uma fibra importada da China, cujas dimensões são de 13 mm de comprimento e 0,15 mm de espessura.



Figura 1 - Fibras Metálicas.

Molde para Aplicação de Pressão no concreto: Confeccionou-se uma bucha de *nylon* com dimensão de 5 cm de diâmetro e 4 cm de altura que foi colocada no topo do corpo de prova para ser aplicada a pressão através de uma prensa hidráulica, após a moldagem do corpo de prova.

2.2 MÉTODO

No estudo, analisou-se o concreto de pós reativos (CPR) com e sem a adição de fibras metálicas. Os corpos de provas (CP) foram submetidos a ensaio de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade. Os testes foram realizados no laboratório LMCC – Laboratório de Materiais de Construção Civil localizado no Iparque – Unesc em Criciúma / SC.

O traço utilizado neste estudo foi baseado no estudo experimental proposto por Christ (2011) e descrito na Tabela 2. As misturas se diferem somente na adição das fibras, em que na dosagem 2 utilizou-se 3% de fibras em relação ao cimento utilizado na mistura.

Tabela 2 - Dosagem da Mistura

Material	Dosagem 1 – sem fibras	Dosagem 2 – com fibras
Cimento CP V – Ari	1	1
Areia	1,101	1,101
Sílica Ativa	0,15	0,15
Pó de Quartzo	0,235	0,235
Fibras metálicas	-	0,03
Aglomerante	0,03	0,03
Relação água cimento (kg/m ³)	0,20	0,20

A Figura 2 apresenta o diagrama com a quantidade de corpos de provas e os ensaios submetidos que serão descritos nas próximas subseções.

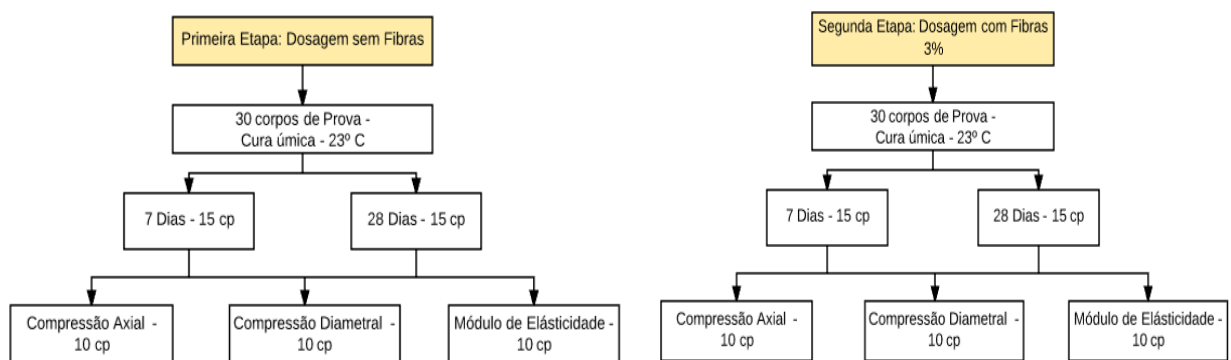


Figura 2 – Diagrama das etapas do trabalho.

2.2.1 Primeira etapa

A primeira etapa foi a confecção dos corpos de provas sem fibras metálicas, da dosagem 1, da Tabela 2. Os materiais foram pesados previamente e separados em bandejas, para posterior mistura na máquina misturadora, que foi previamente umedecida.

Com a máquina ainda desligada, foram adicionados os materiais, exceto água e aglomerante, e misturados por 5 minutos. Esse tempo foi suficiente para observar boa homogeneidade.

Após esse período, com a misturadora ligada, acrescentou-se água e aglomerante em uma solução única e misturou-se por mais 10 minutos. Observou-se que, a partir de 9 minutos, a mistura começa a se tornar fluida e com possibilidade de ser moldada. A Figura 3 ilustra como ficou a consistência da mistura sem as fibras.



Figura 3 – Mistura sem fibras.

A mistura pronta foi moldada segundo a ABNT NBR 7215:1996 em corpos de prova com medida 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, quatro camadas e adensados com trinta golpes de soquete padrão. Para cada mistura, foram confeccionados cinco corpos de provas.

Definiu-se, neste trabalho, que seria aplicado pressão em todos os corpos de prova para que o número de vazios se tornasse menor. Esta pressão foi feita por uma prensa hidráulica, de marca Marcon, com capacidade de 10 tf. Na parte superior dos moldes, havia uma bucha de *nylon* de 4 cm de altura. A força aplicada em cada

corpo de prova foi de 1,8 tf, ou seja, o limite da prensa para que não houvesse perda dos moldes. A Figura 4 apresenta a prensa com a bucha.



Figura 4 – Aplicação da pressão nos corpos de prova.

Após 24 horas, os corpos de provas foram retirados dos moldes e colocados em um tanque com água a 23° C, onde permaneceram até o dia de sua ruptura. Na Figura 5, estão os corpos de prova desmoldados.



Figura 5 – Corpos de provas desmoldados.

2.2.2 Segunda etapa

Para a segunda etapa, na dosagem 2, foi adicionado 3% de fibras com relação ao cimento. A mistura realizada seguiu a mesma linha da primeira etapa, porém, as fibras foram adicionadas somente aos 13 minutos de mistura e colocadas em partes para que se distribuíssem bem no composto.

A pressão e a moldagem também seguiram o procedimento descrito na primeira etapa. Também, após as 24 horas, os corpos de prova foram retirados dos moldes e

colocados em um tanque com água a 23° C, no qual permaneceram até o dia de sua ruptura.

2.2.3 Rupturas dos corpos de prova

Tanto para a dosagem 1, quanto para a dosagem 2, os CP's foram submetidos a ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade em 2 fases: o 1° grupo aos 7 dias e o 2° grupo aos 28 dias. Os dois grupos contêm 30 CP's cada, 15 com fibras e 15 sem fibras.

Para a análise da compressão do CPR, utilizou-se o ensaio de resistência à compressão axial, conforme a ABNT NBR 5739:2007.

Para a análise de tração, foi realizado o ensaio de resistência à tração por compressão diametral, de acordo com a ABNT NBR 7222:2010. Este ensaio analisa, de maneira indireta, a resistência à tração por aplicação de uma força no sentido perpendicular ao diâmetro do corpo de prova.

O módulo de elasticidade obtido foi conforme a ABNT NBR 8522:2008. O objetivo deste ensaio é verificar a deformação do corpo de prova em relação à tensão em determinado tempo de aplicação.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 3 e a Tabela 4 apresentam os resultados dos valores médios dos ensaios de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade aos 7 e aos 28 dias, sob cura úmida de 23° C.

Tabela 3 - Resultados dos testes sem fibras em 7 e em 28 dias.

	Sem fibras		
	Compressão Axial - Mpa	Tração - Mpa	Módulo Elasticidade - GPa
7 dias	43,18	6,36	34,97
28 dias	65,89	7,01	44,82

Tabela 4 - Resultados dos testes com 3% de fibras em 7 e 28 dias.

	Com Fibras		
	Compressão Axial - Mpa	Tração - Mpa	Módulo Elasticidade - GPa
7 dias	58,77	6,65	41,56
28 dias	76,66	9,17	43,77

3.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

Na Figura 6, podem ser observados os resultados de resistência à compressão para as duas composições do CPR, com e sem fibras para as idades de 7 e 28 dias. Observa-se uma tendência de crescimento com relação aos dias de cura, pois, como em todos os concretos, ocorre uma hidratação das partículas no decorrer do tempo, fazendo com que a sua resistência aumente, tanto no modelo com fibras, quanto no modelo sem fibras.

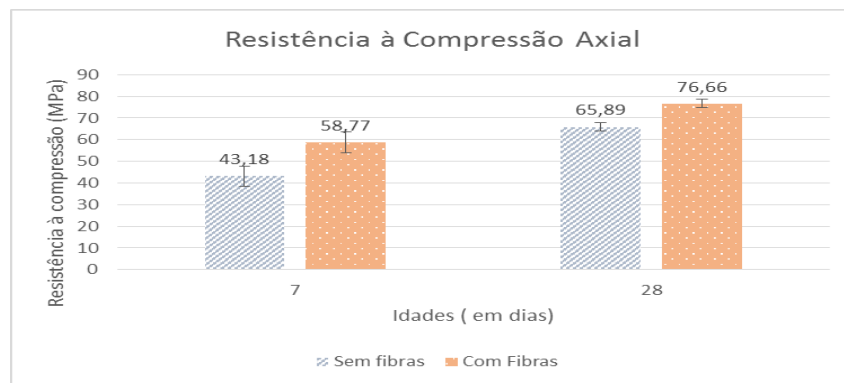


Figura 6 - Gráfico dos resultados de Resistência à Compressão Axial.

A mistura sem fibras, na idade de 7 dias, atingiu uma resistência à compressão de 43,18 MPa, já aos 28 dias, a sua resistência aumentou para 65,89 MPa, proporcionando um aumento de 52,6%. A mistura com fibras, aos 7 dias de idade, atingiu uma resistência à compressão de 58,77 MPa, já nos 28 dias, a sua resistência aumentou para 76,66 MPa, proporcionando um aumento de 30,44 %.

Ao comparar os dois modelos, pode-se observar que a utilização de fibras no CPR proporcionou um aumento de resistência à compressão, sendo maior nos primeiros dias de idade. Observou-se também que a resistência aumenta em um ritmo menor após os 7 dias.

Vanderlei e Giongo (2006) postularam que esse aumento maior no modelo com fibras nos primeiros dias se dá pela diminuição da fragilidade do material, e que as fibras atuam como pontes de transferência de tensões, fazendo com que esse modelo redistribua as tensões de forma homogênea, assim, aumentando a sua resistência mecânica.

As duas misturas aparentaram serem iguais quanto à forma de rompimento, apresentando poucas fissuras no sentido vertical, todavia, o modelo que utiliza fibras se mostrou mais dúctil, com mais deformações antes da ruptura, conforme Figura 7. Sendo assim, comprova-se que a adição de fibras em CPR proporciona maior ductilidade.

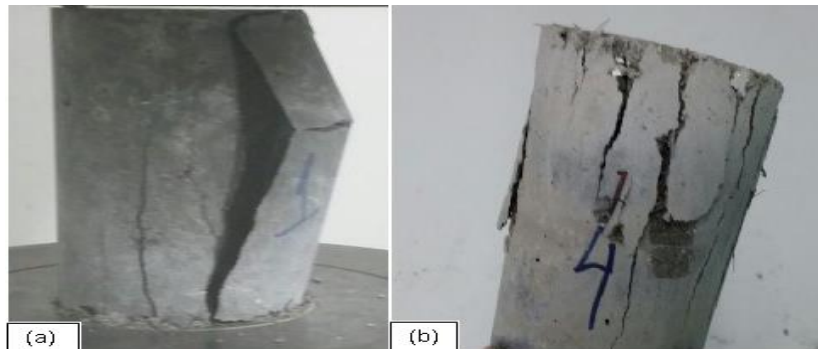


Figura 7 – (a) Corpo de prova sem fibras após rompimento (b) Corpo de prova com fibras após rompimento.

3.1.1 Análise estatística

Com o intuito de analisar os resultados estatisticamente, adotou-se o método do teste de hipótese de comparação de médias com variâncias desiguais, que caracteriza-se como um teste mais rigoroso para análise de duas variáveis. Foram analisados os resultados de compressão com fibras e sem fibras e comparados nas idades de 7 e 28 dias. Pode-se observar na Tabela 5 e Tabela 6 os valores do *p-value* da amostra.

Tabela 5 - Resultados de Desvio Padrão e *p-value* das amostras aos 7 dias rompidas por compressão axial.

	Idade	Resistência Média	Desvio Padrão	P-value
Sem Fibras	7 dias	43,18	4,67	0,000613
Com Fibras	7 dias	58,77	4,75	

Tabela 6 - Resultados de Desvio Padrão e *p-value* das amostras aos 28 dias rompidas por compressão axial.

	Idade	Resistência Média	Desvio Padrão	p-value
Sem Fibras	28 dias	65,89	1,79	1,768x10 ⁻⁵
Com fibras	28 dias	76,66	1,89	

Como o *p-value* ficou menor do que 5%, pode-se dizer que há 95% de probabilidade de o tratamento com fibras ter maior resistência à compressão do que o sem fibras, para as idades de 7 dias e de 28 dias.

3.2 RESISTENCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Na Figura 8, podem ser observados os resultados de resistência à tração por compressão diametral para as duas composições do CPR, com e sem fibras para as idades de 7 e 28 dias.

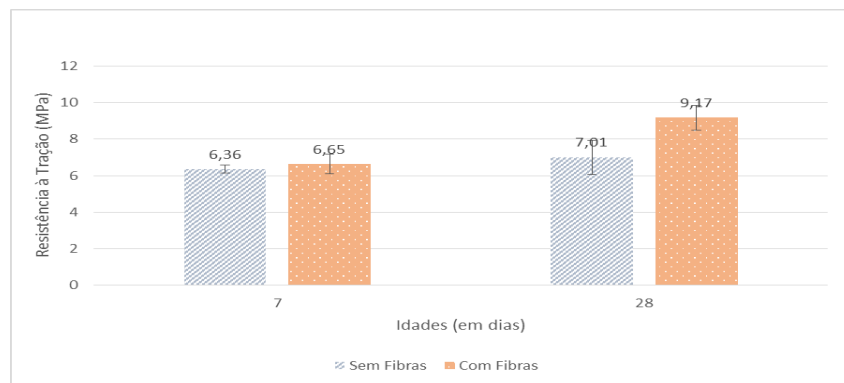


Figura 8 - Gráfico dos Resultados de Resistência à Tração por Compressão Diametral.

Os resultados mostram que a mistura com fibras teve uma resistência à tração por compressão diametral maior em relação à sem fibras. Observa-se que, nos 7 dias de idade, as fibras não interferem significativamente nos resultados, já que a média das duas misturas ficaram muito próximas. Aos 7 dias, na mistura sem fibras, a resistência foi de 6,36 MPa e na mistura com fibras 6,65 MPa, houve um aumento na faixa de 4,5%. Comparando esses dois modelos aos 28 dias, nota-se um aumento de resistência à tração de 30,8% na mistura com fibras.

Quanto à forma de ruptura dos modelos, observou-se que ocorria paralelamente ao eixo de aplicação da força, e, praticamente, sem vazios, o que indica que houve um aumento de densidade do material.

3.2.1 Análise estatística

Adotou-se, para a análise de resistência à tração por compressão diametral, o método do teste de hipótese de comparação de médias com variâncias desiguais, o

mesmo método utilizado para análise da resistência à compressão, que é um teste mais rigoroso para análise de duas variáveis. Foram analisados os resultados de tração por compressão diametral com fibras e sem fibras e comparados nas idades de 7 e de 28 dias. Nas Tabelas 7 e 8, são apresentados os resultados.

Tabela 7 - Resultados de Desvio Padrão e *p-value* das amostras aos 7 dias rompidas por compressão diametral.

	Idade	Resistencia Média	Desvio Padrão	<i>p-value</i>
Sem Fibras	7 dias	6,36	0,24	0,153786
Com Fibras	7 dias	6,65	0,53	

Tabela 8 - Resultados de Desvio Padrão e *p-value* das amostras aos 28 dias rompidas por compressão diametral.

	Idade	Resistencia Média	Desvio Padrão	<i>p-value</i>
Sem Fibras	28 dias	7,01	0,94	0,002125
Com fibras	28 dias	9,17	0,69	

Pode-se dizer que, para os 7 dias, os resultados são iguais, pois seu *p-value* foi de 0,153786, ficando acima de 5%. Já as amostras aos 28 dias apresentaram outro comportamento, já que elas se tornam diferentes entre si, por seu *p-value* estar menor que 5% (*p-value* = 0,002125). Então, verifica-se que há 95% de probabilidade de o tratamento com fibras ter maior resistência à tração do que o sem fibras, para a idade de 28 dias.

3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Na Figura 9, podem ser observados os resultados de módulo de elasticidade para as duas misturas de CPR, sem fibras e com fibras, para as idades de 7 e 28 dias.

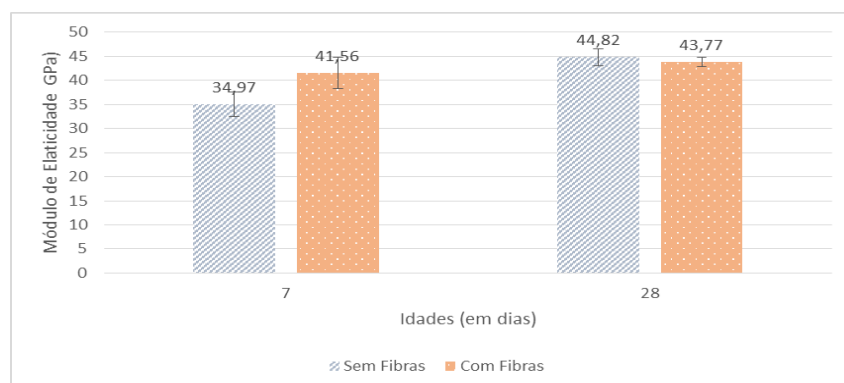


Figura 9 - Gráfico do Módulo de Elasticidade.

O módulo de elasticidade é uma propriedade física do material e se dá pela deformação quando submetido a um carregamento. Observou-se uma diferença no módulo de elasticidade aos 7 dias apresentando um aumento de 18,8% com a inserção das fibras que demonstra a ductilidade do material nas primeiras idades para o compósito com fibras.

3.2.1 Análise estatística

Nesta etapa, adotou-se o mesmo método dos itens anteriores para a análise do módulo de elasticidade. Analisaram-se os resultados do módulo de elasticidade com fibras e sem fibras e estes foram comparados nas idades de 7 e 28 dias. Os resultados podem ser vistos nas Tabelas 9 e 10.

Tabela 9 - Resultados de Desvio Padrão e *p-value* das amostras aos 7 dias analisando o módulo de elasticidade.

	Idade	Resistencia Média	Desvio Padrão	<i>p-value</i>
Sem Fibras	7 dias	34,97	2,56	0,004771
Com Fibras	7 dias	41,56	3,29	

Tabela 10 - Resultados de Desvio Padrão e *p-value* das amostras aos 28 dias analisando o módulo de elasticidade.

	Idade	Resistencia Média	Desvio Padrão	<i>p-value</i>
Sem Fibras	28 dias	44,82	1,71	0,126131
Com fibras	28 dias	43,77	0,97	

Como o *p-value* aos 7 dias foi de 0,004771, ficando abaixo de 5%, pode-se dizer que há 95% de probabilidade de a mistura com fibras ter maior módulo de elasticidade do que a sem fibras. Já as amostras aos 28 dias mostraram comportamento diferente, elas se tornam iguais entre si, por seu *p-value* estar maior do que 5% (*p-value* = 0,126131), na faixa de 12,61%.

3.4 ANÁLISE MICROSCÓPICA

A análise microscópica foi realizada com microscópio eletrônico de varredura, da marca Zeiss, modelo EVO MAIO do laboratório CERTEC, no Iparque da Unesc. Foram analisadas as estruturas aos 7 e aos 28 dias, com e sem fibras. Os aumentos

foram definidos para melhor visualização da quantidade de vazios internos e da cristalização dos agregados.

As Figuras 10 e 11 apresentam a microestrutura do concreto de pós reativos nas idades 7 dias e 28 dias, respectivamente, sem a adição de fibras metálicas. Observa-se que existem poucos vazios internos na estrutura. Aos 28 dias a mistura demonstrou baixíssima quantidade de poros e notou-se a ocorrência da cristalização dos agregados.

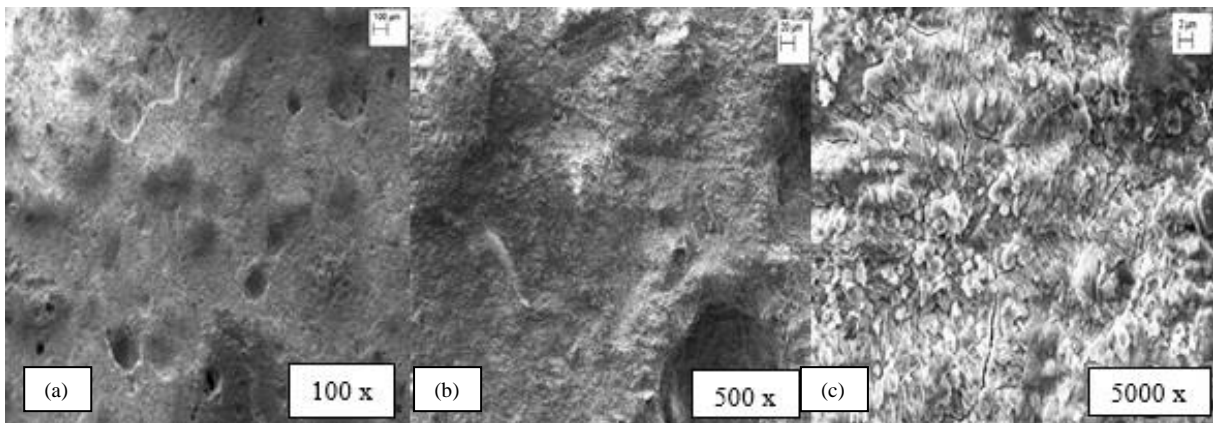


Figura 10 – Imagem da microestrutura do CPR idade 7 dias sem fibras (a) aumento em 100 x (b) aumento em 500 x (c) aumento em 5000 x.

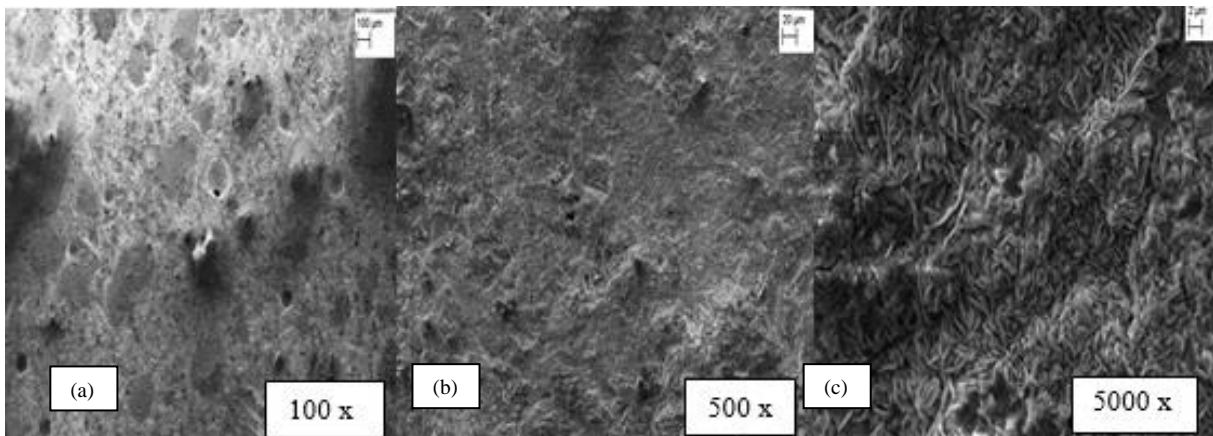


Figura 11 – Imagem da microestrutura do CPR idade 28 dias sem fibras (a) aumento em 100 x (b) aumento em 500 x (c) aumento em 5000 x.

As Figuras 12 e 13 representam as misturas com fibras, nas idades de 7 e 28 dias, respectivamente. Pode-se observar, nas imagens, que a fibra ocupa grande parte da região. Para esse ensaio, a fibra foi polida. A quantidade de vazios é ainda menor se comparada com o modelo sem fibras.

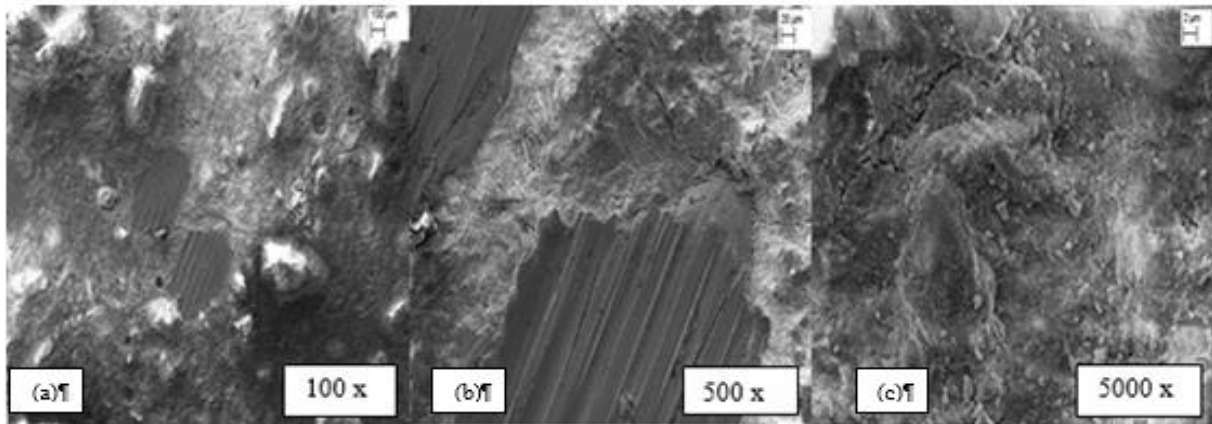


Figura 12 – Imagem da microestrutura do CPR idade 7 dias com fibras (a) aumento em 100 x (b) aumento em 500 x (c) aumento em 5000 x.

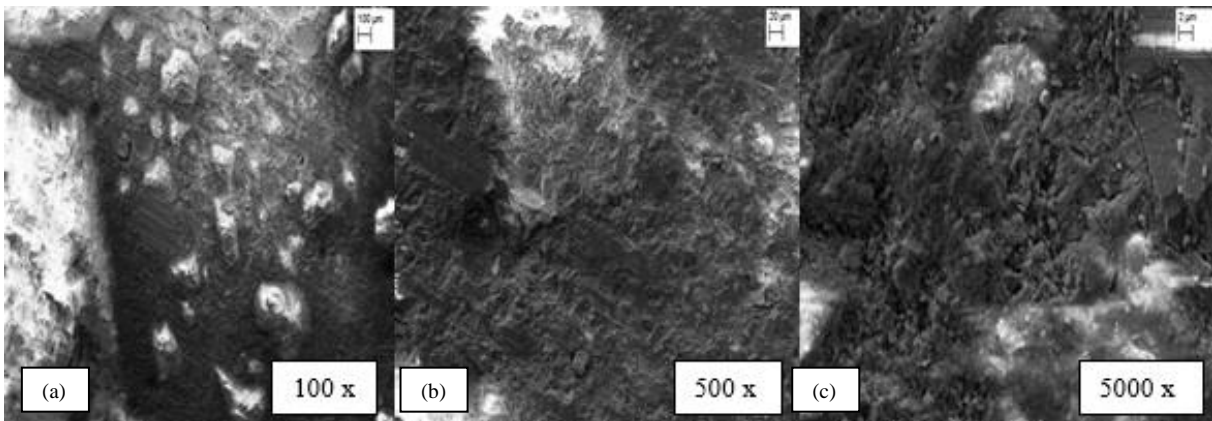


Figura 13 – Imagem da microestrutura do CPR idade 28 dias com fibras (a) aumento em 100 x (b) aumento em 500 x (c) aumento em 5000 x.

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos neste estudo, fica evidente que o concreto de pós reativos é uma mistura que tem muito potencial para atingir grandes resistências, mediante a maior caracterização dos materiais utilizados e também com a consideração do empacotamento das partículas, que mostra ser um fator importante para que esta mistura atinja boa trabalhabilidade, alta resistência à compressão e à tração, maior durabilidade e ductilidade.

Foi possível, também, concluir que a mistura é bem fluida e tem um endurecimento rápido se não moldado imediatamente.

Os estudos experimentais realizados neste trabalho permitem concluir que:

- A idade do concreto influencia de forma significativa na resistência à compressão, sendo que aos 7 dias os resultados foram menores do que aos

28 dias. A mistura sem fibras, aos 28 dias, apresentou um aumento de 52,6% e a mistura com fibras de 30,44%, na resistência, comparadas com os 7 dias, assim como no concreto convencional;

- As fibras metálicas atuam na resistência à compressão. Ao analisar-se os resultados do CPR com e sem fibras, ocorre um acréscimo na resistência à compressão, tanto nas idades de 7 quanto nas de 28 dias, nas misturas com fibras. Isso se deve às pontes de tensões que elas geram na estrutura interna, impedindo o aparecimento das primeiras fissuras e proporcionando maior ductilidade. A maior resistência à compressão foi na amostra com fibras e aos 28 dias, com valor de 76,66 MPa (16,34% maior do que a sem fibras). As fibras, também, apresentaram grande desempenho nas primeiras idades, alcançando uma faixa de resistência à compressão bem maior do que a mistura sem fibras (36,10 % maior na mistura com fibras comparada com a sem fibras);
- A adição das fibras metálicas proporciona, também, maior aumento da tração aos 28 dias, estando na faixa de 9,17 MPa, enquanto a sem fibras ficou com 7,01 MPa;
- Nota-se que, aos 7 dias, os modelos com e sem fibras não obtiveram grandes diferenças de resistência à tração por compressão diametral. A amostra sem fibras apresentou valor de 6,36 MPa e a amostra com fibras apresentou valor de 6,65 MPa;
- As fibras não provocam interferências significativas no módulo de elasticidade, principalmente, aos 28 dias, em que houve uma pequena redução do valor nos corpos de provas que continham fibras. Os valores foram de 44,82 GPa (sem fibras) e de 43,77 GPa (com fibras);
- A pressão aplicada de 1,8 tf pode não ter influenciado, por ser uma carga baixa para se conseguir uma redução maior dos vazios. Essa pressão foi limitada, pois houve abertura dos moldes e perda de material. Em bibliografias sobre o assunto, relatam-se pressões em torno de 10 tf;
- O concreto de pós reativos apresentou uma microestrutura diferente do concreto convencional, são poucos vazios internos, o que gera uma mistura mais densa e com baixa porosidade, conferindo, neste tipo de material, alta resistência e durabilidade.

Alemanha, França e Japão são países que já possuem manuais de instruções específicos de utilização do CPR. Contudo, no Brasil, ainda faltam estudos para esse material, logo, são necessárias pesquisas para aproveitar o máximo potencial e alcançar excelentes durabilidades e propriedades mecânicas.

Como sugestões para trabalhos futuros, podemos destacar os seguintes itens.

- Usar o método do empacotamento das partículas para conseguir que cada material ocupe seu espaço dentro da mistura;
- Realizar ensaios com diferentes tipos de areia, cimento e pressões para analisar a influência de cada elemento nas resistências;
- Fazer análise granulométrica dos componentes;
- Submeter os corpos de prova em cura térmica para analisar diferenças de resistência;
- Utilizar outros materiais, como GGBS (escória de alto forno) e pó de mármore, com menores quantidades de cimento, tornando-o um concreto ecoeficiente;
- Avaliar as vantagens com relação ao custo do material para aplicação em obras.

5 REFERÊNCIAS

ANDRADE, T. C. C. Soares de. Avaliação do tipo de cura nas propriedades de concretos de pós reativos. Dissertação (Mestrado). Curso de Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7214**: Areia normal para ensaios de cimento - Especificações. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

REVISTA TECHNE. BINA, P. Concreto de pós reativos: uma revolução no conceito do concreto. Revista Techne . São Paulo, n. 8, p.50-51, jan/fev, 1999.

BIZ, C. E. Concreto de pós reativos. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

CHRIST, R. Contribuição ao estudo do concreto de pós reativos. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2011.

MACHADO, F. G. et al. Avaliação das propriedades mecânicas do concreto de pós reativos com adição de celulose nanofibrilada. In: Congresso Brasileiro de Cerâmica, 60. Águas de Lindóia: CBC, 2016. p. 2504 - 2513.

SILVA, B. do V. et al. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: part 1. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [s.l.], v. 6, n. 5, p.715-736, out. 2013.

TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C.; HELENE, P. Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho. Congresso Ibracon, São Paulo, 2011.

VANDERLEI, R. D.; GIONGO, J. S. Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas. 2006. Universidade Estadual de Maringá, São Carlos, 2006.

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE INCORPORAÇÃO DE DISTINTOS ADITIVOS IMPERMEABILIZANTES EM PLACAS DE CONCRETO EXPOSTAS A CICLOS HIGROTÉRMICOS

Flávia Maria Westrup (1), Elaine G. Pavei Antunes (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) flavia_westrup@hotmail.com, (2) elainegpa@unesc.net

RESUMO

A impermeabilização é uma técnica antiga que consiste no uso ou na aplicação de produtos com o propósito de proteger as construções contra a ação do tempo, no que se refere à água. Este trabalho tem como objetivo avaliar a estanqueidade de placas de concreto com incorporação de aditivos impermeabilizantes, após exposição à variação de temperatura e teor de umidade. Para tal, faz-se o uso de três distintos aditivos líquidos impermeabilizantes, aditivo à base de resina natural, aditivo à base de ácidos graxos, e aditivo à base ácido oleico e silicato de sódio. Adicionados ao concreto fresco durante o processo de mistura, tais aditivos formam um sistema de proteção do concreto contra a passagem da água ou umidade para o interior da estrutura. Foram moldados doze corpos de prova cilíndricos, para verificação da resistência à compressão axial, e vinte e quatro placas de concreto, compostos de cimento, agregados, água e aditivos. As placas foram expostas a ciclos higrotérmicos e depois foram submetidas a ensaios de verificação de estanqueidade. Observou-se no ensaio de resistência à compressão axial que a adição dos impermeabilizantes não alterou a resistência do concreto. Todavia, nos ensaios de absorção percebeu-se que os aditivos impermeabilizantes alteraram a permeabilidade do concreto ao passarem por ciclos higrotérmicos.

Palavras-chave: Impermeabilização, Placas de concreto, Aditivos Impermeabilizantes.

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto não perduram para sempre, elas se deterioram com o passar do tempo e não alcançam sua vida útil se não são bem projetadas e executadas, utilizadas com critério e, finalmente, submetidas a uma manutenção preventiva (SOUZA; RIPPER, 1998).

“Aumentar a vida útil, de maneira geral, mostra-se uma boa solução em longo prazo para a preservação de recursos naturais, redução de impactos, economia de energia e prolongamento do potencial de extração das reservas naturais” (MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011).

A impermeabilização é indispensável na construção civil, pois influencia diretamente a qualidade e durabilidade das edificações. De acordo com a ABNT NBR 9575:2010,

o sistema de impermeabilização pode ser definido como o produto de componentes e serviços que objetivam proteger as construções contra a passagem de fluidos de vapores e da umidade.

A vida útil de uma construção depende de um eficiente sistema de impermeabilização e, se executado no início da obra, tem um custo aproximado de 2 a 3% do total do empreendimento. No entanto, a ausência da impermeabilização pode acarretar num custo, a fim de repararem-se os problemas patológicos nas edificações, superior ao da construção (MARINHO, 2016). Portanto, trata-se de conhecimento disseminado que fazer a impermeabilização durante a obra é mais fácil e econômico que executá-la posteriormente, quando surgirem os inevitáveis problemas com a umidade.

Segundo Hussein (2013), “as patologias que surgem do excesso de umidade estão em grande número presentes nas construções, e que, os gastos são muito maiores para implantação dos sistemas de impermeabilização depois dos danos formados, do que previamente”.

Conforme Thomaz (1998), os materiais e componentes de uma construção estão sujeitos a variações de temperatura e higroscópicas, sazonais e diárias. O mesmo autor afirma ainda que a quantidade de água absorvida se origina, principalmente, de dois fatores: porosidade e capilaridade. As mudanças higroscópicas ocasionam alterações nas dimensões dos materiais porosos e com o aumento da umidade repercutem em movimentações de dilatação e retração, que ocasionam tensões que podem provocar a manifestação de fissuras.

A ABNT NBR 15.575:2013, quanto à impermeabilização, institui requisitos a serem atendidos pelas edificações, incluindo métodos de avaliação de desempenho. No item 1 “Requisitos Gerais”, a norma estabelece que a edificação deve ser estanque das fontes de umidades externas, provenientes da água da chuva e da umidade do solo e do lençol freático. E, para tal, a ABNT NBR 15.575:2013 p. 22 complementa:

[...] estanqueidade à água, de suma importância não só para evitar processos deletérios dos materiais e componentes (lixiviação, corrosão etc), mas, sobretudo para evitar proliferação de fungos, doenças respiratórias e outros. As exigências de estanqueidade à água englobam umidade ascendente do solo, percolação de umidade entre ambientes internos da edificação e infiltrações de água de chuva.

A fim de aumentar a qualidade, durabilidade e, por conseguinte, atender o desempenho das edificações é inerente à presença de um projeto de impermeabilização adequado. O projeto do sistema de impermeabilização deve trazer

o planejamento de execução e promover a escolha adequada do tipo de impermeabilização a ser utilizada.

Segundo a ABNT NBR 9575: 2010, o projeto de impermeabilização consiste em um conjunto de informações que determinam as soluções de forma a atender às exigências de desempenho em relação à estanqueidade.

A ABNT NBR 9575: 2010 (Impermeabilização – Seleção e Projeto) classifica os tipos de impermeabilização, segundo o material constituinte principal da camada impermeável, em cimentícios, asfálticos e poliméricos. Incluso na classificação dos cimentícios estão às argamassas com aditivo impermeabilizante.

No mercado atual, existem diversos tipos de produtos com o intuito de impermeabilizar as edificações, cada um utilizado para cada etapa da obra. Os impermeabilizantes rígidos são empregados em elementos enterrados tais como fundação, poço de elevador, piscinas e caixas d'água, destacando-se as argamassas impermeabilizantes, cimentos poliméricos e cristalizantes. Os aditivos impermeabilizantes são adicionados à argamassa ou ao concreto com finalidade de melhorar as propriedades de seu funcionamento.

“Os impermeabilizantes rígidos são vendidos como argamassas industrializadas, produtos bi-componentes ou como aditivos químicos para argamassa ou concreto. Esses produtos incorporam-se à estrutura protegida e, com uma cura adequada, apresentam baixa porosidade e grande estanqueidade” (FERREIRA, 2012).

Nesse contexto, esse trabalho tem como objetivo avaliar a estanqueidade de placas de concreto com incorporação de aditivos impermeabilizantes, após exposição à variação de temperatura e teor de umidade.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para facilitar o entendimento e visualização, codificaram-se os aditivos, placas e os corpos de prova de acordo com o tipo de aditivo utilizado. O aditivo, por exemplo, com composição química à base de resina natural foi chamado de ARN (Aditivo Resina Natural), a placa e o corpo de prova com inserção desse aditivo foram nomeados como PARN (Placa Aditivo Resina Natural) e CPARN (Corpo de Prova Aditivo Resina Natural), respectivamente. Foi adotado o prefixo P para “placa de concreto” e CP para

“corpo de prova” nos nomes dos aditivos empregados. A Tabela 1 apresenta a nomenclatura adotada aos aditivos.

Tabela 1 – Codificação dos aditivos

Codificação dos Aditivos	Descrição
ARN	Aditivo à base de resina natural
AAG	Aditivo à base de ácidos graxos
AAOSS	Aditivo à base ácido oleico e silicato de sódio

Esta pesquisa foi baseada em uma análise exploratória e se dividiu em sete etapas, que foram:

1. Escolha dos aditivos impermeabilizantes e estudo das normas ABNT NBR 14081:2015 e ABNT NBR 15310:2009 acerca dos ensaios de impermeabilização e absorção dos componentes de concreto;
2. Caracterização e/ou especificação dos componentes do concreto (cimento, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita) e água), além da especificação das características físico-químicas dos aditivos;
3. Definição dos percentuais de adição dos distintos aditivos, conforme as especificações do fabricante;
4. Confecção das placas de concreto e dos respectivos corpos de prova;
5. Exposição das placas de concreto aos ciclos higrotérmicos;
6. Execução dos ensaios de absorção e impermeabilidade;
7. Análise dos resultados.

2.1 MATERIAIS

2.1.1 Aditivos

O aditivo ARN, aditivo à base de resina natural, trata-se de um aditivo capaz de impermeabilizar o concreto por hidrofugação, sem comprometer a sua resistência, conforme informação repassada pelo fabricante. A dosagem especificada é de 0,1 litros do aditivo impermeabilizante para cada 50 kg de cimento Portland.

O aditivo à base de ácidos graxos, AAG, refere-se a um impermeabilizante capaz de reduzir a permeabilidade e absorção por capilaridade, tornando a superfície aplicada

impermeável à penetração de água e umidade, além de melhorar a trabalhabilidade do concreto, segundo informações repassadas pelo fabricante. O consumo para se produzir um concreto impermeável é de 0,8 litros do aditivo impermeabilizante para cada 50 kg de cimento Portland.

O aditivo à base de ácido oleico e silicato de sódio (AAOSS) trata-se de um aditivo redutor de permeabilidade para concretos e argamassas, que age por hidrofugação do sistema capilar e permite a respiração dos materiais. O consumo indicado é de 0,5 litros do aditivo a cada 50 kg de cimento. A Tabela 2 apresenta as características físico-químicas dos aditivos ARN, AAG e o AAOSS, conforme as especificações dos fabricantes.

Tabela 2 – Características físico-químicas dos aditivos. Fonte: Do Fabricante (2017).

Característica	ARN	AAG	AAOSS
Aspecto físico	Líquido	Líquido	Líquido
Cor	Cinza	Branco	Branco
pH	10,0 a 25	7,5 a 9,0	12 a 13
Densidade	1,02 g/cm ³	1,00 a 1,05 g/cm ³	1,05 g/ml
Composição Básica	À base de resina natural de pinus elliotti e resina natural extraída da araucária angustifólia, estearatos, espessantes e emulsionantes.	À base de ácidos graxos, emulsionantes, oleatos, espessantes e água. Não contém cloretos.	À base Ácido Oleico e Silicato de Sódio.
Solubilidade	Totalmente solúvel em água	Solúvel em água	Solúvel em água

2.1.2 Concreto

O cimento Portland empregado trata-se do composto com pozolana (CP-II-Z), classe 32. O agregado miúdo utilizado refere-se à areia lavada média com dimensão máxima característica de 2,4 mm e o agregado graúdo refere-se à brita 0, com dimensão máxima característica de 4,8 mm. A água adicionada no concreto seguiu as especificações da ABNT NBR 15900-1:2009 (Água para amassamento do concreto). O traço de referência, para execução das placas, seguiu as prescrições da ABNT NBR 14081-2:2015, que propõe um fator a/c (água/cimento) inferior a 0,50 e uma quantidade mínima de cimento de 300 kg/m³ de concreto. A placa elaborada com o traço de referência foi denominada PREF e servirá de comparação na análise dos resultados obtidos com traços com adições de impermeabilizantes. A Tabela 3

apresenta os traços e os percentuais de adição dos diferentes aditivos utilizados neste trabalho em cada placa.

Tabela 3 – Composição dos traços das placas de concreto.

Placas	Descrição	Quantidade de amostras	Traço (c:a:b:a/c)	Percentual de adição de aditivos (%)
PREF	Placa referencial	6	1:2,6:1,3:0,5	0
PARN	Placa aditivo à base de resina natural	6	1:2,6:1,3:0,5	0,1
PAAG	Placa aditivo à base de ácidos graxos	6	1:2,6:1,3:0,5	0,8
PAAOSS	Placa aditivo à base ácido oleico e silicato de sódio	6	1:2,6:1,3:0,5	0,5

2.2 MÉTODOS

Todos os experimentos neste trabalho foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil – LMCC, localizado no Iparque – Parque Científico e Tecnológico da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC).

2.2.1 Moldagem dos corpos de prova e placas de concreto

Foram executados doze corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, conforme especifica a ABNT NBR 5738:2015, e vinte e quatro placas de concreto, sendo três para cada traço. A cura desses materiais foi realizada em tanque saturado em cal, segundo a ABNT NBR 5738:2015.

Para a composição das fôrmas das placas, foram utilizadas madeiras de chapa resinada compensadas com espessura de 6 mm e parafusadas com o intuito de facilitar a desfôrma. Posteriormente, na parte interna da fôrma executou-se uma pintura de tinta a óleo, a fim de que não houvesse perda de água do concreto para o molde. As dimensões das placas foram definidas com base na ABNT NBR 14081-2:2015, portanto, o molde das placas tinha dimensões internas de 25cm x 50cm e 20 mm de espessura.

2.2.2 Determinação da Resistência à Compressão Axial

A fim de mostrar as características do concreto utilizado, ensaios de resistência à compressão foram realizados, conforme a norma ABNT NBR 5739:2007. Para

determinação da resistência a compressão aos 28 dias, foram utilizados três corpos de provas de cada traço.

2.2.3 Ciclos Higrotérmicos

O teste exploratório refere-se à execução de choques térmicos, em doze placas de concreto, decorrentes de variações bruscas de temperatura e de umidade. As outras 12 placas não sofreram variações térmicas e serviram como referência para balizar os resultados das placas com exposição aos choques térmicos. O estudo foi composto por métodos de ciclos múltiplos (fadiga térmica), em que as placas foram submetidas à oscilação de aquecimento e resfriamento bruscos.

Este ensaio trata-se de uma adaptação do Anexo E, com o título “verificação do comportamento do SVVE exposto à ação de calor e choque térmico”, repassado pela ABNT NBR 15575-4: 2013 (Edificações habitacionais - Desempenho).

A duração dos choques decorreu em cinco ciclos de 24 horas, sendo na primeira hora o aquecimento da estufa, em seguida, a placa foi introduzida na estufa com aproximadamente 80°C por um período de quatro horas e, após isso, inserida ao tanque de água, com somente meia placa submersa, a uma temperatura em torno de 20°C, pelo período restante de dezenove horas. Em conformidade com o propósito de realizar um choque térmico na amostra, fez-se necessário colocar somente uma das faces da placa em contato com a água. A Figura 2 ilustra o ciclo higrotérmico no período de 24 horas.

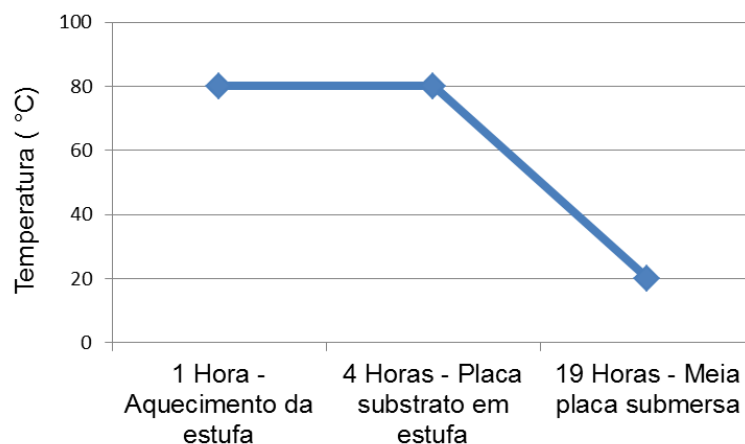


Figura 2 – Ciclo higrotérmico no período de 24 horas.

2.2.4 Avaliação de Impermeabilidade

Os ensaios realizados com o objetivo de avaliar a impermeabilidade das distintas placas de concreto foram baseados nas normas ABNT NBR 15310-2:2009 (Componentes cerâmicos - Telhas - Terminologia, requisitos e métodos de ensaio) e ABNT NBR 14081-2:2015 (Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas. Parte 2: Execução do substrato-padrão e aplicação da argamassa para ensaios). Foram realizados três ensaios para a verificação da permeabilidade dos componentes, como descrito na Tabela 4:

Tabela 4 - Execução dos ensaios de impermeabilidade

Ensaio	Norma referencial	Etapas	Execução do ensaio	Análise dos resultados
Avaliação 1	ABNT NBR 15310:2009 (Componentes cerâmicos - Telhas)	1	Pesar a placa (M1)	$H = (M2 - M3)/M3 \cdot 100$
		2	Placa imersa em água durante 24 horas	
		3	Pesar novamente (M2)	
		4	Secar em estufa ($105 \text{ }^\circ\text{C} \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$)	
		5	Após 1 h pesar novamente (M3)	
Avaliação 2	ABNT NBR 15310:2009 (Componentes cerâmicos - Telhas)	1	Colocar a placa sobre o molde	A presença de marcas de água na superfície do espelho
		2	Selar as extremidades	
		3	Preencher com água até a superfície	
		4	Repor água se necessário	
		5	Análise visual de manchas de água na parte inferior da placa de concreto	
Avaliação 3	ABNT NBR 14081:2015 (Execução do substrato-padrão)	1	Fixar três colunas	Registrar o volume absorvido após 4 horas
		2	Selar as extremidades	
		3	Introduzir água nas colunas	
		4	Leitura do volume da proveta, a fim de verificar o quanto foi absorvido pela placa de concreto	

O primeiro ensaio de avaliação de impermeabilidade, chamado de Avaliação 1, trata-se de um ensaio de absorção e foi realizado conforme as diretrizes da ABNT NBR 15310:2009.

No ensaio Avaliação 2, foram confeccionados dois moldes, composto por chapas e cantoneiras de ferro. Essa moldura baseou-se na ABNT NBR 15310-2: 2009, como expõe a Figura 3. Nessa avaliação, verificou-se a impermeabilidade das placas examinando a capacidade de passagem de água por seu interior.

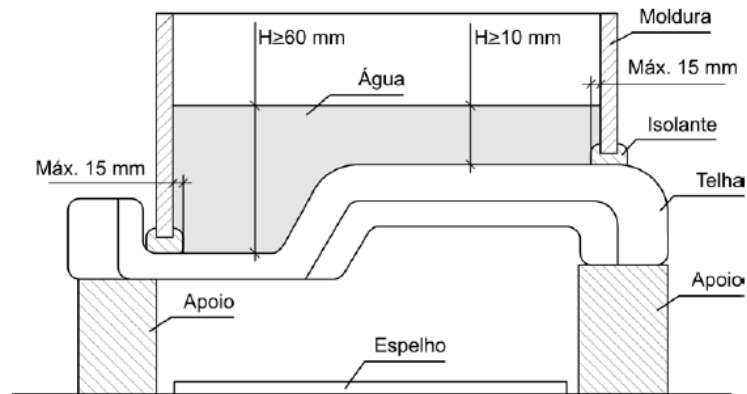


Figura 3 - Moldura para avaliação da impermeabilidade de telhas cerâmicas. Fonte: ABNT NBR 15310-2, Anexo B (2009).

Fundamentado na ABNT NBR 14081:2015 (Execução do substrato-padrão), a Avaliação 3 examina o volume de água absorvido pelas placas de concreto, após o período de quatro horas. Para tal, utilizou-se uma coluna de água (proveta) de material polipropileno, graduada e nas dimensões equivalentes ao indicado pela norma (Figura 4). É importante mencionar que a proveta, exatamente como especificada pela ABNT NBR 14081:2015, não foi encontrada, portanto utilizou-se uma proveta similar. A Figura 4 mostra a disposição das três provetas com água inserida.



Figura 4 - Provetas fixadas com selantes na placa de concreto.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a análise estatística da influência dos aditivos impermeabilizantes em todos os ensaios, aplicou-se o procedimento de comparação da Análise de Variância (ANOVA), com $p_{\text{value}} \leq 0,05$, a fim de avaliar se existe diferença significativa entre os grupos de amostras estudados.

3.1 RESULTADOS DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL

A Tabela 5 apresenta os resultados dos corpos de prova submetidos ao ensaio de resistência à compressão axial e a Figura 5 ilustra tais resultados em um gráfico.

Tabela 5 - Resultados da resistência à compressão axial

Grupos	Corpo de prova	Resistência	Média	Desvio Padrão
CP REF	1	32,5	30,99	5,83
	2	35,9		
	3	24,6		
CP ARN	1	22,6	22,22	2,344
	2	19,7		
	3	24,4		
CP AAG	1	21,8	22,14	4,692
	2	17,6		
	3	27,0		
CP AAOSS	1	36,1	36,21	0,2694
	2	36,5		
	3	36,0		

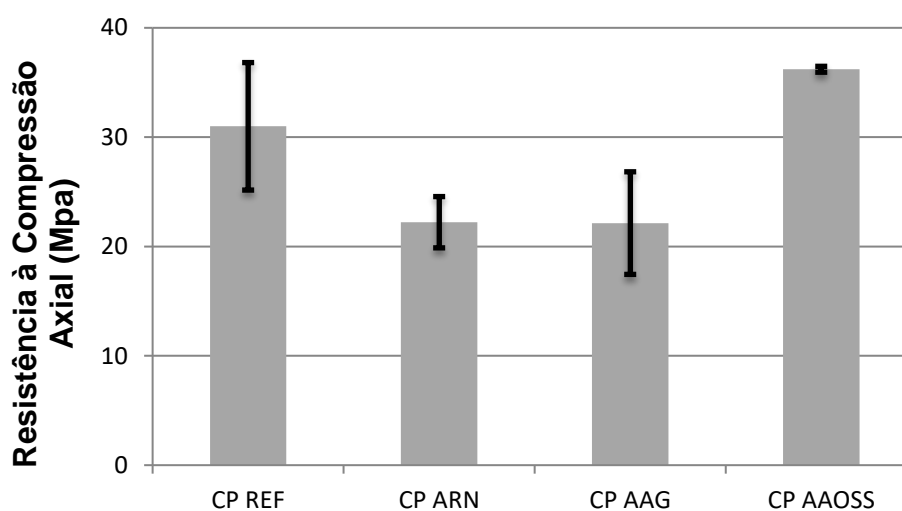


Figura 5 – Resultados de resistência à compressão axial

A avaliação com base na ANOVA revelou que os resultados de resistência à compressão nos corpos de prova não obtiveram diferença com o uso dos aditivos impermeabilizantes em relação ao concreto de referência (REF). Em outras palavras, os aditivos impermeabilizantes não influenciaram positivamente, bem como, não prejudicaram a resistência à compressão do concreto.

Com base em uma análise isolada, percebeu-se que houve uma redução da média de resistência dos AAG e do ARN em relação ao concreto de referência e um aumento

do AAOSS. No entanto, verificou-se que os desvios padrões dos traços REF, AAG e do ARN são grandes explicando o motivo de estatisticamente a resistência a compressão não ser considerada diferente entre os grupos.

3.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE IMPERMEABILIDADE

3.2.1 Avaliação 1

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos após a execução do ensaio Avaliação 1 onde M1 corresponde à massa seca, M2 à massa submersa, e M3 à massa seca em estufa.

Tabela 6 – Valores das massas das placas

Grupo de placas		Sem ciclos higrotérmicos				Com ciclos higrotérmicos			
		M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	M2 - M3 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	M2 - M3 (g)
PREF	A	9101,0	9330,3	9155,8	174,5	9309,3	9506,1	9327,5	178,6
	B	9315,4	9449,4	8318,7	1130,7*	9764,3	9934,2	9762,3	171,9
	C	8676,1	8800,8	8666,4	134,4	9161,2	9410,1	9203,2	206,9
		Média			154,5	Média			185,8
		Desvio Padrão			28,4	Desvio Padrão			18,6
PARN	D	8612,1	8841,7	8696,0	145,7	9797,1	10000,2	9852,9	147,3
	E	10003,9	10040,0	10018,0	22,0	8761,2	9925,8	8779,3	1146,5*
	F	9251,9	9354,4	9254,2	100,2	8411,7	8630,9	8444,4	186,5
		Média			89,3	Média			166,9
		Desvio Padrão			62,6	Desvio Padrão			27,7
PAAG	G	8986,5	9170,2	9065,0	105,2	8773,0	9035,0	8897,7	137,3
	H	8764,1	8858,7	8784,4	74,3	9675,0	9910,8	9774,5	136,3
	I	9083,3	9176,3	9098,5	77,8	8694,8	8880,4	8763,8	116,6
		Média			85,8	Média			130,1
		Desvio Padrão			16,9	Desvio Padrão			11,7
PAAOSS	J	9731,5	9888,8	9809,5	79,3	9635,8	9870,2	9773,8	96,4
	K	9373,2	9621,2	9529,4	91,8	9021,1	9220,0	9128,4	91,6
	L	9340,5	9461,7	9391,9	69,8	9802,0	10033,0	9947,6	85,4
		Média			80,3	Média			91,1
		Desvio Padrão			11,0	Desvio Padrão			5,50
		Média Fixa			183,8	Média Fixa			143,5

Para que a análise dos dados desse ensaio apresentasse 95% de confiabilidade, foi utilizado o critério de Chauvenet, onde se elimina no teste estatístico os resultados discrepantes que distorcem o valor da média para cima e para baixo. Desta forma, os valores com limite superior, ou seja, a média mais duas vezes o desvio padrão, e os valores com limite inferior, a média menos duas vezes o desvio padrão foram excluídos do estudo. Os itens com asterisco (*) na Tabela 6 referem-se aos valores

excluídos, conforme o critério de Chauvenet. A Figura 6 apresenta a relação das médias calculadas para placas sem ciclos higrotérmicos e com ciclos higrotérmicos.

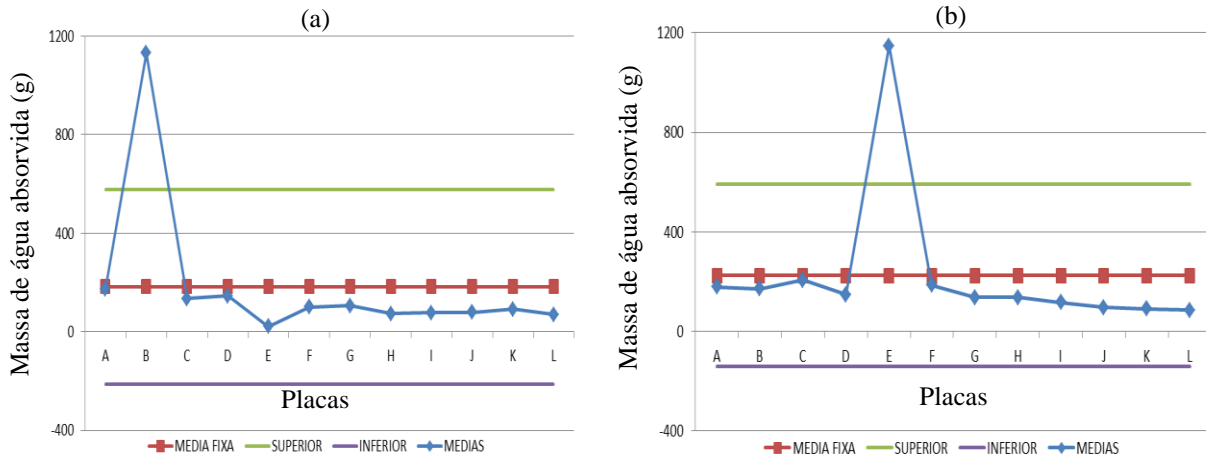


Figura 6 - Médias calculadas para placas sem ciclos higrotérmicos (a); Médias calculadas para placas com ciclos higrotérmicos (b).

Conforme pode ser visualizado na Figura 6, dois resultados não se adequaram as condições de Chauvenet: a placa B, do grupo PREF sem ciclos higrotérmicos, e a placa E do grupo PARN com ciclos. Logo, para o cálculo de absorção, foram excluídos esses dois valores. O Figura 7 apresenta as médias percentuais de absorção de água das placas de concreto.

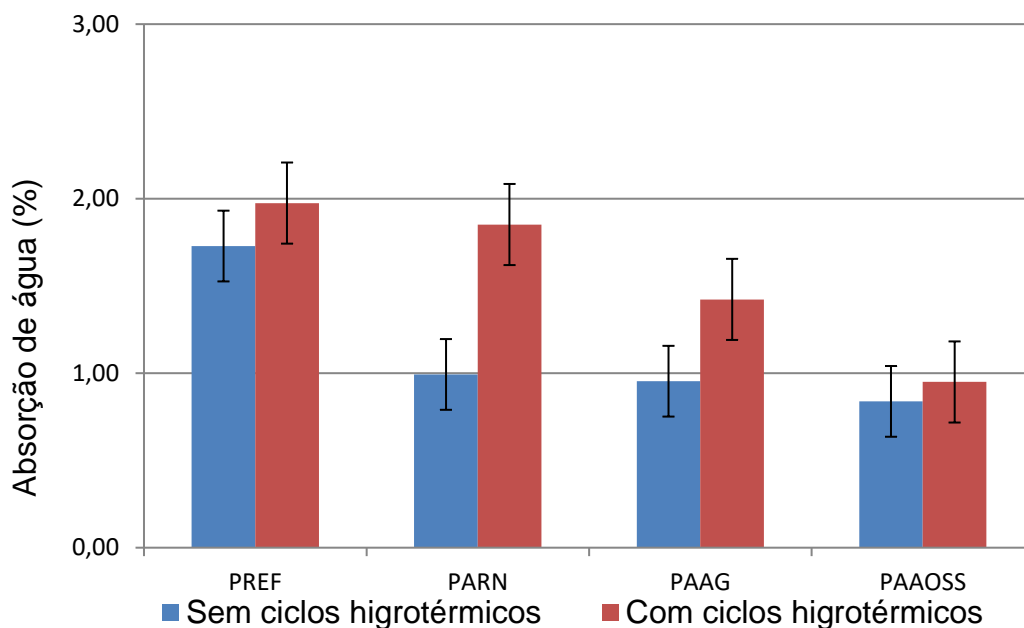


Figura 7 – Valores médios de absorção de água em cada grupo

Nesse teste constatou-se, segundo a ANOVA, que o grupo PAAG foi o único que obteve aumento médio de absorção de água em seu interior ao passar pelos ciclos. Nos grupos PREF, PARN, e PAAOSS verificou-se que a aplicação dos choques térmicos não interferiu em suas absorções.

A respeito do desempenho dos aditivos impermeabilizantes, verificou-se que as placas de concreto PAAOSS não foram influenciadas estatisticamente pelos choques térmicos e higroscópicos.

No entanto, dentre os grupos de placas que obtiveram ciclos higrotérmicos, apenas as placas PAAG e PAAOSS tiveram uma redução do valor médio de absorção de água em relação as placas de referência, com 29,97% e 50,97%, respectivamente.

3.2.2 Avaliação 2

Nesse ensaio as placas de concreto que apresentaram marcas de água na superfície do espelho foram às mesmas amostras que expuseram maiores valores de absorção no teste anterior, ou seja, a placa B do grupo PREF sem ciclos higrotérmicos e a placa E, amostras PARN com ciclos, como mostra a Figura 8.

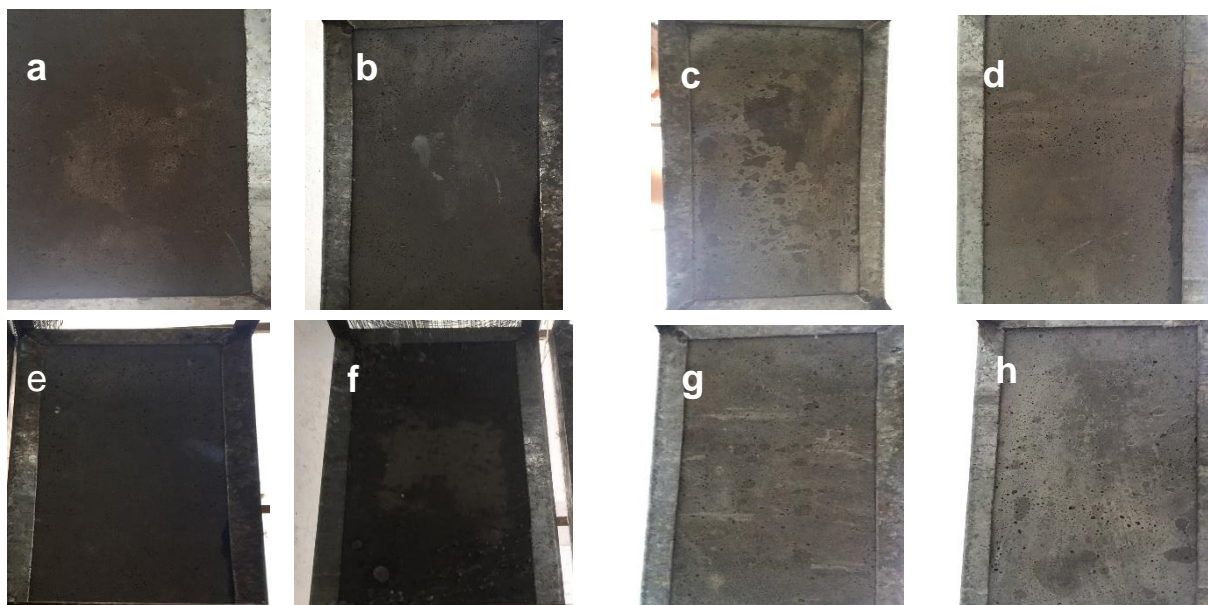


Figura 8 – Lado inferior das placas. Grupos PREF, PARN, PAAG e PAAOSS, sem ciclos (a), (b), (c) e (d); e com ciclos (e), (f), (g) e (h), respectivamente.

Essa associação pode ter sucedido pela possibilidade de o concreto das placas possuir maior porosidade capilar facilitando assim a passagem da lâmina de água.

“No concreto, as características dos poros do cimento hidratado são um tanto diferentes das argamassas, devido à influência das partículas dos agregados graúdos sobre a pasta de cimento ao seu redor” (NEVILLE, 2016).

Ainda, segundo Neville (2016), a permeabilidade do concreto também é influenciada pelas propriedades do cimento, ou seja, a secagem da pasta de cimento aumenta sua permeabilidade, pois a retração pode causar ruptura do gel entre os capilares, proporcionando novas passagens para a água.

3.2.3 Avaliação 3

A Tabela 7 apresenta os resultados dos volumes de água absorvidos pelas placas e a Figura 9 ilustra esses resultados graficamente.

Tabela 7 – Resultados dos volumes de absorção de água das placas

Grupo de placas		Sem ciclos higrotérmicos Média das provetas (cm ³)	Com ciclos higrotérmicos Média das provetas (cm ³)
PREF	A	2,7	4,0
	B	3,0	5,3
	C	2,7	3,3
	Média	2,8	4,2
	Desvio Padrão	0,2	1,0
PARN	D	5,0	4,3
	E	5,3	6,0
	F	1,3	2,7
	Média	3,9	4,3
	Desvio Padrão	2,2	1,7
PAG	G	3,0	4,0
	H	1,3	4,0
	I	0,7	2,3
	Média	1,7	3,4
	Desvio Padrão	1,2	1,0
PAAOSS	J	3,7	2,3
	K	2,3	2,7
	L	1,0	3,0
	Média	2,3	2,7
	Desvio Padrão	1,3	0,3

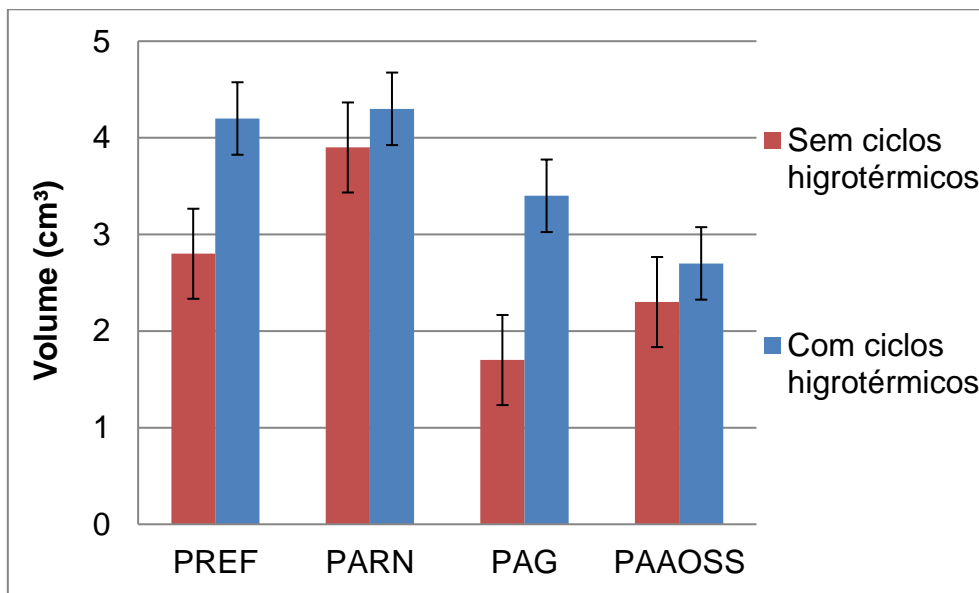


Figura 9 – Resultados em volume (cm³) de cada grupo de amostras.

Conforme a análise estatística utilizada, ANOVA, os resultados dos volumes de água absorvidos pelas placas não se diferenciaram entre as amostras que receberam ciclos higrotérmicos em relação às que não tiveram esses ciclos.

Além disso, foi possível observar que as placas PARN, PAG e PAAOSS não alteraram o valor médio de absorção de água comparando com as amostras de concreto de referência e que as variações higrotérmicas, estatisticamente, não influenciaram os resultados de absorção.

No entanto, com base em uma análise isolada, percebeu-se que houve um aumento do volume de água absorvido após os ciclos higrotérmicos em todos os traços, inclusive no REF. Tal fato pode ser justificado devido as movimentações higrotérmicas terem originado microfissuras e, portanto, ampliado a absorção por capilaridade.

4. CONCLUSÃO

Com a execução dos ensaios e a análise dos resultados, foi possível concluir:

- A utilização dos aditivos impermeabilizantes não influenciou na resistência a compressão axial do concreto.
- No primeiro ensaio de impermeabilidade, constatou-se que o grupo PAAG foi o único que obteve aumento médio de absorção de água ao passar pelos ciclos.

- O uso de aditivos impermeabilizantes reduziu em média a absorção das placas de concreto PAAOSS, que não obteve variações de temperatura, e das placas PAAG e PAAOSS, que obtiveram variações de temperatura, com relação ao grupo de placas referenciais.
- No terceiro e último ensaio de impermeabilidade, verificou-se que o emprego de variações higrotérmicas não alterou a absorção das amostras.
- As placas com aditivos impermeabilizantes não alteraram o valor médio de absorção de água comparado com as amostras de concreto de referência.

Com base nos ensaios realizados, reforça-se o estudo de que a fase de impermeabilização é fundamental em uma construção, pois o objetivo é evitar o surgimento de patologias futuras.

Sugestão para trabalhos futuros:

- Estudo de novas técnicas para a prevenção de patologias originadas do excesso de umidade nas construções.
- Estudo comparativo com outros produtos impermeabilizantes.

5. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Impermeabilização – Seleção e Projeto**: NBR 9575. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Edificações habitacionais — Desempenho**: NBR 15575. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Água para amassamento do concreto**: NBR 15900. Rio de Janeiro, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Componentes cerâmicos - Telhas - Terminologia, requisitos e métodos de ensaio**: NBR 15310-2. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas. Parte 2: Execução do substrato padrão e aplicação da argamassa para ensaios**: NBR 14081-2. Rio de Janeiro, 2015.

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

FERREIRA, R. Materiais e Ferramentas: **Conhecendo os Impermeabilizantes**. São Paulo: Pini, v. 44, fev. 2012. Disponível em: < <http://equipedeobra17.pini.com.br/>>. Acesso em: maio de 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**: NBR 5739. Rio de Janeiro, 2007.

HUSSEIN, Jasmim S. M. **Levantamento de patologias causadas por infiltrações devido à falha ou ausência de impermeabilização em construções residenciais na cidade de Campo Mourão - PR**. 2013. 54f. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2013.

MARINHO, Renan. **A importância dos sistemas de impermeabilização e suas principais técnicas**. 2016. Disponível em: <https://civilizacaoengenharia.wordpress.com/2016/02/02/a-importancia-dos-sistemas-de-impermeabilizacao-e-suas-principais-tecnicas/>. Acesso em: 26 maio 2017.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de; ANDRADE, Jairo José de Oliveira; HELENE, Paulo. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto : ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 22.

NEVILLE, Adam. **Propriedades do Concreto 5ª Edição**. Bookman Editora, 2015.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**. São Paulo: Pini Ltda, 1998. 245 p.

THOMAZ, Ercio. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: IPT, 1998. 194 p.

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO PARA ESCADAS DE CONCRETO ARMADO

Tiago de Souza Magnus (1), Alexandre Vargas (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) tiagomagnus@outlook.com, (2) avargas@unesc.net

RESUMO

O dimensionamento de escadas de concreto armado armadas longitudinalmente, tradicionalmente é simplificado e considera o elemento como lajes bi apoiadas inclinadas, apresentando como resultado armadura principal de flexão na face inferior. Com o advento de softwares que possibilitam o cálculo de escadas juntamente com a estrutura, observou-se um detalhamento diferenciado na armação de flexão. Este trabalho visa analisar os diferentes modos de cálculo de escadas por meio de um estudo comparativo entre o dimensionamento realizado pelo modelo manual utilizando dois softwares de cálculo estrutural (CYPECAD e Eberick) e pelo modelo manual obtendo os esforços através do software SAP2000. Como resultado, observa-se que o modelo manual simplificado foi o melhor no quesito consumo de aço, sendo o mesmo validado pelas análises de esforços realizadas com o SAP2000. A armadura extra presente no detalhamento feito pelos softwares é proveniente de uma análise completa do elemento escada, que gera armaduras necessárias para combate a outros esforços além dos momentos fletores. Com os resultados obtidos é seguro dizer que o modelo de cálculo utilizado e as considerações adotadas no mesmo podem alterar significativamente o resultado final, e estas decisões são de inteira responsabilidade do engenheiro calculista.

Palavras-Chave: Escadas, Concreto armado, Dimensionamento de escadas.

1. INTRODUÇÃO

Escadas são elementos estruturais essenciais em edifícios residenciais e comerciais que permitem acesso aos diferentes níveis da edificação. São vários os meios possíveis de dimensionar este elemento, podendo gerar diferentes detalhamentos de armadura de flexão. Na análise da estabilidade global da estrutura, as escadas são apenas interpretadas como cargas e deste modo o seu dimensionamento pode ser uma parte independente do sistema estrutural (QUEVEDO, 2011, p.17). O modo mais usual de dimensionamento de escadas em concreto armado é aproximá-la a um conjunto de lajes que se apoiam em vigas, nas quais são generalizadas a apoios de primeira e segunda ordem (VARGAS, 2015), e o cálculo da armadura, segundo Araújo (2003, p.63), é realizado apenas em flexão simples utilizando o momento máximo,

tendo em vista que, nos casos usuais, os esforços normais são pequenos. Embora simplificado, a concepção estrutural e as considerações de apoio podem assumir diferentes configurações que dependem do projeto arquitetônico e dos critérios adotados pelo calculista.

As escadas são compostas por lajes que se constituem nos lances das escadas que, por sua vez, se apoiam nas vigas que podem ser posicionadas nas suas extremidades. Vários são os tipos de estruturas possíveis para as escadas, tipos estes definidos em função do projeto arquitetônico [...] (GIONGO, 2007, p. 15).

Segundo Mancine (1971 apud MELGES, 1997, p. 11) o cálculo consiste em considerar a escada como uma laje simplesmente apoiada, e que para escadas com patamares, várias disposições estruturais são possíveis, como mostra a Figura 1.

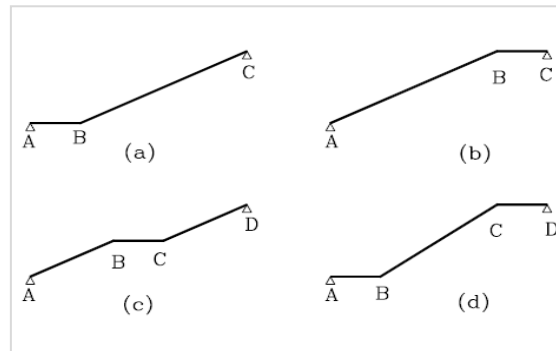


Figura 1: Alguns modelos estruturais de escadas. Fonte: Mancine (1971 apud MELGES, 1997).

Para os modelos apresentados na Figura 1, Mancine (1971 apud MELGES, 1997, p. 11) afirma que as configurações (a) e (b) podem apresentar diferentes diagramas de esforços dependendo da condição de apoio adotada, já os modelos (c) e (d) não dependem das condições de apoio por serem estruturas deformáveis, resultando assim, diagramas com apenas momentos fletores positivos.

Tomando-se o modelo (a) da Figura 1 e alterando as considerações de apoio, pode-se observar que os diagramas de momento fletor (Figura 2) modificam-se quando: (a) se utiliza dois apoios de segunda ordem e (b) se utiliza um apoio de segunda ordem e um apoio de primeira ordem.

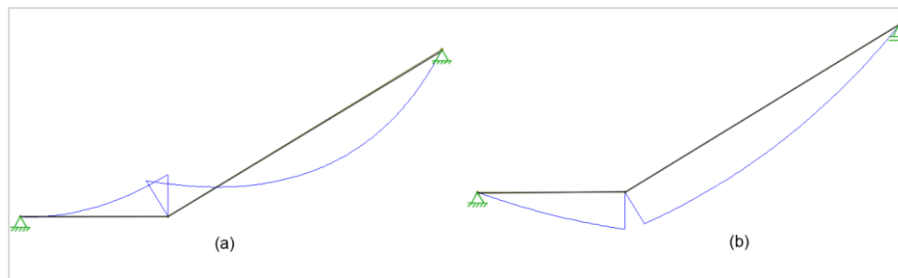


Figura 2: Diagramas de momento fletor aplicando-se (a) dois apoios de segunda ordem e (b) um apoio de primeira ordem.

Por mais que as condições de apoio influenciem no diagrama de esforços, autores tais como Rocha (1999), Araújo (2003), Melges (1997) e Giongo (2007) consideram sempre um dos apoios de primeira ordem (Figura 2, modelo “b”). O diagrama de esforços pode ser calculado através da projeção horizontal de um dos lances da escada, conforme representado na Figura 2, com um diferencial de carga no lance inclinado proveniente do cálculo da altura média. A altura média deve ser calculada para que os degraus sejam considerados no peso próprio. A partir do diagrama, o dimensionamento segue as equações das teorias do concreto armado. Este modelo ainda é largamente utilizado e ensinado em escolas de engenharia pelo Brasil.

Devido à evolução tecnológica alguns métodos numéricos de análise estrutural, tais como o MEF (Método dos Elementos Finitos) e o método de analogia de grelha, se tornaram mais rápidos e viáveis. Ambos os métodos seguem o princípio de dividir um elemento contínuo em vários elementos menores sem que o comportamento geral seja afetado. A solução proveniente destes modelos é aproximada, porém isto é devido à discretização do elemento e não pelo fato de que a estrutura geral foi simplificada. Segundo Oliveira (2016, p.21), a utilização de modelos numéricos permite simular com mais clareza e precisão os inúmeros arranjos estruturais sem que sejam necessárias simplificações ou adaptações pelo calculista. Contudo, notou-se que o dimensionamento de escadas realizado por alguns softwares comerciais que utilizam o MEF (tal como o software CYPECAD¹) e o método de analogia de grelha (tal como o software Eberick²), geram armaduras diferentes das que são geradas pelo modelo de cálculo tradicional, largamente utilizado até os dias de hoje. Além disso, a

¹ <http://cypecad.en.cype.com/>

² <http://www.altoqi.com.br/eberick/>

disposição da armadura na estrutura da escada não condiz com o diagrama de momento fletor gerado pelos softwares.

Neste contexto, este trabalho tem como foco o estudo comparativo entre o dimensionamento realizado pelo modelo manual utilizando os softwares CYPECAD e Eberick e pelo modelo manual obtendo os esforços através do software SAP2000³, utilizando uma escada de concreto armado armada longitudinalmente com patamar intermediário apoiado. Como objetivos específicos, temos: (a) análise da influência das considerações de apoio no método de cálculo manual, (b) análise do diagrama de momento fletor gerado por cada software, assim como a armadura de combate a flexão, (c) análise da transmissão de carga para os pilares e a influência da escada na estabilidade global quando calculada juntamente à estrutura utilizando os softwares CYPECAD e Eberick, (d) validação dos dimensionamentos com os diagramas obtidos com o software SAP2000.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento deste trabalho foi dividido em 6 fases:

- 1ª fase: Estudo preliminar dos softwares para determinação do modelo de escada que fosse equivalente a todos. Definição da estrutura modelo.
- 2ª fase: Dimensionamento da escada pelo método manual simplificado.
- 3ª Fase: Dimensionamento da estrutura modelo utilizando os softwares CYPECAD e Eberick para avaliação da escada no seu contexto.
- 4ª Fase: Lançamento da escada na estrutura já dimensionada, recalculando-a por inteiro e obtendo o detalhamento da escada.
- 5ª Fase: Lançamento da estrutura no software SAP2000 com e sem escada para avaliação das alterações na estrutura. Obtenção do diagrama de momento fletor para proceder com o dimensionamento manual.
- 6ª Fase: Análise comparativa dos resultados

³ <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>

2.1 MODELO ESTRUTURAL E CONSIDERAÇÕES

Para o estudo realizado neste trabalho, foram utilizadas as seguintes versões dos softwares CYPECAD 2012.d, Eberick V6 e SAP 17.3.0. O modelo adotado foi uma escada usual de dois lances com patamar intermediário apoiado em viga intermediária. Não foram considerados os patamares de chegada e saída da escada devido a uma limitação no CYPECAD que não permite a adoção desse modelo. Cada lance é constituído de oito degraus de 17,5 cm de espelho e 29,0 cm de piso, os quais respeitam a equação de Blondel que regula as dimensões dos degraus. As lajes da escada possuem espessura de 10 cm e as larguras do patamar e dos lances com degraus são 1,2 m. A sobrecarga em escadas sem acesso ao público, conforme estabelece a NBR 6120:1980, foi de $2,5\text{kN/m}^2$, e adicionalmente considerou-se uma carga permanente de enchimento de 1kN/m^2 . Adotou-se uma estrutura simples de uso residencial para suporte da escada. A planta de forma e o esquema 3D estão representados na Figura 3, sendo o reservatório localizado sobre os pilares que circundam a escada. A estrutura possui vigas de $12\times 50\text{cm}$, pilares com seção transversal de $15\times 30\text{cm}$, e lajes de 15 cm de espessura. As sobrecargas nas lajes foram de 2kN/m^2 em todas as lajes dos pavimentos, conforme a NBR 6120:1980, 25kN/m^2 na laje inferior do reservatório e 1kN/m^2 na laje superior do reservatório. Adicionalmente, foi aplicada uma carga permanente de enchimento de 1kN/m^2 em todas as lajes. Adotou-se concreto C25, aço CA-50, aço CA-60 para barras de 5 mm, cobertura de 2,5 cm e para o dimensionamento das lajes da escada uma altura útil de 7,1 cm. Os demais parâmetros considerados para a estrutura foram conforme estabelece a NBR 6118:2014 considerando classe II de agressividade.

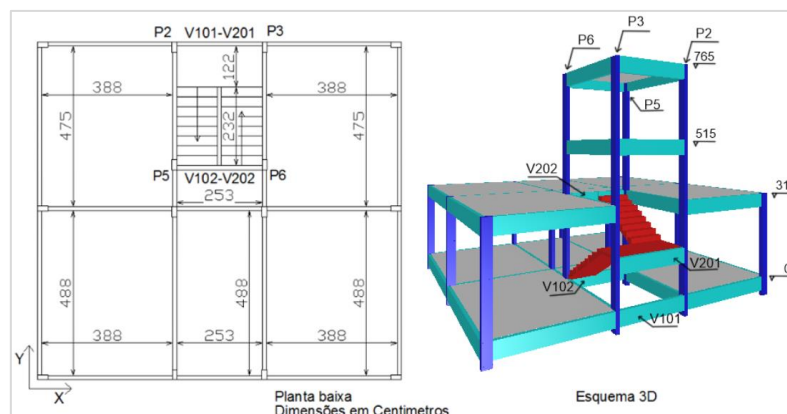


Figura 3: Planta de forma e esquema 3D.

2.2 CÁLCULO PELO MÉTODO TRADICIONAL

Foi realizado o dimensionamento pelo método manual simplificado, aproximando a escada a uma laje bi apoiada. Quanto aos apoios, foram considerados em uma primeira hipótese todos os apoios de segunda ordem, e em uma segunda hipótese um apoio de segunda ordem e o outro de primeira ordem. Para as duas configurações foram calculadas e detalhadas as armaduras de combate à flexão mediante as equações de concreto armado.

2.3 CÁLCULO PELO CYPECAD E EBERICK

Primeiramente, foi lançada e dimensionada a estrutura modelo nos dois softwares, sem as escadas. A estrutura foi calculada considerando a NBR 6118:2007 uma vez que ambos os softwares utilizados não tinham sido atualizados para a NBR 6118:2014. Porém, para o dimensionamento e detalhamento, foram consideradas as recomendações da NBR 6118:2014, atualmente em uso. Após todas as verificações de dimensionamento terem sido realizadas, foram compilados dados para avaliar se os softwares transmitem a carga referente à reação de apoio da escada para a estrutura de modo automático, pois segundo o memorial de cálculo do CYPECAD, a escada é calculada independente da estrutura e a carga é posteriormente adicionada às vigas que a sustentam. Podemos avaliar esse fator monitorando a carga nas fundações, os esforços nas vigas que servem de apoio para a escada e também pela estabilidade global da estrutura, extraindo a deformação no topo dos pilares do reservatório. Para isto, as vigas 101, 102, 201 e 202, e os pilares P2, P3, P5 e P6 tiveram seus esforços avaliados antes e depois da escada ter sido inserida na estrutura. Vale ressaltar que as vigas 201 e 202 são as mesmas vigas 101 e 102, porém do pavimento superior, sendo que o tramo central da viga 201 possui um desnível de -1,575m para que a mesma servisse de viga intermediária para apoio do patamar da escada. Para que os esforços nas vigas fossem mais facilmente interpretados, todas as vigas mencionadas acima foram rotuladas nos seus apoios.

2.4 CÁLCULO OBTENDO OS ESFORÇOS COM O SAP2000

A mesma estrutura foi lançada no software SAP2000, com as mesmas características consideradas nos demais softwares. As lajes dos pavimentos e as lajes da escada foram inseridas como elemento tipo Shell-Thin e discretizadas em elementos finitos de 25 cm x 25 cm e 15 cm x 15 cm, respectivamente. A estrutura foi primeiramente analisada sem a escada para que os mesmos parâmetros avaliados no CYPECAD e no Eberick fossem anotados. Após a inserção da escada, a estrutura foi analisada de forma global, para que o apoio da escada fosse afetado pela rigidez dos elementos circundantes. Deste modo, tem-se um diagrama de esforços sem simplificações e mais condizente com o comportamento real da estrutura. Vale ressaltar que foi apenas realizada uma análise linear na estrutura, ou seja, não houve dimensionamento da armadura em vigas e pilares e os efeitos de segunda ordem foram desconsiderados pelo software. Por fim, após a interpretação dos esforços solicitantes na escada, o dimensionamento do aço foi realizado manualmente mediante as equações do concreto armado.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DA ESCADA

O dimensionamento da escada pelo método manual simplificado utilizando a primeira hipótese (os dois apoios de segunda ordem) resultou um momento máximo positivo de cálculo (M_d) de 5,74 kN*m/m e um máximo negativo de 6,13 kN*m/m na conexão entre o patamar e o lance da escada. Já o cálculo pela segunda hipótese (um apoio de primeira e o outro de segunda ordem), gerou somente um momento máximo positivo (M_d) de 18,66kN*m/m. O consumo total de aço, como pode ser visto no detalhamento das escadas na Figura 4, foi 83,64% maior na segunda hipótese. Entretanto, a segunda hipótese mostra vantagens na execução por não conter armadura superior, tornando o processo de montagem da armadura mais simples e um pouco mais rápido.

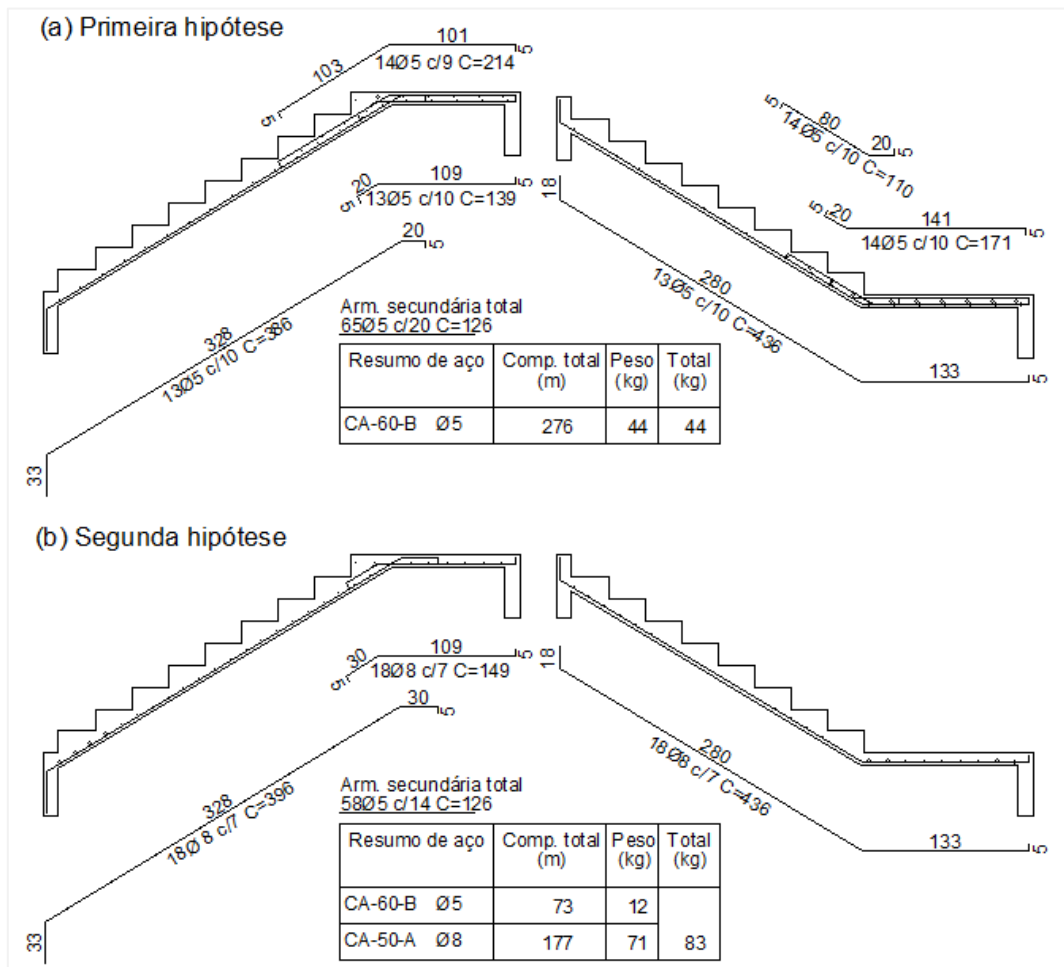


Figura 4: Detalhamento pelo método manual: (a) Primeira hipótese (b) Segunda hipótese.

O dimensionamento realizado pelo Eberick leva em consideração o esforço axial e os momentos na direção longitudinal e transversal de cada tramo da escada, os quais são gerados pelo método de analogia de grelha. Como no dimensionamento manual despreza-se o momento transversal e o esforço axial, para efeito de comparação foram avaliados somente os momentos máximos de cálculo (M_d) do Eberick na direção longitudinal da escada. Analisando o relatório de cálculo extraído do Eberick, os momentos máximos positivos nos lances inclinados foram de 7,49 kN*m/m no primeiro lance e 7,43 kN*m/m no segundo lance e não há presença de momentos negativos. Sendo os momentos de menor intensidade que o calculado pela segunda hipótese do método manual, a área de aço também foi menor. Ainda assim, o segundo lance apresenta armadura superior e um espaçamento na armadura inferior que não

O dimensionamento utilizando o CYPECAD apresentou algumas limitações já no lançamento da escada. O programa possui um módulo de escadas com apenas sete modelos arquitetônicos possíveis e o apoio do patamar para a escada objeto deste estudo tem que ser definido como um muro de concreto, alvenaria, tirantes ou conectores. O elemento mais próximo a uma viga é o muro de concreto, o qual se apoia na viga do pavimento inferior (para este estudo, a V101). Foi possível obter o detalhamento da escada antes do cálculo da estrutura total, o que mostra que o programa calcula a escada separadamente da estrutura considerando-a apoiada em vigas elásticas, conforme menciona o memorial de cálculo do CYPECAD. Os momentos máximos foram estimados por intermédio do gráfico de isovalores, os quais são gerados pelo Método dos Elementos Finitos, uma vez que o relatório de esforços mostra todas as combinações efetuadas para o cálculo, mas não o momento final utilizado. O momento máximo positivo (M_d) nos lances da escada foi de $8,26 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, e não consta momento negativo no diagrama. Os momentos máximos (M_d) no patamar foram de $1.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ positivo e $2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ negativo. Vale ressaltar que o CYPECAD também dimensiona a armadura considerando os esforços axiais presentes na escada, isso explica a diferença na armadura em cada lance e a presença de armadura superior onde não há momento fletor negativo, conforme pode ser visto na Figura 6. A quantidade de armadura calculada pelo CYPECAD foi a mais elevada de todos os métodos de cálculo estudados e, conseqüentemente, o consumo de aço foi também o mais elevado, sendo $138,64\%$ acima da primeira hipótese e $26,51\%$ acima da segunda hipótese do cálculo manual e $43,83\%$ acima do consumo de aço do Eberick, além de ser o detalhamento mais difícil de ser realizado em obra. Adicionalmente, observou-se que programa não permite qualquer tipo de alteração na armadura da escada durante o processo de cálculo, a única forma de alterar o detalhamento é modificando as tabelas de armaduras antes de extrair-se o detalhamento final. Vale mencionar que o detalhamento da escada presente na Figura 6 foi adaptado do detalhamento gerado pelo CYPECAD.

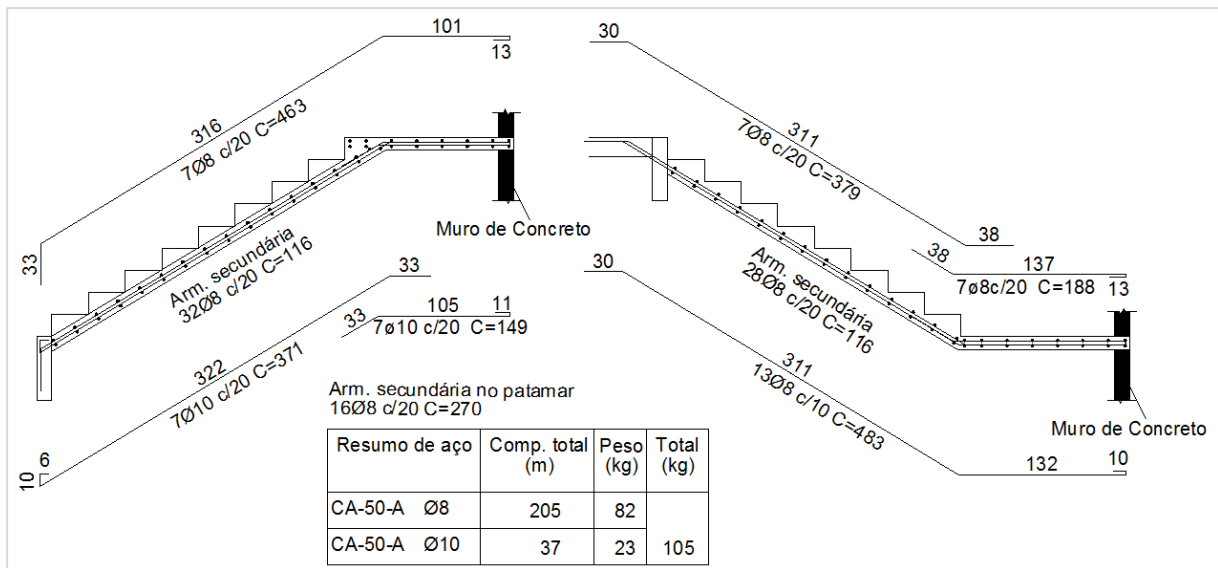


Figura 6: Detalhamento pelo CYPECAD.

O dimensionamento manual, cujo diagrama de momento fletor foi obtido pelo SAP2000, resultou um momento máximo positivo (M_d) de 18,65 kN*m/m e houve uma concentração de esforços na ligação entre o patamar e a viga intermediária gerando pontos de momento negativo (M_d) de 15,32 kN*m/m próximo aos pilares P5 e P6, fazendo-se necessário uma armadura de engastamento e, conseqüentemente, elevando a taxa de aço em 15,66% comparado a segunda hipótese do cálculo manual. Se desprezado o momento negativo no patamar, o diagrama de momento fletor na direção longitudinal da escada foi de mesma intensidade que o calculado no modelo manual simplificado pela segunda hipótese. O detalhamento mostrado na Figura 7 foi realizado utilizando somente o momento na direção longitudinal da escada, uma vez que, para este caso, o momento na direção transversal foi desprezível. Os esforços axiais também não foram considerados, como sugere Araújo (2003). O procedimento se justifica tendo em vista que, para este caso, onde o esforço axial era máximo, o momento fletor era quase nulo. Portanto, calculou-se a armadura em flexão simples e distribuiu-a ao longo de todo o lance da escada.

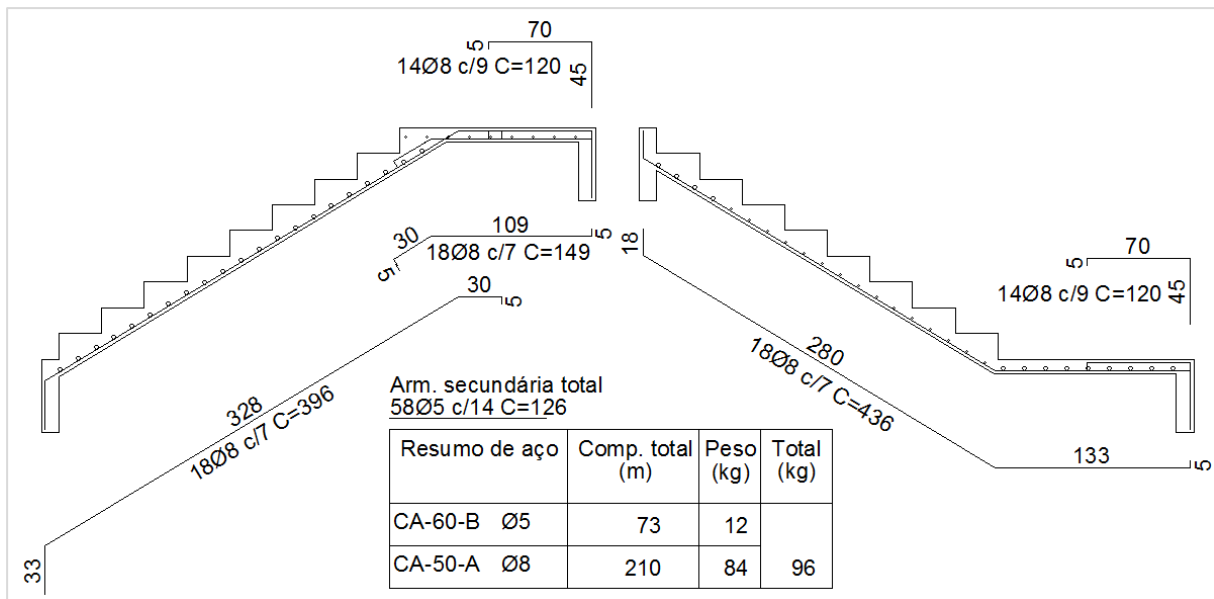


Figura 7: Detalhamento utilizando o diagrama do SAP2000.

3.1 INFLUÊNCIA DA ESCADA NA ESTRUTURA MODELO.

Os paramentos avaliados na estrutura modelo antes e depois do incremento da escada possibilitou a análise da transmissão de carga da escada para a estrutura, assim como as alterações na estabilidade global da mesma. O incremento de carga na fundação, como pode ser visto nos resultados de carga na fundação mostrados na Tabela 1, obtido pelo CYPECAD, foi o que mais se assemelhou ao incremento de carga calculado manualmente, que foi de 17,4 kN no P2 e P3 e 20,0 kN no P5 e P6. Isso se deve ao fato de que o CYPECAD calcula a escada separadamente sem levar em conta a deformação da estrutura. O Eberick teve a carga transferida quase que inteiramente para os pilares P5 e P6. O que explica esse fenômeno é que a escada é lançada como lajes inclinadas apoiadas diretamente nas vigas na estrutura e são calculadas juntamente com a análise de pórtico espacial da estrutura total, isso faz com que a rigidez e a deformação global afetem, de certo modo, as reações de apoio da escada. A análise realizada com o SAP2000 apresentou alterações de carga na fundação em todos os pilares, o pilar P5 teve uma redução de carga de 7 kN devido a deformação da estrutura envolvente, que gerou um esforço negativo sobre o mesmo. A viga V101, por analogia, não deveria sofrer incremento de esforços visto que a escada está apoiada na viga intermediária V201. Observando os resultados de momento fletor na Tabela 1, nota-se que o CYPECAD transferiu a carga do patamar

inteiramente na V101, mantendo a V201 inalterada, proporcionando um erro no dimensionamento das vigas. No Eberick, o incremento de carga foi realizado de forma adequada, manteve-se inalterada a V101 e a carga foi distribuída na viga intermediária V201. Por fim, no SAP2000 a carga também foi distribuída na V201 e o aumento do momento negativo da V101 foi devido à deformação do modelo. A estabilidade geral da estrutura manteve-se inalterada nos softwares CYPECAD e Eberick. Isto pode ser observado mediante os resultados de deformação em X e Y na Tabela 1 (os eixos coordenados estão representados na Figura 3). Já no SAP2000 as deformações no topo dos pilares aumentaram após a escada ter sido inserida na estrutura.

Tabela 1: Cargas e deformações da estrutura.

		CYPECAD		Eberick		SAP2000	
		Sem Escada	Com Escada	Sem Escada	Com Escada	Sem escada	Com escada
Momento fletor Máximo (kN*m)	V101	7.60	18.40	8.60	8.60	-3.70	-4.30
	V102	2.00	12.20	4.30	4.40	-10.20	-8.80
	V201	5.40	5.40	5.40	8.70	3.40	6.00
	V202	-4.50	7.10	-3.00	5.10	18.60	15.60
Carga na Fundação (kN)	P2	211.50	224.80	218.80	223.10	188.80	229.20
	P3	211.50	224.80	218.80	222.50	183.90	222.50
	P5	188.70	215.00	186.50	213.00	225.70	218.10
	P6	188.70	216.80	186.50	219.50	207.50	241.30
Deformação no topo do pilar-Direção X (mm)	P2	20.99	21.00	-1.80	-1.80	-0.21	-0.35
	P3	20.99	21.00	-1.80	-1.80	-0.22	-0.36
	P5	19.51	19.53	1.80	1.80	0.00	-0.08
	P6	19.51	19.53	1.80	1.80	-0.10	-0.09
Deformação no topo do pilar-Direção Y (mm)	P2	8.58	8.55	-0.10	-0.10	-0.17	0.49
	P3	8.58	8.57	-0.10	-0.10	-0.03	0.67
	P5	8.58	8.55	-0.10	-0.10	-0.17	0.50
	P6	8.58	8.57	-0.10	-0.10	-0.03	0.68

4. CONCLUSÕES

Os diferentes detalhamentos obtidos pelos softwares CYPECAD e Eberick, cujas taxas de armadura de flexão em alguns lances apresentaram valores superiores quando comparado ao dimensionamento manual, justificam-se em função desses softwares considerarem os esforços axiais no processo de dimensionamento. Dentre os dois programas de cálculo estrutural utilizados, o Eberick apresentou uma taxa de

armadura de 30,48% inferior em relação ao Cypecad, no dimensionamento da escada, sendo também o segundo mais econômico dentre os modelos de dimensionamento estudados, ficando atrás apenas do cálculo manual com um apoio de primeira e outro de segunda ordem. O diagrama de momento fletor obtido pela análise estrutural linear realizada com o SAP2000 mostra que, por mais que simplificado, o cálculo manual considerando um dos apoios de primeira ordem (segunda hipótese do cálculo manual), mostrou-se o melhor no quesito consumo de aço, facilidade e confiabilidade na execução pelo histórico de obras já prontas. Com os resultados das deformações no topo nos pilares, confirma-se a tese de Quevedo (2011) que a escada não faz parte do núcleo rígido da edificação. A escolha dos métodos de dimensionamento e as considerações adotadas no modelo estrutural pode gerar diferentes resultados, e a decisão da escolha é de inteira responsabilidade do engenheiro calculista. As falhas na transmissão de carga feita pelo CYPECAD e a falha no detalhamento da escada feita pelo Eberick mostram que o papel do engenheiro no tocante a análise de dados durante o desenvolvimento do projeto é essencial e indispensável para evitar erros no dimensionamento dos elementos estruturais. Conhecer o programa que está sendo utilizado no desenvolvimento de um projeto é de vital importância, pois, com isso, podemos contornar as eventuais falhas durante o processo.

Como sugestão para trabalhos futuros:

- Realizar o estudo deste trabalho em escadas com patamar intermediário livre;
- Estudar a influência da rigidez da estrutura no diagrama de esforços da escada.

5. REFERÊNCIAS

- ALVES F. A. Elementos finitos: a base da tecnologia CAE. 6. edição São Paulo 2013.
- AMANAT, K. M. e AHMAD, S. A New Design Basis for Free-Standing Stairs. Bangladesh, Journal of Civil Engineering, Vol. CE 29, N°1, 2001.
- ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado. Rio Grande, 2003. 4
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 1980. 5p.

GIONGO, J. S.. Concreto armado: projeto estrutural de edifícios. São Carlos: USP/Departamento de engenharia de estruturas, 2007. 176p. Apostila.

KIM, Nam-ho. Introdução à análise e ao projeto em elementos finitos. Rio de Janeiro: LTC, 2011. xii, 353 p. ISBN 9788521617884 (broch.).

MELGES, J. L. P.i; PINHEIRO, L. M.; GIONGO, J. S. Concreto Armado: Escadas. São Carlos: USP/Departamento de engenharia de estruturas, 1997. 58p. Apostila.

OLIVEIRA, M. G. D.; OLIVEIRA, J. C. A.O. Utilização de Métodos Numéricos no Dimensionamento de Estruturas de Edifícios em Concreto Armado. Artigo científico publicado no portal ResearchGate. Disponível em: <<http://www.researchgate.net/publication/228356430>>. Acesso em: 11 de março de 2016.

QUEVEDO, F. P. M.. Programa computacional para automatizar o dimensionamento e detalhamento de escadas de concreto armado em edifícios. 2011. 117p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

ROCHA, A. M.. Concreto armado. São Paulo: Ed. Nobel, 1985 - 1999. 3 v.

ROCHA, A. M.. Concreto armado. São Paulo: Ed. Nobel, 1985 - 1999. 4 v.

VARGAS, A.. (2015) Escadas. (Notas de aula). Criciúma, Universidade do Extremo Sul Catarinense.

ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO PROPOSTOS PELA NBR 6118:2014 PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRIBOS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Bruna Just Meller (1), Alexandre Vargas (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense

(1) brunajmeller@hotmail.com, (2) avargas@unesc.net

RESUMO

A NBR 6118:2014 apresenta dois modelos de cálculo para o dimensionamento de estribos em vigas de concreto armado submetidas à força cortante: Modelo de Cálculo I e Modelo de Cálculo II. O presente trabalho tem como objetivo estabelecer qual modelo leva ao dimensionamento mais econômico, quanto ao consumo de armadura transversal, atendendo todas as condições de segurança impostas. Calculou-se pelos dois modelos as áreas das armaduras transversais em vigas, variando-se as seções transversais, classes de concreto, valores do esforço cortante e ângulo θ da biela de compressão no Modelo II, totalizando 357 vigas que implicaram em 606.900 diferentes combinações. Como resultados, obteve-se que a adoção do Modelo II com ângulo θ de 30° resulta na menor área de aço da armadura transversal, chegando a 30% de economia em relação ao Modelo I, e que o aumento do ângulo θ conduz ao aumento da área de aço da armadura transversal. Ao adotar ângulo θ compreendido entre 39° e 40° , os valores das áreas se igualam e, a partir desse ponto, a adoção do Modelo I proporciona maior economia, que pode chegar a 19% ao adotar-se o ângulo θ de 45° no Modelo II.

Palavras-Chave: Cisalhamento, Esforço cortante, Estribos em vigas.

1. INTRODUÇÃO

A NBR 6118:2014 propõe, em seu item 17.4, dois modelos de cálculo para a determinação da armadura de cisalhamento de elementos lineares submetidos à força cortante: Modelo de Cálculo I e Modelo de Cálculo II. Tais modelos baseiam-se na analogia entre uma viga fissurada e uma treliça.

Segundo Bastos (2015): o modelo consiste em simbolizar a armadura transversal como as diagonais inclinadas tracionadas (montantes verticais no caso de estribos verticais), o concreto comprimido entre as fissuras como as diagonais inclinadas comprimidas (bielas de compressão), o banzo inferior como a armadura de flexão tracionada e o banzo superior como o concreto comprimido acima da linha neutra (no caso de momento fletor positivo).

O Modelo de Cálculo I é fundamentado no modelo clássico da treliça proposto por Ritter e Mörsch, conforme ilustrado na Figura 1, e fixa o ângulo θ de inclinação das

bielas de concreto comprimidas em 45° . O Modelo de Cálculo II, por sua vez, baseia-se na teoria da treliça generalizada e permite a variação do ângulo θ entre 30° e 45° , como mostra a Figura 2.

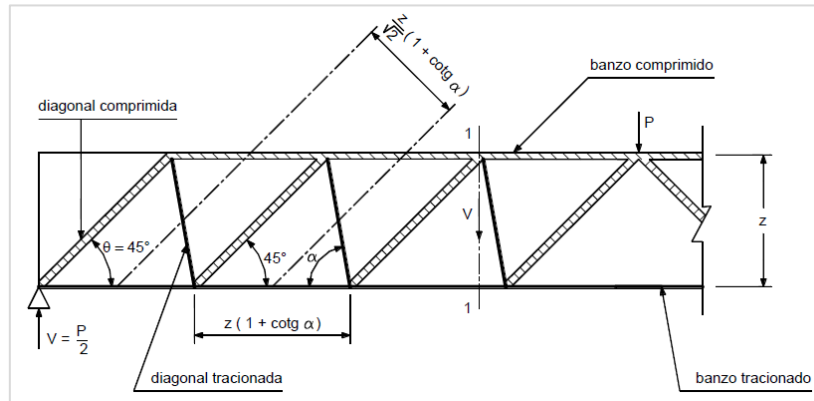


Figura 1 – Viga representada segundo a treliça clássica de Ritter-Mörsch. Fonte: BASTOS (2015).

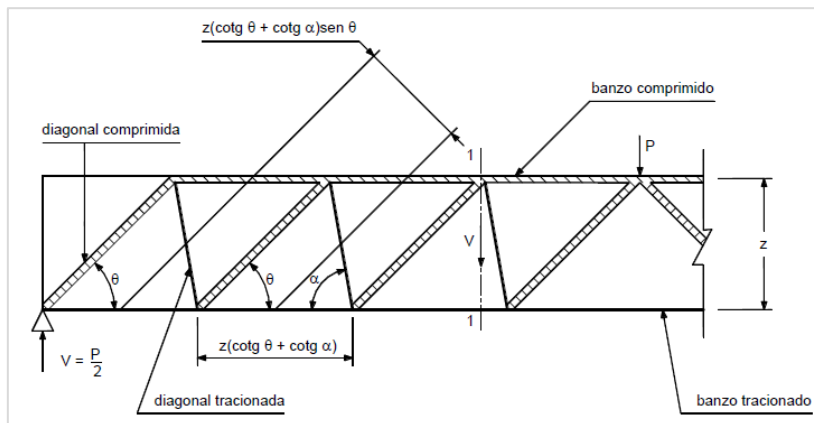


Figura 2 – Viga representada segundo a treliça generalizada. Fonte: BASTOS (2015).

A NBR 6118:2014 (item 17.4.1) admite que o modelo de treliça seja associado a mecanismos resistentes complementares, desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c , que corresponde à “máxima força cortante que uma viga sem estribos pode resistir” (BASTOS, 2015, p.20). Nas situações de flexão simples, o Modelo de Cálculo I considera essa força será igual a V_{c0} e com valor constante que independe da força cortante de cálculo (V_{sd}). Para a mesma situação, no Modelo de Cálculo II, a parcela complementar V_c é variável e depende do valor de V_{sd} .

Nos dois modelos, a armadura transversal pode apresentar ângulo α de inclinação dos estribos variando entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal do elemento

estrutural, sendo usual a utilização de estribos com inclinação de 90° . Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p.281), “a maneira de a peça resistir ao esforço cortante estará condicionada pela disposição adotada para a armadura transversal.” Segundo Duarte (2005), ângulos diferentes de $\alpha = 90^\circ$ não são usuais devido às dificuldades de montagem das armaduras e do controle do ângulo de estribos que não são verticais.

Apesar de os dois modelos considerarem que a viga tem comportamento análogo ao de uma treliça de banzos paralelos, percebe-se que cada modelo apresenta suas próprias condições de cálculo em virtude das diferentes considerações adotadas e, por consequência, podem apresentar diferentes valores para áreas das armaduras transversais. O presente trabalho tem como objetivo analisar as diferenças obtidas no dimensionamento das armaduras de combate à força cortante em vigas de concreto armado, quando dimensionadas pelos dois modelos de cálculo, e estabelecer parâmetros para a adoção do modelo mais econômico. A pesquisa consiste em calcular a área da armadura transversal (A_{sw}) em vigas, com variação das seções transversais, classes de concreto, valores da força cortante e do ângulo θ de inclinação das bielas de concreto comprimidas no intervalo de 30° à 45° , estabelecido para o Modelo de Cálculo II. Pretende-se, ao final, determinar qual combinação propicia a armadura mais econômica de combate ao cisalhamento.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente estudo foi realizado em duas etapas. Primeiramente foram identificadas as variáveis pertinentes ao estudo e pré-estabelecidos parâmetros e delimitações para a realização do mesmo. Além disso, foram selecionadas vigas representativas do problema em análise, com diferentes seções transversais, classes de concreto, e submetidas a diferentes valores de forças cortantes. A segunda etapa corresponde a uma análise das equações do item 17.4 da NBR 6118:2014, que apresenta os procedimentos de cálculo para os dois modelos, e na elaboração de uma planilha eletrônica para determinação da armadura transversal, para então dimensionar as vigas estabelecidas na primeira etapa.

2.1 PARÂMETROS E DELIMITAÇÕES

Os parâmetros e delimitações, descritos a seguir, foram estabelecidos com base na NBR 6118:2014 e nas características usuais de projetos desenvolvidos na região de Criciúma - SC. Todas as vigas possuem seções transversais retangulares e foram submetidas à flexão normal simples, como ilustra a Figura 3.

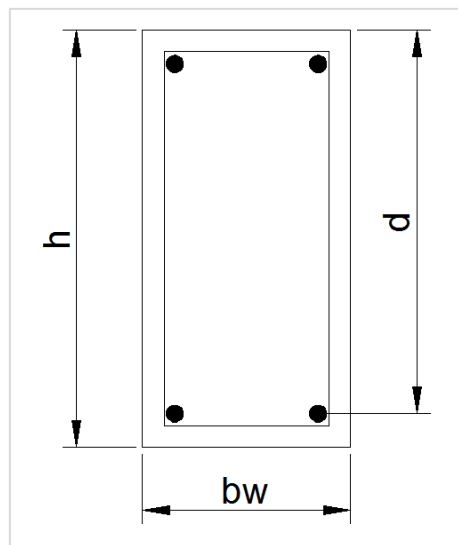


Figura 3 – Seção transversal das vigas.

- As larguras das seções transversais (b_w) foram fixadas em 12, 15 e 20 cm. Trabalhou-se com a altura útil (d) no intervalo de 20 a 100 cm, variando de 5 em 5 cm.
- As classes de concreto adotadas foram de C20, C25, C30, C35, C40, C45 e C50, grupo I das classes de resistência de concretos estruturais.
- Foram adotados estribos verticais ($\alpha=90^\circ$) individuais com dois ramos. O menor diâmetro utilizado foi de 5,0 mm, por ser o mínimo especificado pela NBR 6118:2014. A norma ainda preconiza em seu item 17.4.2 que a tensão na armadura transversal passiva (f_{ywd}) é limitada ao valor da resistência de cálculo de escoamento do aço (f_{yd}), no caso de estribos, e não pode tomar valores superiores a 435 MPa. Por esse motivo, mesmo quando se utiliza CA60, o valor limite de f_{yd} é 435 MPa.
- Para o Modelo de Cálculo I, o ângulo θ de inclinação das bielas de concreto comprimidas é igual a 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento

estrutural. Para o Modelo de Cálculo II, variou-se o ângulo θ de um em um grau no intervalo de 30° a 45° .

- Os coeficientes de ponderação das resistências seguem o descrito no item 12.4 da NBR 6118:2014, onde, para situações normais, adota-se o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) de 1,4 e coeficiente de ponderação da resistência do aço (γ_s) de 1,15.
- Estabeleceu-se uma faixa para as forças cortantes de serviço (V_{sk}) de 10 a 1000 kN, variando a cada 10 kN. A NBR 6118:2014 cita em seu item 11.7 que as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação das ações (γ_f), cujo valor é 1,4 para situações normais, fixado no presente estudo.
- Por definições da NBR 6118:2014, o método de dimensionamento não se aplica para vigas-parede, em que a relação entre o vão e a altura (l / h) é inferior a 2 em vigas biapoiadas e inferior a 3 em vigas contínuas, além dos elementos, cujo $b_w > 5d$, caso que deve ser tratado como laje.

Ao todo, foram dimensionadas 357 vigas, as quais geraram 606.900 combinações, sendo 35.700 para Modelo de Cálculo I e 571.200 para Modelo de Cálculo II. Os próximos itens apresentam as equações para o cálculo dos estribos, além das verificações estabelecidas pela NBR 6118:2014 para vigas sujeitas a esforço de cisalhamento.

2.2 CONDIÇÕES DE SEGURANÇA VÁLIDAS PARA OS DOIS MODELOS

Foram verificadas as condições de segurança do elemento estrutural impostas pela NBR 6118:2014 (item 17.4.1.1) onde a resistência do elemento estrutural é considerada satisfatória quando são verificados os estados limites últimos, atendidas simultaneamente as condições expressas nas Equações 1 e 2.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad \text{Equação (1)}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad \text{Equação (2)}$$

Onde: V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

V_{sw} = parcela da força cortante resistida pela armadura transversal.

Além disso, segundo a NBR 6118:2014, vigas submetidas à força cortante devem conter taxa geométrica da armadura transversal mínima (ρ_{sw}), expressa na Equação 3.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad \text{Equação (3)}$$

Onde: A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

b_w = largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

s = espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto. Para concretos de classe até C50, $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ e das classes C55 até C90, $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$;

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal.

Para estribos verticais ($\alpha=90^\circ$), utilizando o espaçamento s igual a 100 cm e isolando A_{sw} na Equação 3, a armadura mínima, por metro linear, pode ser calculada conforme a Equação 4.

$$A_{sw, \min} = 0,2 \frac{f_{ct,m} b_w}{f_{ywk}} \quad \text{Equação (4)}$$

2.3 MODELO DE CÁLCULO I

As armaduras transversais de todas as vigas foram dimensionadas pelo Modelo de Cálculo I por meio das equações e condições preconizadas no item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014. Inicialmente, foram verificadas as condições de segurança descritas na seção 2.2. De posse da Equação 5, verificou-se a compressão diagonal do concreto (V_{Rd2}).

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad \text{Equação (5)}$$

Onde: $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$, sendo f_{ck} (resistência característica do concreto a compressão) expresso em megapascal (MPa);

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

b_w = menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil;

d = altura útil da seção.

Verificando o atendimento da condição da Equação 1, encontrou-se a parcela V_c . Para vigas submetidas à flexão simples, a NBR 6118:2014 entende que $V_c = V_{c0}$, onde V_{c0} é expresso pela Equação 6.

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad \text{Equação (6)}$$

Onde: $f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$ = resistência de cálculo do concreto à tração direta, onde $f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$. Para concretos de classe até C50, $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ e das classes C55 até C90, $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$;

b_w = menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil;

d = altura útil da seção.

A partir da Equação 2, igualando a força cortante de cálculo à máxima força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura da diagonal tracionada ($V_{Sd} = V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$) e isolando a força cortante resistida pela armadura transversal (V_{sw}), tem-se a Equação 7.

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c \quad \text{Equação (7)}$$

Onde: V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_c = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça.

A Equação 8, disponível na NBR 6118:2014, expressa a força cortante resistida pela armadura transversal (V_{sw}).

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Equação (8)}$$

Onde: A_{sw} = área total da armadura transversal;

s = espaçamento entre eixos dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

d = altura útil da seção;

f_{ywd} = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor de f_{yd} no caso de estribos;

α = ângulo de inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

A partir da Equação 8, substituiu-se V_{sw} pela Equação 7 e isolou-se A_{sw} . Como resultado, tem-se a Equação 9, que corresponde à área da seção transversal dos estribos (A_{sw}) no Modelo de Cálculo I, para estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$) por metro linear ($s = 100\text{cm}$).

$$A_{sw} = \frac{(V_{sd} - V_c)}{0,9 d f_{ywd}} \quad \text{Equação (9)}$$

2.4 MODELO DE CÁLCULO II

Para realizar o comparativo entre os dois modelos, as armaduras transversais de todas as vigas foram dimensionadas também pelo Modelo de Cálculo II, mediante as equações disponíveis no item 17.4.2.3 da NBR 6118:2014. Assim como no Modelo de Cálculo I, inicialmente verificaram-se as condições de segurança descritas na seção 2.2, que são iguais para os dois modelos. Encontrou-se a força cortante

resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (V_{Rd2}), empregando a Equação 10.

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \text{sen}^2\theta (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \quad \text{Equação (10)}$$

Onde: $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$, sendo f_{ck} (resistência característica do concreto a compressão) expresso em megapascal (MPa);

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

b_w = menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil;

d = altura útil da seção;

θ = ângulo de inclinação das bielas de concreto comprimidas;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento.

Assim como no Modelo de Cálculo I, quando atendida a condição da Equação 1, encontrou-se a parcela V_c , igual a V_{c1} na flexão simples, por intermédio das Equações 11 e 12.

$$\text{Quando } V_{Sd} \leq V_{c0}, V_{c1} = V_{c0} \quad \text{Equação (11)}$$

$$\text{Quando } V_{Sd} = V_{Rd2}, V_{c1} = 0 \quad \text{Equação (12)}$$

Quando V_c estiver compreendido entre estes dois valores, interpola-se linearmente por meio da Equação 13, obtendo o valor de V_{c1} interpolado.

$$V_{c1} = V_{c0} \left(\frac{V_{Rd2} - V_{Sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} \right) \quad \text{Equação (13)}$$

A força cortante resistida pela armadura transversal (V_{sw}) é dada pela Equação 14.

$$V_{Sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{ywd} (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \text{sen } \alpha \quad \text{Equação (14)}$$

Onde: A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

s = espaçamento entre eixos dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal da peça;

d = altura útil da seção;

f_{ywd} = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor de f_{yd} no caso de estribos;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento;

θ = ângulo de inclinação das bielas de concreto comprimidas.

Na Equação 14, isolou-se A_{sw} e substituiu-se a componente V_{sw} pela Equação 7, resultando na Equação 15, que corresponde à área da seção transversal dos estribos (A_{sw}) no Modelo de Cálculo II, para estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$) por metro linear ($s = 100$ cm).

$$A_{sw} = \frac{\tan \theta (V_{Sd} - V_c)}{0,9 d f_{ywd}} \quad \text{Equação (15)}$$

2.5 ESPAÇAMENTO ENTRE ESTRIBOS

Para os dois modelos de cálculo, o espaçamento entre estribos (S) foi calculado conforme a Equação 16.

$$S = \frac{100 n A_{sw\emptyset}}{A_{sw}} \quad \text{Equação (16)}$$

Onde: n = número de ramos;

$A_{sw\emptyset}$ = área de aço transversal de uma barra da armadura transversal;

A_{sw} = área de aço da armadura transversal calculada para a viga.

Quanto ao espaçamento adotado, foi atendido o item 18.3.3.2 da NBR 6118:2014. O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa. O espaçamento máximo entre estribos ($S_{m\acute{a}x}$) deve atender as condições impostas pela NBR 6118:2014, descritas nas Equações 17 e 18.

$$\text{Se } V_{Sd} \leq 0,67 V_{Rd2}, S_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm} \quad \text{Equação (17)}$$

$$\text{Se } V_{Sd} > 0,67 V_{Rd2}, S_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm} \quad \text{Equação (18)}$$

Onde: V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

d = altura útil da seção.

2.6 PLANILHA PARA O DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

A partir das equações descritas nas seções anteriores, elaborou-se uma planilha eletrônica no software Microsoft Excel com o intuito de auxiliar no dimensionamento das armaduras transversais das vigas. Para a realização dos cálculos, necessita-se introduzir os seguintes dados: largura (b_w), altura útil (d), resistência característica do concreto a compressão (f_{ck}), resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (f_{ywk}), força cortante de serviço (V_{sk}), coeficientes de ponderação (γ_c , γ_s e γ_f) e número de ramos (n).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 CONDIÇÕES DE SEGURANÇA

Nos dois modelos de cálculo, a força cortante máxima que pode ser resistida sem o esmagamento das bielas comprimidas de concreto é expressa por V_{Rd2} . A resistência da viga é assegurada quando o valor de V_{Rd2} é igual ou superior ao valor da força cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) naquela seção ($V_{Sd} \leq V_{Rd2}$). As Equações 10 e 5 são utilizadas para calcular a parcela V_{Rd2} nos Modelos II ($V_{Rd2,II}$) e I ($V_{Rd2,I}$), respectivamente. A razão entre as duas equações é mostrada na Equação 19.

$$\frac{V_{Rd2, II}}{V_{Rd2, I}} = \text{sen}(2\theta) \quad \text{Equação (19)}$$

Nota-se que essa relação depende somente do ângulo θ de inclinação das bielas de concreto comprimidas. Visto que o valor de V_{Rd2} é constante no Modelo de Cálculo I, devido ao ângulo θ da biela de compressão ser fixo em 45° , a relação fica

condicionada ao ângulo adotado no Modelo de Cálculo II. A Figura 4 ilustra a relação expressa na Equação 19 em função do ângulo θ adotado no Modelo de Cálculo II.

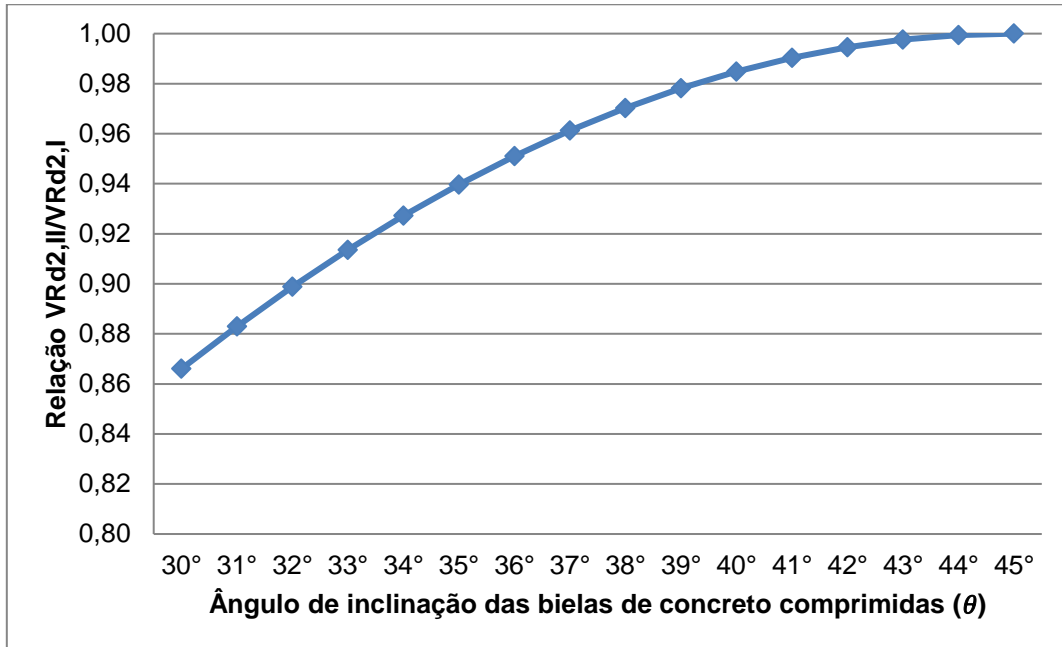


Figura 4 – Relação $V_{Rd2,II} / V_{Rd2,I}$.

Ao analisar a Figura 4, nota-se que o menor valor de $V_{Rd2,II}$ ocorre ao adotar ângulo θ de 30°, onde $V_{Rd2,II}$ corresponde a 87% do valor de $V_{Rd2,I}$. À medida que o ângulo θ aumenta, ocorre um aumento na relação $V_{Rd2,II}/V_{Rd2,I}$, elevando a capacidade resistente da viga (maiores valores de $V_{Rd2,II}$). Quando o ângulo θ atinge o limite de 45°, a relação torna-se igual a 1 e $V_{Rd2,II}$ apresenta o mesmo valor de $V_{Rd2,I}$, único caso onde os dois modelos resultam na mesma capacidade resistente. Percebe-se que ao dimensionar a mesma viga por ambos os modelos, a condição de segurança ($V_{Sd} \leq V_{Rd2}$) pode mostrar-se satisfatória para o Modelo I e insatisfatória para o Modelo II, dependendo do ângulo escolhido para a biela de compressão no Modelo II.

3.2 ÂNGULO MAIS ECONÔMICO NO MODELO DE CÁLCULO II

Ao analisar apenas as áreas de aço dos estribos obtidas pelo Modelo de Cálculo II, para cada grau do ângulo θ da biela de compressão entre 30° e 45°, obteve-se a Figura 5. As vigas analisadas apresentaram a mesma tendência para cada classe de concreto, independente da seção transversal e valores de força cortante. Nessa

análise, não foi considerada a armadura mínima, pois esse valor independe do ângulo da biela adotado.

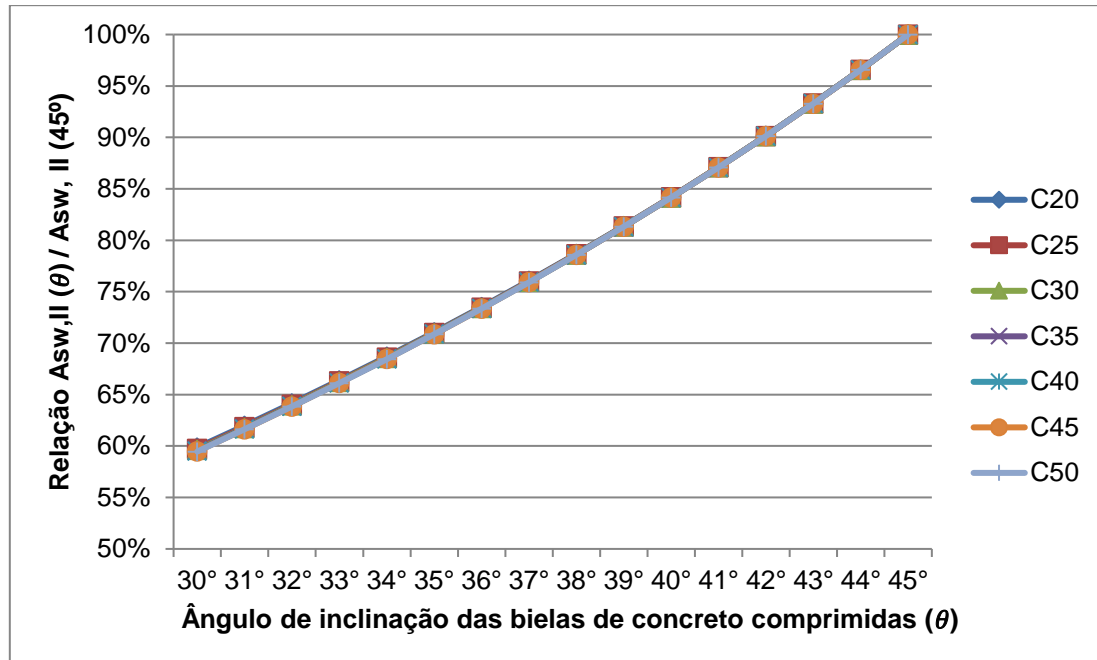


Figura 5 – Relação $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,II}(45^\circ)$ – Modelo de Cálculo II.

Como pode ser observado na Figura 5, o aumento do ângulo θ de inclinação das bielas conduz a maiores valores de área de aço da armadura transversal para todas as classes de concreto. Em primeira análise, o ângulo θ de 30° é a opção mais vantajosa economicamente por apresentar menores áreas de aço, já que a área dos estribos para esse ângulo corresponde a aproximadamente 60% da área calculada com inclinação de 45°, considerando apenas o Modelo de Cálculo II. Entretanto, conforme exposto na seção 3.1, o ângulo θ de 30° implica em menores valores de V_{Rd2} em relação aos outros ângulos, o que leva, em algumas situações, ao não atendimento da verificação de segurança ($V_{sd} \leq V_{Rd2}$). Caso resultasse em $V_{sd} > V_{Rd2}$, para continuar a trabalhar com o ângulo θ de 30°, a viga necessitaria passar por alguma modificação a fim de inverter a situação e tornar $V_{Rd2} \geq V_{sd}$. Como a carga a qual a viga está sujeita geralmente não pode ser reduzida, pode-se aumentar o valor de V_{Rd2} por meio do aumento da classe de concreto, altura útil ou largura da viga. Essas alterações podem ser economicamente desvantajosas, ficando a critério do projetista realizá-las, verificando se essas adequações atendem as condições

particulares do seu projeto. Outra solução consiste em aumentar o ângulo θ de inclinação das bielas, o que resulta em uma elevação no valor de V_{Rd2} e a condição de segurança pode passar a ser válida. Dessa forma, para o Modelo de Cálculo II, o ângulo θ de 30° fornece a menor área de aço da armadura transversal, desde que atenda as condições de segurança impostas pela NBR 6118:2014.

A Equação 20 apresenta o menor ângulo de inclinação das bielas de concreto comprimidas que satisfaz a condição de segurança e que, por consequência, proporciona a menor área de aço da armadura transversal no Modelo de Cálculo II.

$$\theta = \arcsen \left[\frac{V_{sd}}{0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d} \right] / 2 \quad \text{Equação (20)}$$

Onde: V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo na seção;

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$, sendo f_{ck} expresso em megapascal (MPa);

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

b_w = menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil;

d = altura útil da seção.

Deve-se observar que, se a Equação 20 resultar em ângulos θ menores que 30° , adota-se θ igual a 30° . Caso a Equação 20 seja irresoluta, entende-se que a verificação de segurança não foi atendida.

3.3 CORRELAÇÕES ENTRE OS MODELOS DE CÁLCULO I E II

Para comparar os dois modelos de cálculo, relacionou-se as áreas de aço dos estribos obtidas no Modelo II ($A_{sw,II}$) e no Modelo I ($A_{sw,I}$). As vigas analisadas apresentaram as mesmas relações quando pertencentes à mesma classe de concreto, independente da seção transversal e valores de força cortante. A Tabela 1 mostra a relação $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$ para cada classe de concreto e para cada grau de inclinação da biela de compressão. Nessa análise, não foi considerada a situação de armadura mínima, pois resultaria em valores iguais para os dois modelos e conseqüentemente em uma relação $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$ igual a 1.

Tabela 1 – Relação $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$.

θ (°)	Classe de Concreto						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
30	0,74	0,73	0,72	0,71	0,71	0,71	0,71
31	0,76	0,75	0,74	0,74	0,74	0,74	0,73
32	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,76	0,76
33	0,82	0,81	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79
34	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82	0,82	0,81
35	0,87	0,86	0,86	0,85	0,85	0,84	0,84
36	0,90	0,89	0,89	0,88	0,88	0,87	0,87
37	0,94	0,92	0,92	0,91	0,91	0,90	0,90
38	0,97	0,96	0,95	0,94	0,94	0,94	0,93
39	1,00	0,99	0,98	0,98	0,97	0,97	0,97
40	1,04	1,02	1,01	1,01	1,00	1,00	1,00
41	1,07	1,06	1,05	1,04	1,04	1,04	1,03
42	1,11	1,10	1,09	1,08	1,08	1,07	1,07
43	1,15	1,13	1,12	1,12	1,11	1,11	1,11
44	1,19	1,17	1,16	1,16	1,15	1,15	1,15
45	1,23	1,22	1,21	1,20	1,19	1,19	1,19

Entre os ângulos 39° e 40°, os valores das áreas de aço tendem a se igualar, fazendo com que a relação $A_{sw,II}/A_{sw,I}$ tenda a 1, confirmando os estudos de DUARTE (2005), que afirma que em torno de 39° seria o ângulo limite para utilizar o Modelo II como mais econômico.

Como os comportamentos das classes de concreto são semelhantes, foi criada uma linha de tendência para melhor representar os diferentes resultados entre os modelos de cálculo. A Figura 6 ilustra os percentuais de economia entre os Modelos II e I.

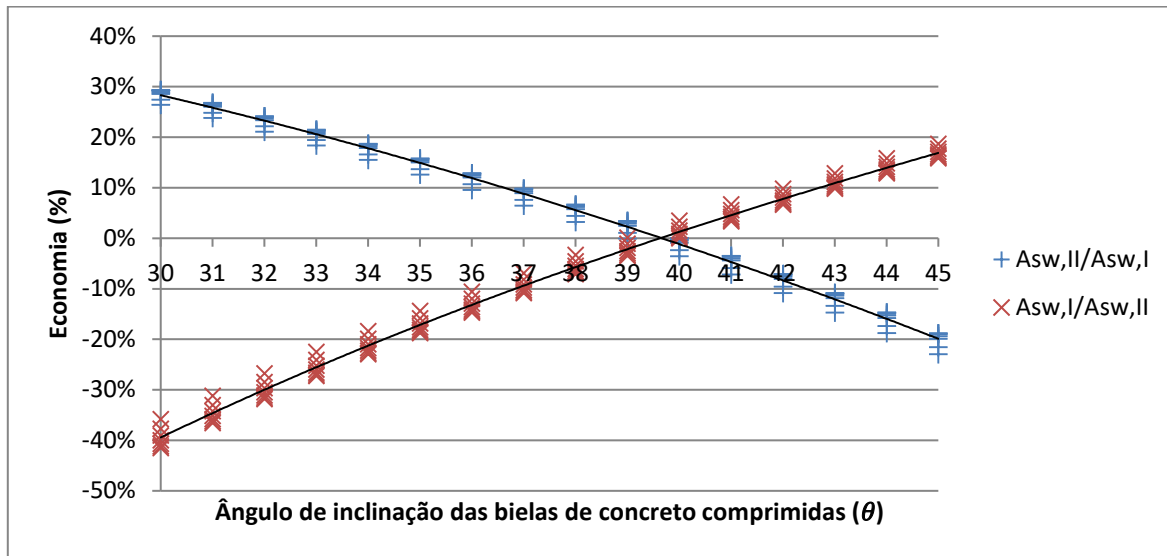


Figura 6 – Relações de Economia $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$ e $A_{sw,I} / A_{sw,II}(\theta)$.

No ponto em que a relação $A_{sw,II}/A_{sw,I}$ tende a 1 na Tabela 1, não ocorre diferença nas áreas de aço, independente da classe de concreto escolhida, o que também é possível observar na Figura 6. A partir desse ponto, o Modelo de Cálculo II deixa de ser o modelo mais vantajoso e a adoção do Modelo de Cálculo I proporciona maior economia que pode chegar a 19% ao adotar-se o ângulo θ de 45° no Modelo II. O Modelo de Cálculo II apresentou maior economia com o ângulo θ de 30° , podendo chegar a aproximadamente 30% em relação ao Modelo I, confirmando os estudos de BIROLO (2014) que obteve economia de 27,39% na área de aço da armadura transversal com θ de 30° e utilizando concreto C25.

4. CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados, ao correlacionar os dois modelos de cálculo, constatou-se que:

- A adoção do Modelo de Cálculo II com ângulo θ de 30° resulta em menores áreas de aço da armadura transversal, correspondendo a aproximadamente 60% da área calculada com inclinação de 45° no mesmo modelo. Entretanto, ao adotar o ângulo θ de 30° , a força cortante máxima que pode ser resistida sem o esmagamento das bielhas comprimidas de concreto (V_{Rd2}) é menor em

relação aos outros ângulos, o que leva, em algumas situações, ao não atendimento da verificação de segurança ($V_{Sd} \leq V_{Rd2}$).

- A economia do Modelo II, em relação ao Modelo I, pode chegar a 30% ao adotar-se o ângulo θ de 30°. O aumento do ângulo de inclinação das bielas comprimidas no Modelo II resulta em maiores valores de áreas de aço. Ao adotar ângulo θ compreendido entre 39° e 40°, os valores das áreas obtidas pelos dois modelos se igualam e, a partir desse ponto, ao aumentar o ângulo θ , a adoção do Modelo de Cálculo I proporciona maior economia que pode chegar a 19% se comparado ao ângulo θ de 45° no Modelo II.
- As relações entre as áreas de aço da armadura transversal obtidas pelos dois modelos independem da seção transversal da viga e do valor esforço cortante a qual está submetida, ficando condicionada apenas à classe de concreto escolhida.

Em relação a trabalhos futuros, sugere-se continuar a análise das armaduras transversais obtidas pelos dois modelos de cálculo em vigas de concreto armado com classes de resistência de C55 a C90, com intuito de confirmar a tendência obtida no presente estudo para concretos de C20 a C50.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, P. S. S. Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante. Apostila da disciplina Estruturas de Concreto II do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista, Campus de Bauru, 2015.

BIROLO, F. P. . Avaliação experimental de vigas de concreto armado submetidas ao mesmo esforço de cisalhamento, dimensionadas pelos dois diferentes modelos propostos pela NBR 6118:2014. 2014. 19 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2014.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO F. J. R.. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2014. 415 p.

DUARTE, D. S.. Estudo comparativo entre os dois métodos propostos pela NBR 6118:2007 para o dimensionamento da armadura de cisalhamento em vigas sujeitas

a flexão simples. 2005. 87 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2005.

FUSCO, P. B.. Estruturas de Concreto: solicitações tangenciais. São Paulo: Pini, 2008. 328 p.

RIBEIRO, A. B.. Projeto Semi-Probabilístico de Vigas de Concreto Armado com Modo de Falha por Cisalhamento. 2012. 218 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO COM REJEITO DE BENEFICIAMENTO DE CARVÃO PARA SUB-BASE E SUBLEITO DE PAVIMENTOS

Heloisa Manenti Martins (1), Ingrid Milena Reyes Martinez Belchior (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) helomanenti@gmail.com, (2) ingridbelchior@unesc.net

RESUMO

A insuficiência de jazidas de materiais geotécnicos convencionais e a disponibilidade de grandes quantidades de resíduos e rejeitos industriais, têm motivado o desenvolvimento de estudos sobre materiais geotécnicos não convencionais. A região catarinense tem muitas mineradoras de extração de carvão, sendo necessário dar um destino sustentável aos rejeitos gerados por esta atividade. Neste estudo é avaliado o comportamento mecânico de um solo argiloso misturado com rejeitos carbonosos liberados da exploração da camada Barro Branco, com o fim de verificar a possibilidade de destinar estes rejeitos na construção de camadas rodoviárias. Foram utilizadas misturas de solo argiloso com adições de 0%, 20%, 40%, 60% e 100% de resíduo de beneficiamento de carvão (RBC). A adição de RBC altera as características de plasticidade do solo, incrementando o valor do índice de plasticidade (IP) com adições de RBC inferiores a 40%. Os ensaios de caracterização mecânica mostraram que a umidade ótima de compactação tende a reduzir com o incremento na porcentagem de RBC adicionado ao solo. Simultaneamente, a densidade seca máxima de compactação incrementa com o aumento na dosagem de RBC. Portanto, a adição de RBC produz um entrosamento nas amostras de solo, contribuindo com uma maior resistência. Os valores de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão se mostraram desfavoráveis para todas as misturas de solo e RBC, pois não atingiram as especificações mínimas para materiais de sub-base e subleito. Unicamente o RBC no seu estado natural, sem ser misturado com o solo argiloso da formação Palermo, atendeu os requisitos mínimos para material de subleito ou reforço de subleito, com expansão de 0,8% (menor de 2%) e ISC de 16,3% (superior a 2%).

Palavras-Chave: Rejeito de beneficiamento de carvão, Estabilização de solo, Pavimentação.

1 INTRODUÇÃO

A crescente demanda rodoviária brasileira e o aumento do fluxo de automóveis, tem sido motivo de preocupação no Brasil, assim como o aumento de rejeitos gerados pelas indústrias de beneficiamento de carvão que poluem ou exigem espaço físico para seu descarte. Com isso, viu-se a necessidade da constante manutenção e ampliação da malha rodoviária, porém esses serviços tem um custo elevado e no quadro atual do país, o investimento em pesquisas de reutilização de rejeitos e

reaproveitamento de materiais é o melhor caminho econômico para isso, além de incentivar a sustentabilidade e resolver o problema do “lixo” gerado em alguns segmentos industriais.

A insuficiência de jazidas de materiais geotécnicos convencionais e a disponibilidade de grandes quantidades de resíduos e rejeitos tem motivado o desenvolvimento de estudos sobre materiais geotécnicos não convencionais. A região catarinense possui muitas mineradoras de extração de carvão, sendo necessário dar um destino sustentável aos rejeitos gerados por esta atividade.

Segundo Zilli (2002), a mineração, em geral, é tida como um dos ramos do setor produtivo que mais contribui à poluição do solo e de águas superficiais. Um dos problemas mais sérios de poluição nesta área está associado à disposição dos rejeitos que são lixiviados pela ação da água das chuvas, resultando na denominada drenagem ácida, produto de reações químicas dos sulfetos na presença de ar e de água. Este problema é comum em áreas de mineração de carvão, uma vez que a pirita e marcasita são minerais encontrados nas camadas de carvão.

Segundo Amaral Filho (2009), os rejeitos do beneficiamento do carvão são materiais minerais com densidade intermediária e características inertes que podem servir como base para estudos de seu aproveitamento na construção civil.

Zilli (2002) afirmou que no Estado de Santa Catarina os rejeitos do beneficiamento do carvão representam praticamente 60% do carvão bruto e que o ganho ambiental com o aproveitamento do rejeito carbonoso seria de grande relevância, pois este rejeito é um grande poluidor, em função da pirita que contêm. Dependendo do conteúdo de enxofre, os rejeitos de beneficiamento são usualmente classificados em carbonosos e piritosos.

Uma das fontes de carvão mais exploradas nas regiões próximas à cidade Criciúma é a camada de carvão denominada “Barro Branco”. Neste estudo foram utilizados os rejeitos carbonosos liberados da exploração desta camada. Foram avaliadas as propriedades geotécnicas do rejeito puro e de misturas de rejeito com um solo argiloso onde verificou-se o comportamento mecânico e a possibilidade de utilização destes rejeitos para fins de construção de camadas rodoviárias.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar o comportamento geotécnico de um solo argiloso estabilizado com rejeito do beneficiamento de carvão (RBC) da Camada Barro Branco através de ensaios as características físicas e geotécnicas de misturas de solo/rejeito com o fim de procurar dosagens que cumpram com os requisitos técnicos para materiais de sub-base e subleito de pavimentos flexíveis.

2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

Para a consecução do objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram propostos:

- Determinar as características físicas (granulometria e propriedades de plasticidade) do solo puro e de misturas solo/rejeito dosadas nas seguintes proporções: 100/0; 80/20; 60/40; 40/60; 0/100.
- Determinar a umidade ótima de compactação e a densidade máxima seca do solo puro e das misturas solo/rejeito, aplicando a energia de compactação Proctor Normal.
- Determinar o Índice de Suporte Califórnia (ISC) e porcentagem de expansão do solo puro e das misturas solo/rejeito compactadas na umidade ótima e densidade máxima obtida nos ensaios de compactação com energia Proctor normal.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

Para esse estudo, foram utilizados os seguintes materiais: solo argiloso e Rejeito de Beneficiamento de Carvão (RBC). A aparência física destes dois materiais é mostrada na Figura 1.



Figura 1. (a) Solo argiloso da formação Palermo; (b) Rejeito de beneficiamento de carvão (RBC).

O solo para a realização deste estudo foi extraído do Parque Científico e Tecnológico (IPARQUE), da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC). Este tipo de solo argiloso pertencente à formação Palermo, segundo Bresciani (2009, p.68), é uma formação que está representada por folhelhos silticos argilosos, que tendem a formar solos tipo silte argilosos e argilas siltosas. As propriedades físicas do solo argiloso da formação Palermo são mostradas na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades do solo argiloso da formação Palermo. Fonte: Souza (2016).

Propriedade	Valores
Limite de liquidez (LL)	59%
Limite de plasticidade (LP)	45%
Índice de plasticidade (IP)	14
Classificação HRB	A7-5
Índice de Suporte Califórnia (ISC)	5,2%
Umidade ótima de compactação na energia Proctor Normal.	27,7%
Densidade máxima seca	1,342 g/cm ³
Expansão	3,7%

O rejeito de carvão utilizado neste estudo é proveniente das regiões de Criciúma, Siderópolis e Urussanga. Segundo Zilli (2002), durante o beneficiamento de carvão natural são produzidos rejeitos piritosos (R1) e rejeitos carbonosos (R2 e R-3). O rejeito piritoso é a fração pesada da primeira separação por densidade feita no beneficiamento do carvão bruto. Essa fração é chamada assim por conter a maioria de pirita liberada na britagem, e com isto um alto teor de enxofre. Os rejeitos carbonosos representam as frações pesadas de segunda e terceira separações, realizadas com a fração leve da primeira separação. A quantidade de pirita nestes rejeitos é bem menor, predominando os siltitos e argilitos carbonosos. Neste estudo

foram usados rejeitos de baixo teor de enxofre, ou seja, os liberados durante a segunda e terceira fase do beneficiamento.

A partir do estudo realizado por Moreno (2017) foram obtidas informações sobre ensaios de absorção atômica feitos no rejeito de beneficiamento de carvão (RBC). A Tabela 2 mostra os resultados da composição química do RBC obtida através deste ensaio. Segundo Moreno (2017), os resultados do RBC mostraram que ele apresenta duas fases, uma fase cristalina, formada por sua maior parte de quartzo, caulinita e moscovita, e uma fase amorfa.

Tabela 2. Composição química do RBC obtida através de absorção atômica. Fonte: Moreno (2017).

Elementos	Teor (%)	Elementos	Teor (%)
SiO ₂	50,51	Na ₂ O	0,29
Al ₂ O ₃	22,47	P ₂ O ₅	0,07
Fe ₂ O ₃	8,05	MgO	<0,05
K ₂ O	2,07	MnO	<0,05
TiO ₂	0,96	Perda ao Fogo	15,18
CaO	0,49		

3.2 MÉTODOS

Para determinar os efeitos da inserção de RBC como material estabilizador de solos para camadas rodoviárias, diversas misturas de solo e RBC foram preparadas fazendo dosagens do rejeito em relação ao peso seco do solo. A Tabela 3 mostra a nomenclatura utilizada para cada mistura com as respectivas porcentagens de solo e RBC que as conformam.

Tabela 3. Distribuição das misturas (dosagens) de solo e rejeito.

Nomenclatura	Solo (%)	RBC (%)
S100/RBC0	100 – Solo referencial	0
S80/RBC20	80	20
S60/RBC40	60	40
S40/RBC60	40	60
S0/RBC100	0	100

Após preparação das misturas, foram realizados os seguintes ensaios de caracterização física: ensaio de granulometria, determinação dos limites de liquidez e limites de plasticidade e determinação da densidade real dos grãos. Posteriormente, foram realizados ensaios mecânicos de compactação na energia Proctor Normal,

determinação de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão das misturas e dos materiais puros compactados nas suas respectivas umidades ótimas e densidades secas máximas. Os ensaios foram realizados de acordo com as normas listadas na Tabela 4.

Tabela 4. Normas Brasileiras para os Ensaios – ABNT.

Ensaios	ABNT
Corpos de Prova	NBR 5739/2007
Limite de Liquidez	NBR 6459/2016
Limite de Plasticidade	NBR 7180/2016
Granulometria	NBR 7181/2016
Compactação	NBR 7182/2016
Índice Suporte Califórnia	NBR 9895/2016

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

4.1.1 Granulometria por peneiramento

O tamanho das partículas e sua distribuição dentro da massa de solo podem indicar o uso apropriado do solo para fins de engenharia. O ensaio de granulometria por peneiramento foi realizado apenas para os materiais puros. A Figura 2 mostra as curvas granulométricas do solo argiloso da formação Palermo e do RBC. Observa-se que o RBC apresenta uma granulometria mais grossa que o solo natural, pois enquanto para o solo natural 97,2% das partículas passam na peneira #200 (0,075mm), somente 16,7% das partículas do RBC passam nesta peneira.

O Sistema de Classificação Unificado de Solo recomenda que para uma classificação adequada de materiais geotécnicos deve se definir a porcentagem de pedregulho (ou seja, a fração que passa na peneira #10 com abertura de 76,2mm e retida na peneira #4), a porcentagem de areia (ou seja, a fração que passa na peneira #4 de abertura 4,75mm e retida na peneira #200 de abertura 0,075mm) e a porcentagem de argila (ou seja, a fração que passa na peneira #200). Segundo esta definição, o solo argiloso da formação Palermo contém 97,2% de argila, 2,8% de areia e 0% de pedregulho, enquanto que o RBC está conformado por 16,7% de argila, 83,3% de areia e 0% de pedregulho.

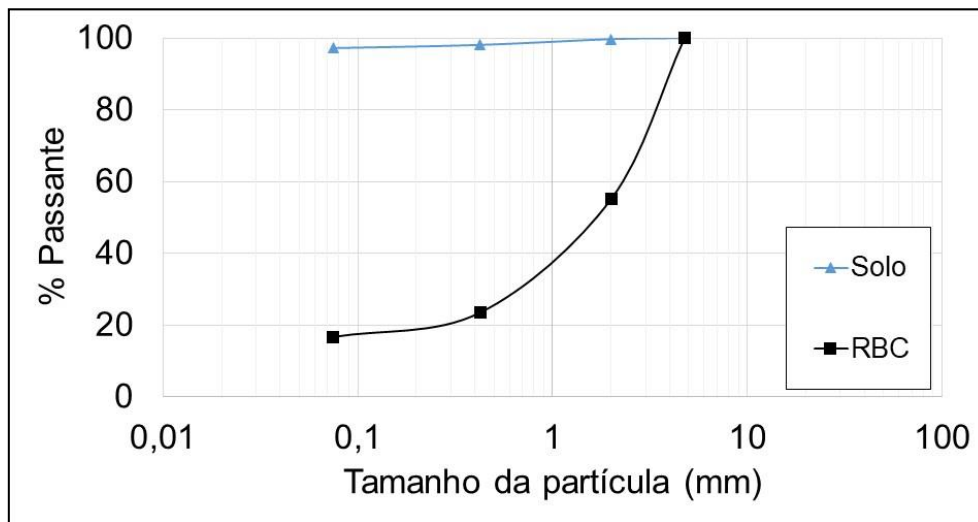


Figura 2. Curvas granulométricas dos materiais.

4.1.2. Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade

Segundo Budhu (2015), a proporção de água na matriz de um solo pode alterar o comportamento deste. Assim, o comportamento físico e mecânico do solo está associado a quatro estados distintos dele: sólido, semissólido, plástico e líquido, relativos a um aumento da sua umidade.

Foram realizados ensaios de determinação de limite de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP) para todas as misturas descritas na Tabela 3. Na Figura 3 são mostrados a variação dos valores de LL e IP com as diferentes dosagens de RBC adicionadas ao solo argiloso. Observa-se que a medida que aumenta a porcentagem de RBC nas misturas, estas tendem a ter um valor menor de LL, ou seja, as misturas com maior dosagem de RBC precisam de menos água para mudar seu comportamento de um estado líquido para um estado plástico. Os valores de IP mostraram que com adições de RBC inferiores a 40%, o solo tende a ficar mais plástico, ou seja, consegue se deixar moldar em umidades mais altas que o solo natural. Porém, com adições de RBC superiores a 40%, as misturas perdem plasticidade, tendendo a se comportar como o RBC puro (100% de RBC) que não permite ser moldado (IP = 0).

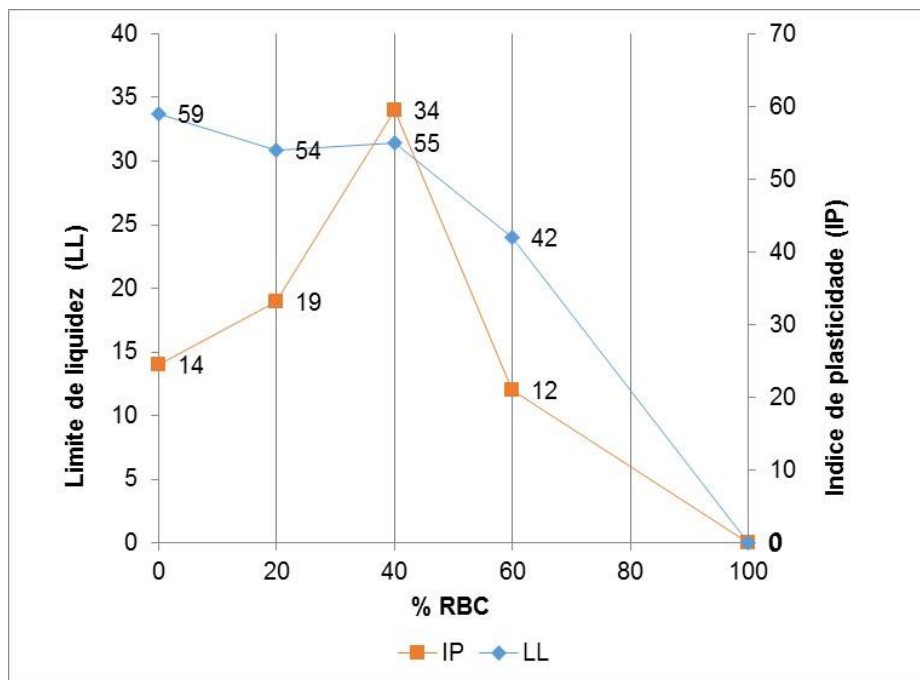


Figura 3. Variação de LL e LP com a porcentagem de adição de RBC no solo argiloso da formação Palermo.

Em 1932, Casagrande estudou a relação entre o índice de plasticidade e o limite de liquidez e propôs o gráfico de plasticidade apresentado por DAS (2014) e mostrado na Figura 4. Este gráfico contém uma linha limite denominada “Linha A” definida pela equação: $IP=0,73(LL-20)$. A Linha A separa as argilas inorgânicas dos siltes inorgânicos. Os valores das argilas inorgânicas permanecem acima da Linha A, e os valores dos siltes inorgânicos ficam abaixo desta linha. Os siltes orgânicos estão abaixo da Linha A e com LL variando de 30 a 50. As argilas orgânicas de alta compressibilidade se situam abaixo da Linha A e com LL maior que 50.

Utilizando o gráfico de Casagrande foram localizados os resultados de LL e IP obtidos para as misturas de solo e RBC, como se mostra na Figura 5. Observou-se que o solo natural (S100/RBC0) e a mistura com menor conteúdo de RBC (S80/RBC20) apresentaram uma classificação de silte inorgânico de alta compressibilidade segundo o gráfico de plasticidade de Casagrande. Além disso, observou-se que o efeito de uma maior dosagem de RBC no solo provoca perda das propriedades de compressibilidade do solo, como pode ser observado na mistura com 60% de RBC (S40/RBC60) que se classificou como um silte inorgânico de mediana compressibilidade.

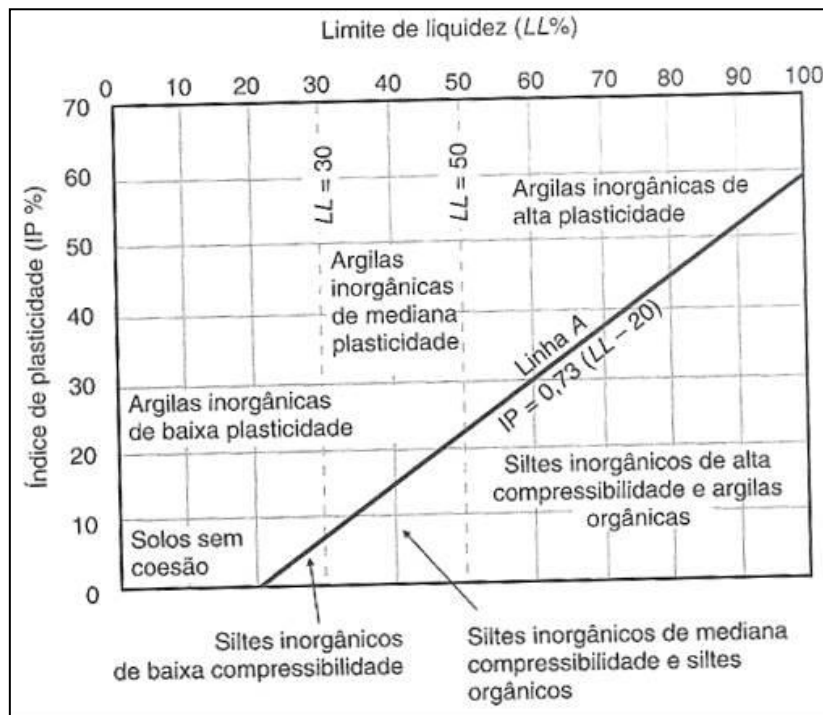


Figura 4. Gráfico de plasticidade de Casagrande. Fonte: Das (2014).

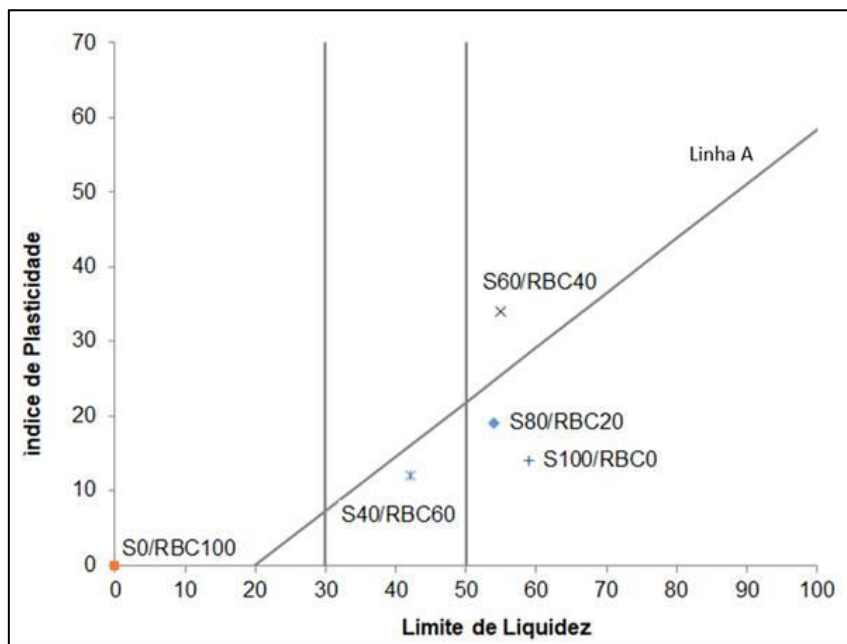


Figura 5. Localização das misturas de solo e RBC no gráfico de plasticidade de Casagrande.

O gráfico de plasticidade de Casagrande inclusive pode ser usado para determinar aproximadamente o limite de contração dos solos. Isso pode ser feito através do procedimento descrito por Das (2014), como segue:

1. Localizar o ponto A correspondente ao limite de liquidez e índice de plasticidade do solo no gráfico de plasticidade de Casagrande.

2. Projetar a linha A (definida pela equação: $IP=0,73(LL-20)$) e a linha U (definida pela equação: $IP=0,9(LL-8)$) para baixo até interceptar o ponto B. O ponto B terá as coordenadas $LL=-43,5$ e $IP=-46,4$.
3. Unir os pontos A e B com uma linha reta. O intercepto no eixo do limite de liquidez (ponto C) é o limite de contração (LC) estimado (ver Figura 6).

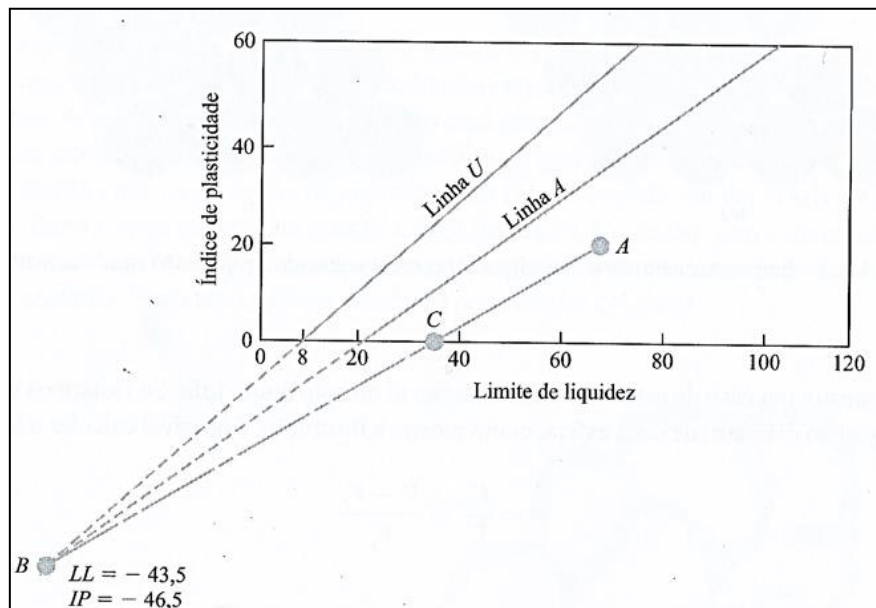


Figura 6. Estimativa de contração com base no gráfico de plasticidade. Fonte: Das (2014).

Com o procedimento descrito acima foram determinadas as retas que unem os valores das coordenadas de IP e LL de cada mistura, com a coordenada $LL=-43,5$ e $IP=-46,4$. As retas e suas respectivas equações são mostradas na Figura 7. Igualando a zero o valor de IP nas equações destas retas foi possível calcular o limite de contração de cada mistura. Os valores de LC estão resumidos na Tabela 5 e mostram uma tendência de decréscimo do limite de contração com o aumento de porcentagem de RBC na mistura, exceto para a mistura S40/RBC60.

Tabela 5. Limite de contração das misturas calculado a partir do gráfico de plasticidade de Casagrande.

Mistura	Limite de contração (LC)
S100/RBC0	35,3

S80/RBC20	25,7
S60/RBC40	13,4
S40/RBC60	24,4
S0/RBC100	0

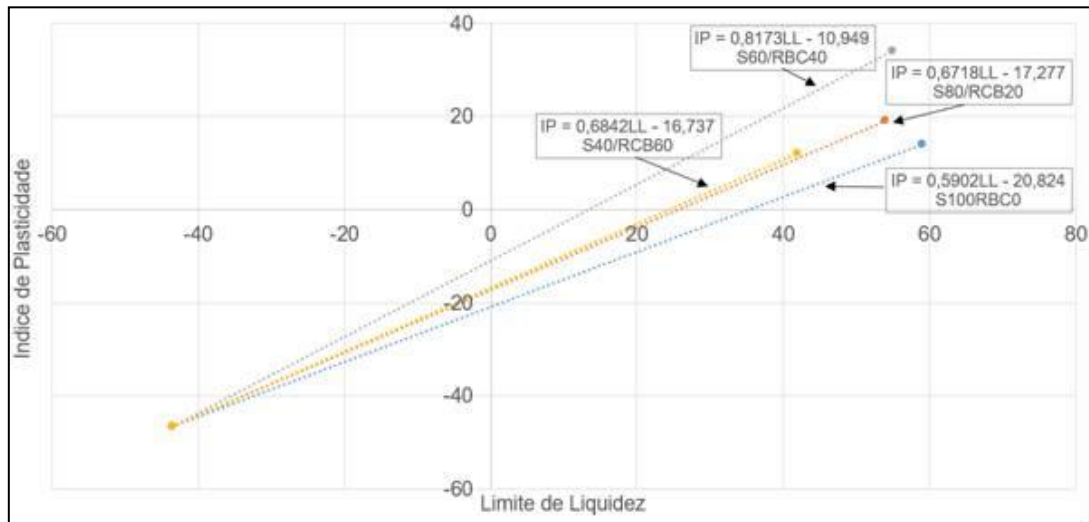


Figura 7. Estimativa do limite de contração das misturas de solo e RBC através do gráfico de plasticidade.

4.2 ENSAIOS MECÂNICOS

4.2.1 Análise de Compactação

A compactação consiste em densificar o solo por meio da remoção de ar através da aplicação de energia mecânica. O peso específico seco ou densidade seca é a medida do grau de compactação de um solo. Cada solo tem um valor máximo de densidade seca que é obtido com uma umidade específica chamada umidade ótima. O teste de laboratório geralmente usado para determinar a densidade máxima seca de compactação e o teor de umidade ótimo é o ensaio de compactação Proctor. O ensaio de compactação Proctor pode ser realizado com três energias de compactação diferentes: normal, intermediária e modificada. Neste estudo as amostras foram analisadas com compactações feitas na energia Proctor Normal.

A Figura 8 mostra a relação entre a umidade ótima e a densidade máxima seca para as misturas de solo com diferentes porcentagens de RBC. Nesta figura observa-se que a umidade ótima de compactação tende a reduzir com o incremento na

porcentagem de RBC adicionado ao solo. Assim, enquanto para o solo puro a umidade ótima de compactação foi 27,7%, para a mistura S60/40RBC a umidade ótima de compactação caiu para 18,5%, e finalmente para o RBC puro foi obtida uma umidade ótima de compactação de 11,8%. Observou-se também que a densidade seca máxima de compactação incrementa com o aumento na dosagem de RBC. Portanto, a adição de RBC produz um entrosamento nas amostras de solo, contribuído com uma maior resistência.

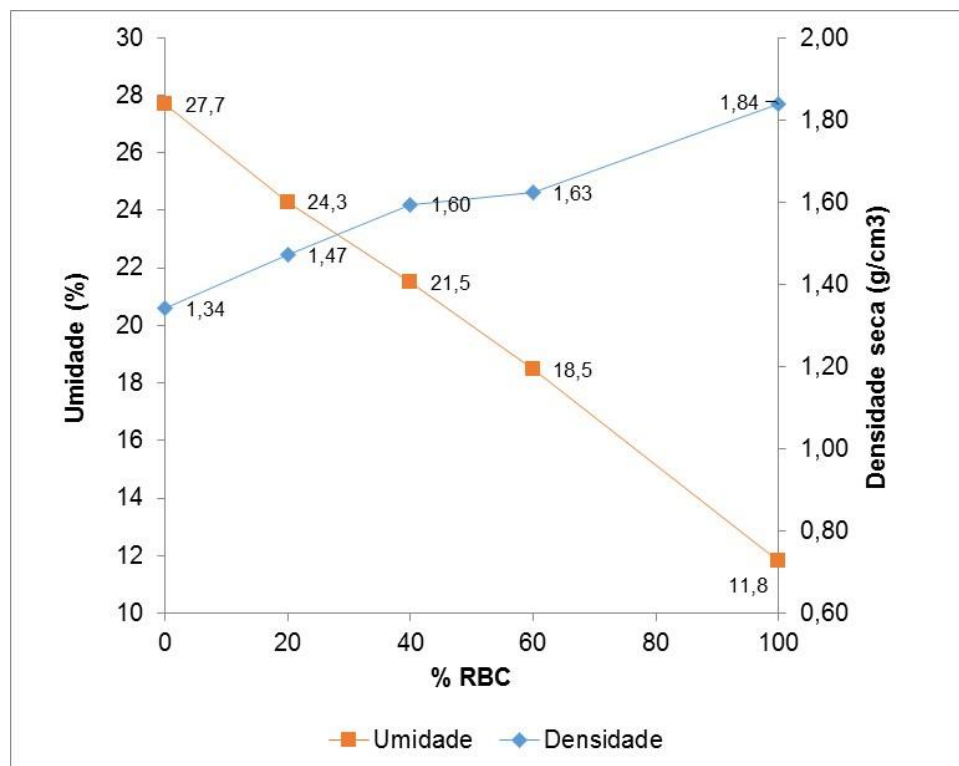


Figura 8. Umidade ótima e densidade máxima seca para misturas de solo com diferente porcentagem de RBC.

4.2.2 Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Expansão

O ensaio de determinação do índice de suporte Califórnia (ISC) é um ensaio de grande valor na técnica rodoviária, pois é amplamente usado para dimensionamento de pavimentos flexíveis. O valor de ISC é a relação entre a carga necessária para a deformação de 0,1" ou 0,2" do material ensaiado e a carga obtida para a pedra britada. Quanto mais alto o valor do ISC melhor a qualidade geotécnica do material.

Neste estudo o ISC foi determinado para as amostras de solo misturado com RBC preparadas com suas respectivas umidades ótimas e densidades máximas secas

determinadas na energia Proctor Normal. Os valores de ISC obtidos para cada mistura de solo com diferentes porcentagens de RBC são mostradas na Figura 9. Nesta figura inclusive foram adicionadas duas linhas com os valores mínimos de ISC exigidos pelo DNIT/2009 (Revisão da norma DNER - ES 301/97) para materiais de sub-base e subleito para facilitar a visualização dos resultados obtidos.

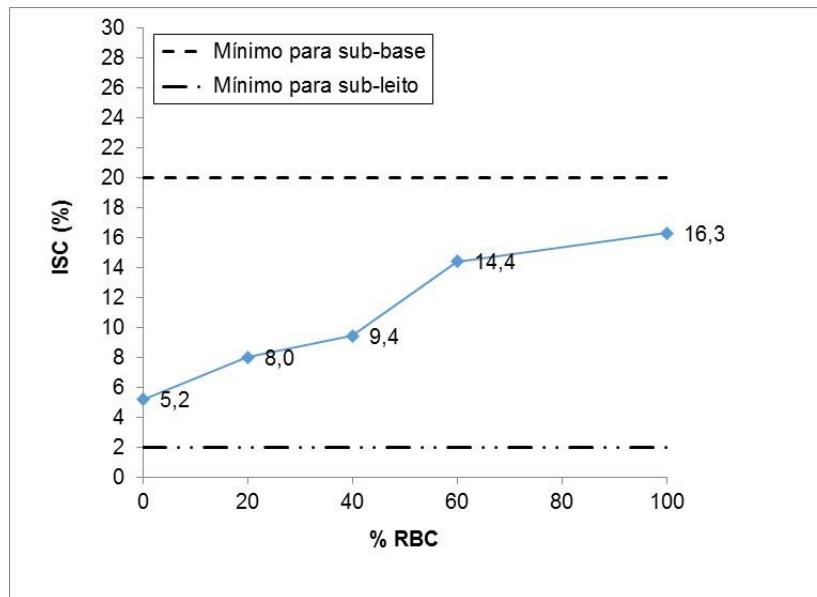


Figura 9. Índice de Suporte Califórnia (ISC) para misturas de solo com diferentes porcentagens de RBC.

Observou-se uma leve tendência de aumento no valor de ISC com incremento na porcentagem de RBC nas misturas. O valor mais favorável de ISC foi obtido para o RBC puro (100% de RBC) com um valor de 16,3%. Todas as misturas de solo e RBC obtiveram valores de ISC menores que 20%, portanto conclui-se que não são aptas para serem usadas como material de sub-base. Porém, todas as misturas cumprem com o quesito mínimo de ISC para material de subleito com valores de ISC superiores a 2%.

A variação volumétrica do solo em presença de água é medido através do ensaio de expansão que faz parte do procedimento de preparação de amostras para determinação do ISC. Este valor é importante porque grandes variações no volume do solo em presença de água podem gerar diversas patologias nos pavimentos. A Figura 10 mostra os valores de expansão obtidos para misturas de solo com diferentes porcentagens de RBC.

Os resultados referentes à expansão não se mostraram favoráveis nem para o solo puro e nem para as misturas de solo e RBC. Todas as misturas obtiveram valores de expansão superiores a 2%, o que as inabilita como materiais de sub-base, subleito e reforço.

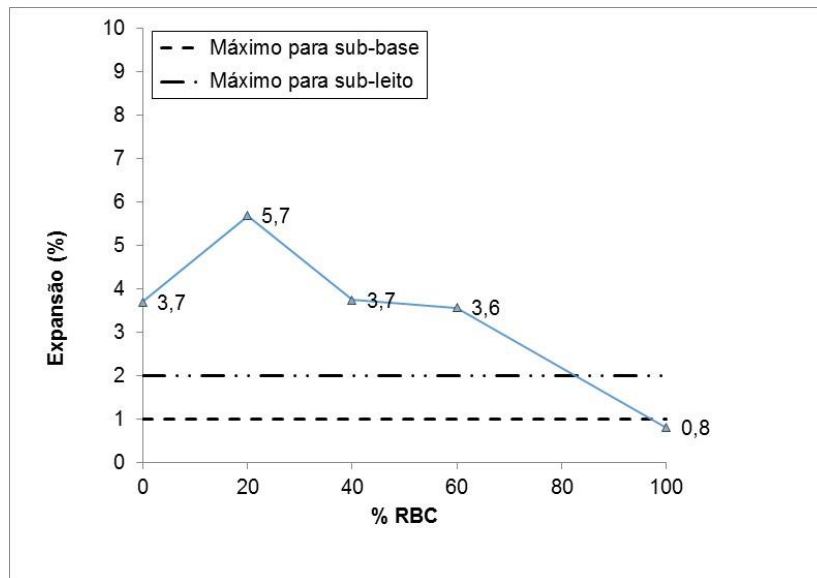


Figura 10. Expansão para amostras de solo com diferentes porcentagens de RBC.

Analisando os resultados referentes à expansão e ao ISC, pode-se concluir que o RBC puro, sem ser misturado com o solo argiloso da formação Palermo, atende aos quesitos mínimos para material de subleito com um ISC superior a 2% e expansão inferior a 1%. Já nenhuma das misturas de solo e RBC estudadas atenderam aos quesitos mínimos para material de subleito e sub-base ou reforço de subleito.

5 CONCLUSÕES

- A partir do estudo realizado foi possível concluir que a adição de RBC alterou as propriedades de plasticidade do solo argiloso da formação Palermo. Os valores de IP mostraram que, com adições de RBC inferiores a 40%, o solo tende a ficar mais plástico, ou seja, consegue se deixar moldar em umidades mais altas que o solo natural. Porém, com adições de RBC superiores a 40%, as misturas perdem plasticidade, tendendo a se comportar como o RBC puro (mistura com 100% de RBC) que não permite ser moldado (IP = 0).

- As adições de RBC no solo também produziram diminuição na compressibilidade do solo argiloso pelas características de ausência de plasticidade do RBC. Adicionalmente, o incremento de RBC nas misturas levou a uma diminuição do limite de contração estimado pelo gráfico de Casagrande.
- Nos ensaios de caracterização mecânica foi observado que umidade ótima de compactação tende a reduzir com o incremento na porcentagem de RBC adicionado ao solo. Simultaneamente, a densidade seca máxima de compactação incrementa com o aumento na dosagem de RBC. Portanto, a adição de RBC produz um entrosamento nas amostras de solo, contribuindo com uma maior resistência.
- Os valores de ISC obtidos foram desfavoráveis para todas as misturas de solo e RBC para utilização em sub-base, pois não atingiram as especificações mínimas exigidas por norma. Porém, todos os valores de ISC para as misturas de solo e RBC seriam favoráveis na utilização para subleito e reforço de subleito, se não fosse pela elevada expansão das misturas.
- Os valores de expansão obtidos foram desfavoráveis para todas as misturas de solo e RBC. Unicamente o RBC no seu estado natural, sem ser misturado com o solo argiloso da formação Palermo, atendeu os quesitos mínimos para material de subleito ou reforço com expansão menor de 2% e ISC superior a 2%.

Para complementar o presente estudo são recomendados os seguintes trabalhos futuros:

- Avaliar o comportamento mecânico das amostras solo/RBC aplicando a energia de compactação Proctor intermediária;
- Usar adições de cal nas misturas solo/RBC para melhorar o comportamento das misturas e atingir as especificações mínimas de ISC e expansão para sub-bases e subleitos de pavimentos.
- Verificar o comportamento mecânico de outros tipos de solos, como por exemplo solos arenosos, com adições de RBC.

6 REFERÊNCIAS

AMARAL FILHO, J.R. **Avaliação ambiental e do potencial de aproveitamento de um módulo de rejeito de carvão na região carbonífera de Santa Catarina.**

Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Porto Alegre, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 2016.

BRESCIANI, Denise. **Análise das propriedades físicas e mecânicas de um solo da formação palermo, estabilizado com aditivo perma zyme®**. 2009. 153 p. TCC (Curso de Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Editora LTC. Rio de Janeiro, 2015.

DAS, B. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução da 8 edição. Ed. Cengage Learning. São Paulo, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT/2009 (Revisão da norma DNER - ES 301/97)**: Pavimentos flexíveis – sub-base estabilizada granulometricamente – especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009. 9 p. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/normas/download/pavimentacao/Sub_Base_Estabilizada_Granulometricamente.pdf>. Acesso em: 11 maio 2018.

MORENO, Kelyn Rodrigues. **Influência do rejeito de carvão mineral aplicado na pavimentação asfáltica**. 2017. 19 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2017.

SOUZA, João Vitor de. **Estabilização de solo argiloso com cinza de casca de arroz e cal**. 2016. 17 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2016.

ZILLI, C.B. **Considerações Sobre o Aproveitamento dos Rejeitos de Produção do Carvão Catarinense**. 2002. 109 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Curso de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, Univ. de São Paulo.

PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DE DIAS CONSECUTIVOS DE CHUVA EM URUSSANGA, SC

Álvaro José Back (1), Luísa Back (2)

(1) Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina, Universidade do Extremo Sul Catarinense. E-mail: ajb@epagri.sc.gov.br

(2) Universidade Federal do Rio Grande do Sul. E-mail: luisasmback@gmail.com

RESUMO

Eventos de dias chuvosos consecutivos podem trazer transtornos a atividades realizadas em ambientes abertos e implicar em atrasos no cronograma de execução de obras, causando prejuízos na engenharia e agricultura. Este artigo teve como objetivo avaliar a aplicação da distribuição Geométrica e da Distribuição Binomial Negativa Truncada na estimativa das probabilidades de ocorrência de dias chuvosos seguidos. Foram usados os dados de precipitação diária de 1970 a 2013 da estação meteorológica de Urussanga, SC. Com as frequências observadas foram ajustados os parâmetros da distribuição Geométrica usando o método dos momentos, e da distribuição Binomial Negativa Truncada usando o método dos momentos e da máxima verossimilhança. A avaliação da aderência das distribuições foi realizada baseada no teste Kolmogorov-Smirnov e teste Qui-Quadrado ao nível de significância de 5%. A distribuição Binomial Negativa Truncada com parâmetros estimados pelo método da máxima verossimilhança apresentou desempenho inferior às demais. O melhor ajuste para a maioria dos meses analisados foi obtido com a distribuição Binomial Negativa Truncada com parâmetros estimados pelo método dos momentos. A distribuição geométrica, embora tenha um desempenho ligeiramente inferior em alguns meses, também se mostrou adequada para a estimativa da probabilidade de dias chuvosos consecutivos. Os valores calculados de risco de ocorrências de períodos consecutivos chuvosos calculados podem ser usados no planejamento das atividades realizadas em campo.

Palavras-chave: Precipitação; distribuição geométrica; modelagem estocástica, risco.

ABSTRACT

Events of consecutive rainy days can disrupt activities performed in open environments and imply delays in the schedule of works execution, causing damage in engineering and agriculture. This paper aimed to evaluate the application of the Geometric Distribution and the Truncated Negative Binomial Distribution in the estimation of the probability of occurrence of consecutive rainy days. The daily precipitation data from 1970 to 2013 from Urussanga meteorological station were used, in the state of Santa Catarina, Brazil. With the frequencies observed, the parameters of the Geometric distribution were adjusted using the method of moments and of the Truncated Negative Binomial Distribution using the method of moments and the method of maximum likelihood. The distribution adherence assessment was performed based on the Kolmogorov-Smirnov test and Chi-square

test at a significance level of 5%. The Truncated Negative Binomial distribution with parameters estimated by the maximum likelihood method presented a performance inferior to the others. The best fit for most of the analyzed months was obtained with the Truncated Negative Binomial distribution with parameters estimated by the method of moments. The geometric distribution, although having a slightly lower performance in a few months, was also adequate for the estimation of the probability of consecutive rainy days. The calculated values for the risk of occurrences of consecutive rainfall periods can be used in planning field activities.

Keywords: Precipitation; geometric distribution; stochastic modeling, risk

1 INTRODUÇÃO

As condições climáticas de um determinado local ou região irão determinar o número de dias do ano em que se pode trabalhar em condições externas, como construções, serviços de manutenção de obras, trabalhos em rodovias, barragens ou operação com máquinas agrícolas. Eventos de chuvas intensas e também chuvas prolongadas impõe dificuldades para os trabalhos ao ar livre, principalmente uso de máquinas, contribuindo com aumento dos custos e atrasos no cronograma das obras (ATAÍDE et al., 2012).

Na agricultura a sequência de dias chuvosos pode dificultar a realização de tratamentos culturais e impedir colheita de muitas culturas, implicando em prejuízos econômicos (MINUZZI et al., 2010; SMIDERLE; DIAS, 2011). Cunha et al. (1998) relacionam a queda da produtividade do trigo com a chuva excessiva, destacando a importância do conhecimento dos riscos de ocorrência de chuva excessiva na colheita para o planejamento da época de plantio.

Arai et al. (2010) destacam a importância do estudo da distribuição das chuvas no planejamento de atividades agrícolas, permitindo previsões com melhores aproximações e decisões mais confiáveis. Vários trabalhos descrevem a associação de períodos chuvosos com ocorrência de eventos de erosão ou escorregamento de solo, destacando a necessidade do conhecimento de variação espacial e sazonal da chuva para a implantação de medidas preventivas (HAZBAVI; SADEGHI, 2016; DAVUDIRAD et al., 2016).

Como foi constatado que diversos eventos climatológicos interferem nas atividades humanas, na economia e nas obras de engenharia, é importante conhecer as frequências e variabilidades destes eventos, bem como estimar probabilidades ou os

riscos de ocorrências futuras destes eventos. Quando se dispõe de longas séries climáticas observadas pode-se realizar as análises estatísticas, determinar a probabilidade de ocorrência dos eventos críticos, e dessa forma, planejar melhor as atividades. Isto permite elaborar um cronograma de execução da obra mais adequado, e estimar os custos considerando os dias efetivamente trabalhados.

A análise de frequência de eventos climatológicos tem por objetivo relacionar a magnitude dos eventos históricos e, por meio de uma distribuição de probabilidade, estimar as probabilidades de ocorrências futuras destes eventos (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

Além da quantidade de precipitação, é importante conhecer o comprimento do período chuvoso, dado pelo número de dias consecutivos de chuva. Um dia é considerado chuvoso se a precipitação acumulada em 24 horas for superior a algum limiar fixado. Vários autores consideram limiares de 0,1; 1,0; 3,0; 5 ou 10 mm (SHAW et al., 2010; CINDRIC et al., 2010, LANA et al., 2006; LARROCHA et al., 2006).

Existem várias funções de distribuição de probabilidade que podem ser usadas na estimativa da duração do período chuvoso ou período seco, como a distribuição geométrica, distribuição binomial negativa, distribuição binomial negativa truncada, distribuição logarítmica (ASSIS et al., 1996; DENI; JEMAIN, 2009). A distribuição Binomial Negativa é indicada quando a variância é superior a sua média, no entanto não pode ser usada na descrição da duração de períodos de chuva por que estes sempre tem comprimento igual ou superior a um dia. Nestes casos é indicado a utilização da distribuição Binomial Negativa Truncada, que corresponde à distribuição Binomial Negativa sem a classe zero (ASSIS et al., 1996).

Alcantara et al. (1999) utilizaram a distribuição Binomial Negativa Truncada (BNT) na estimativa do período sem chuva de quatro regiões do estado de São Paulo. Os autores concluíram que a distribuição se mostrou extremamente eficaz e prática de ser aplicada aos dados estudados. Destacaram que a ocorrência de dias consecutivos sem chuva os meses úmidos apresentou curva em “J” invertido para todas as localidades.

A distribuição Geométrica é um caso especial da distribuição binomial negativa. Representa a distribuição de probabilidade do tempo até a primeira ocorrência de um evento do tipo binomial. Cavalcante e Silans (2012) testaram a distribuição

geométrica na modelagem da Precipitação. Wilks (2006) destaca a aplicação da distribuição geométrica na descrição das sequências de períodos secos e chuvosos, em que a dependência do tempo de um determinado evento segue a cadeia de Markov de primeira ordem. Back et al. (2013) e Back e Miguel (2017) usaram a distribuição geométrica com parâmetros estimados baseados na cadeia de Markov para estimar o número de dias secos e dias chuvosos para algumas localidades de Santa Catarina.

Este trabalho teve como objetivo avaliar a aplicação da distribuição Geométrica e da Distribuição Binomial Negativa Truncada na estimativa as probabilidades de ocorrência de dias chuvosos seguidos.

2 MATERIAL E MÉTODOS

Foram usados os dados de precipitação diária de Urussanga do período de 1970 a 2013, da estação meteorológica da Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina (latitude 28°31'S, longitude 49°19'W, altitude 40 m). O clima da região, segundo classificação climática de Köppen, é classificado como clima subtropical húmido, sem estação seca definida com verão quente (Cfa) (ALVARES et al., 20014). A precipitação média anual varia de 1220 a 1660 mm, com dias de chuva variando de 102 a 150 (DUFLOTH et al., 2005).

Foram determinadas as sequências de dias consecutivos de chuva para cada mês, considerando o mês de início da sequência de dias chuvosos. Como dias chuvosos foram considerados os dias com precipitação igual ou superior a 0,1 mm.

Para a modelagem da probabilidade de dias consecutivos de chuva foram testadas a distribuição Geométrica, a distribuição Binomial Negativa Truncada. De acordo com a distribuição Geométrica, a probabilidade de ocorrer uma sequência de r dias chuvoso pode ser estimada por:

$$P[x = r] = (1 - \rho)\rho^{(r-1)} \quad (1)$$

Em que: r é a duração do período chuvoso ($r \geq 1$);

ρ é o parâmetro da distribuição, que pode ser estimado pelo método dos momentos por:

$$\rho = 1 - 1/\mu \quad (2)$$

Em que μ é a média observada.

A distribuição Binomial Negativa Truncada tem a seguinte função de distribuição de probabilidade.

$$P[X = r] = \frac{w^k \Gamma(r+k)(1-w)^r}{\Gamma(r+1)\Gamma(k)(1-w^r)} \quad (3)$$

Em que: r é a sequência de dias chuvosos ($r \geq 1$);

$\Gamma(\cdot)$ é a função gama;

w e k são os parâmetros da distribuição ($w > 0$ e $k > 0$).

As estimativas dos parâmetros w e k pelo método dos momentos são obtidas por:

$$w = \frac{\bar{x}}{s^2} (1 - p_1) \quad (4)$$

$$k = \frac{w\bar{x} - p_1}{1 - w} \quad (5)$$

Em que: \bar{x} é a média observada;

s^2 é a variância observada;

p_1 é a probabilidade observada na primeira classe.

As estimativas dos parâmetros pelo método da máxima verossimilhança foram obtidas aplicando cálculo iterativo descrito em Assis et al.(1996).

Para avaliar a aderência dos dados a distribuição de probabilidades ajustadas foram usados os testes de Kolmogorov-Smirnov e de Qui-quadrado ao nível de significância de 5%. No teste de Kolmogorov-Smirnov calcula-se as distâncias máxima (D_{max}) entre as frequências observadas (F_o) e as frequências estimadas (F_e) pela distribuição em teste, conforme:

$$D_{max} = \text{Máximo} |F_{o_i} - F_{e_i}| \quad (6)$$

A hipótese nula (H_0) de que a amostra representa a distribuição é rejeitada se o valor D_{max} for maior que o valor crítico (D_{crit}) ao nível de significância α ($\alpha = 0,05$ para este estudo).

A estatística Qui-quadrado foi calculada por:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(F_{o_i} - F_{e_i})^2}{F_{e_i}} \quad (7)$$

Em que F_{o_i} = Frequência observada na classe i ;

F_{e_i} = Frequência estimada na classe i ;

k = número de classes.

No cálculo do χ^2 sempre que a frequência esperada era inferior a 3, agruparam-se as classes. As probabilidades **p** associadas serviram de critérios para determinar o melhor ajuste conforme sugerido por Cavalcante e Silans (2012).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No trimestre de janeiro a março foram observados maiores valores da duração média do período chuvoso, com média superior a 2,2 dias (Tabela 1). Também se observa que nestes meses a variância é superior à média. No período de abril a julho foram observados menores valores de média e também menor variância da duração média do período chuvoso. Esta variação sazonal deve-se a atuação dos mecanismos de formação da chuva na região. Segundo Monteiro (2001), no verão as chuvas são mais frequentes devido à intensificação dos processos convectivos e também pela atuação das frentes frias. No outono, os níveis de precipitação diminuem em todos os estados do Sul do país por causa de bloqueios atmosféricos, impedindo a passagem das frentes frias.

Tabela 1. Resumo estatístico das sequências de dias chuvosos de Urussanga, SC.

Mês	Média (dias)	Variância (dias ²)	Nº de eventos	Máximo (dias)	Probabilidade p ₁
Janeiro	2,50	3,90	242	17	0,3843
Fevereiro	2,56	3,85	230	12	0,4043
Março	2,21	2,37	244	9	0,4180
Abril	1,68	1,29	219	8	0,6027
Maio	1,94	1,97	193	9	0,5181
Junho	1,82	1,21	190	7	0,5368
Julho	1,93	1,48	197	7	0,5076
Agosto	2,07	2,03	176	8	0,4830
Setembro	2,13	2,06	213	9	0,4225
Outubro	2,04	1,57	250	7	0,4320
Novembro	2,07	2,19	225	9	0,4756
Dezembro	2,06	1,63	257	8	0,4241

Em estudos realizados sobre a climatologia da precipitação em Santa Catarina, a estação de verão aparece como a mais chuvosa nas áreas litorâneas e do Vale do Itajaí (GRIMM et al., 1998; GRIMM, 2009; PRUDÊNCIO et al., 1999; TEIXEIRA; SATYAMURTY, 2004). Cavalcanti et al. (2009) também relataram que durante o

verão, o aquecimento da superfície e a contribuição do fluxo de umidade para o continente tendem a desestabilizar a atmosfera, produzindo mais convecção, associada ao sistema de monções da América do Sul. Assim a maior variância da duração da chuva no verão pode ser explicada pela presença de chuvas convectivas, que geralmente são de curta duração e também ocorrência de chuvas frontais, que geralmente tem maior duração. No inverno predominam as chuvas frontais, que segundo Monteiro (2001), determinam nas regiões costeiras taxas de precipitação menores e condições meteorológicas mais estáveis, que pode ser observado no menor número de eventos chuvosos.

O número máximo da sequência de dias chuvosos registrado foi de 17 dias, iniciado no mês de janeiro (Tabela 2). Para as séries iniciadas em fevereiro foi observada a duração máxima de 12 dias, e nos demais meses os valores máximos foram inferiores a 10 dias. Em janeiro, 38,43% dos eventos chuvosos tiveram duração de um dia e em abril obteve-se a maior probabilidade (60,27%) dos eventos com duração de um dia.

Tabela 2. Parâmetros da distribuição Geométrica e resultados do teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov (D_{max} e D_{crit}) e valor p do teste Qui-Quadrado

Mês	Distribuição Geométrica (ρ)	Kolmogorov-Smirnov		Qui-Quadrado
		D_{max}	D_{crit}	p-valor
Janeiro	0,4000	0,0157	0,0873	0,6786
Fevereiro	0,3898	0,0320	0,0895	0,0391*
Março	0,4518	0,0338	0,0869	0,7107
Abril	0,5935	0,0092	0,0918	0,9027
Mai	0,5160	0,0182	0,0978	0,9472
Junho	0,5491	0,0388	0,0985	0,1239
Julho	0,5184	0,0254	0,0968	0,1191
Agosto	0,4822	0,0216	0,1024	0,8991
Setembro	0,4702	0,0477	0,0930	0,2868
Outubro	0,4912	0,0592	0,0859	0,2150
Novembro	0,4839	0,0308	0,0905	0,0939
Dezembro	0,4849	0,0608	0,0847	0,0298*

*Valor significativo ao nível de 5%

Os parâmetros da distribuição Geométrica refletem a sazonalidade da precipitação, com menores valores do parâmetro ρ no verão, quando as chuvas tem duração maior, e maiores valores no inverno, quando as chuvas tem menor duração. Todos

os valores de Dmax foram inferiores aos valores críticos, indicando que pelo teste de Kolmogorov-Smirnov a distribuição Geométrica pode ser usada. O maior valor Dmax observado foi de 0,0608, para o mês de dezembro, indicando diferença de 6,08% entre as frequências observadas e as frequências estimadas pela distribuição geométrica. Em outubro essa diferença foi de 5,92% e nos demais meses inferior a 5% mostrando a boa aderência das séries ajustadas. Pelo teste Qui-quadrado, observa-se que em fevereiro e dezembro o valor p foi inferior ao nível de significância ($\alpha = 0,05$), rejeitando a hipótese de aderência desta distribuição.

O método da máxima verossimilhança permite estimativas diferentes do parâmetro k em relação ao método dos momentos. Normalmente os métodos de máxima verossimilhança tendem a produzir melhores estimativas dos parâmetros. No entanto, observa-se que a distribuição Binomial Negativa Truncada com parâmetros estimados pelo método dos momentos (DBNT-MM) obteve-se menores valores de Dmax em relação aos parâmetros estimados pelo método da máxima verossimilhança (DBNT-MV) (Tabela 3).

Tabela 3. Parâmetros da Distribuição Binomial Negativa Truncada com parâmetros estimados pelos métodos dos momentos (DBNT-MM) e máxima verossimilhança (DBNT-MV) e resultados dos testes de Kolmogorov-Smirnov e Qui-quadrado.

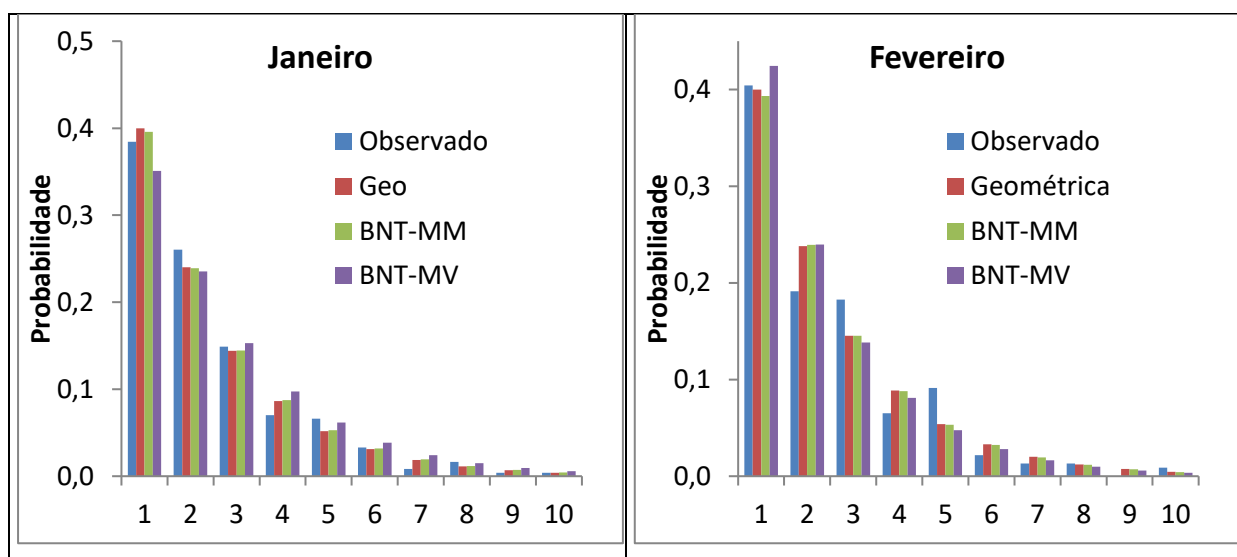
Mês	DBNT-MM				DBNT-MV			
	w	k	Dmax	p-valor χ^2	w	k	Dmax	p-valor χ^2
Janeiro	0,3944	0,9937	0,0143	0,6585	0,3944	1,2156	0,0585	0,4482
Fevereiro	0,3965	1,0153	0,0368	0,0371*	0,3965	0,8719	0,0683	0,0123*
Março	0,5425	1,7105	0,0143	0,8367	0,5425	1,8292	0,0319	0,7712
Abril	0,5188	0,5640	0,0084	0,9752	0,5188	0,6626	0,0206	0,9059
Mai	0,4727	0,7547	0,0168	0,9490	0,4727	0,8615	0,0357	0,2652
Junho	0,6933	0,2366	0,0400	0,1427	0,6933	1,9219	0,0775	0,0205*
Julho	0,6397	2,0159	0,0345	0,1446	0,6397	1,5861	0,0607	0,0059*
Agosto	0,5300	1,3112	0,0219	0,8099	0,5300	1,1015	0,0537	0,4577
Setembro	0,5950	2,0813	0,0385	0,4714	0,5950	2,3216	0,0691	0,3087
Outubro	0,7333	3,9786	0,0150	0,9318	0,7333	4,1223	0,0261	0,8921
Novembro	0,4955	1,0870	0,0336	0,0941	0,4955	1,1037	0,0364	0,0963
Dezembro	0,7291	3,9841	0,0115	0,9327	0,7291	4,3298	0,0280	0,6881

O teste Qui-quadrado rejeitou as distribuições ajustadas pelo método da máxima verossimilhança para os meses de fevereiro, junho, julho, e somente para o mês de fevereiro quando os parâmetros foram estimados pelo método dos momentos. Os

valores de p do teste Qui-quadrado para a DBN-MM foram superiores aos valores obtidos com a DBNT-MV, confirmando a melhor aderência da DBNT-MM.

Os valores de D_{max} obtido com a DBNT-MM foram menores que os valores obtidos com a DBNT-MV. O maior valor observado de D_{max} para DBNT-MM foi de 0,040, indicado somente 4% de diferença entre as frequências observadas e estudadas, evidenciando a aderência dos dados à distribuição ajustada. Na maioria dos meses os valores de D_{max} obtidos com a DBNT-MM foram inferiores aos valores obtidos com a distribuição Geométrica. Estes resultados estão de acordo com Assis et al. (1996), que observaram que embora a distribuição Binomial Negativa Truncada tenha se mostrado superior, a distribuição Geométrica se ajusta bem para a análise de sequência de dias secos ou chuvosos. Também Mesquita et al. (2013) consideraram a Distribuição Binomial Negativa Truncada com parâmetros estimados pelo método dos momentos como adequada para estimar as probabilidades de ocorrências de dias chuvosos em Goiás

Nas Figuras 1 e 2 se pode visualizar as frequências observadas e as probabilidades calculadas para eventos de dias consecutivos de chuva com duração de 1 a 10 dias. Fica evidenciada a aderência das distribuições geométrica e DBNT-MM. No mês de fevereiro, observa-se que para a sequência de dois dias chuvosos os três modelos testados superestimaram a frequência observada, e para a duração de 3 e 5 dias houve subestimativa dos modelos, implicando na rejeição dos modelos pelo teste Qui-Quadrado.



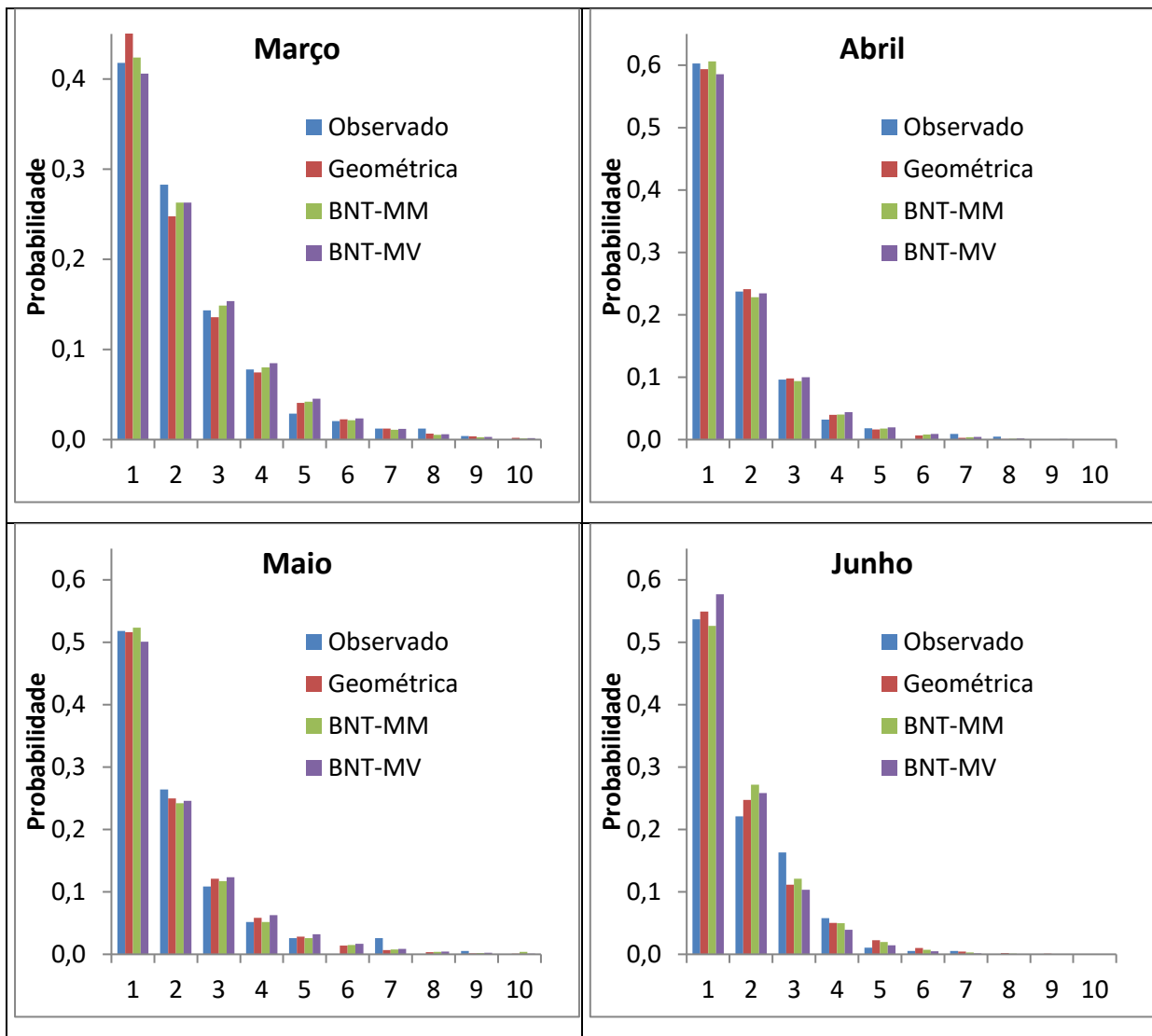
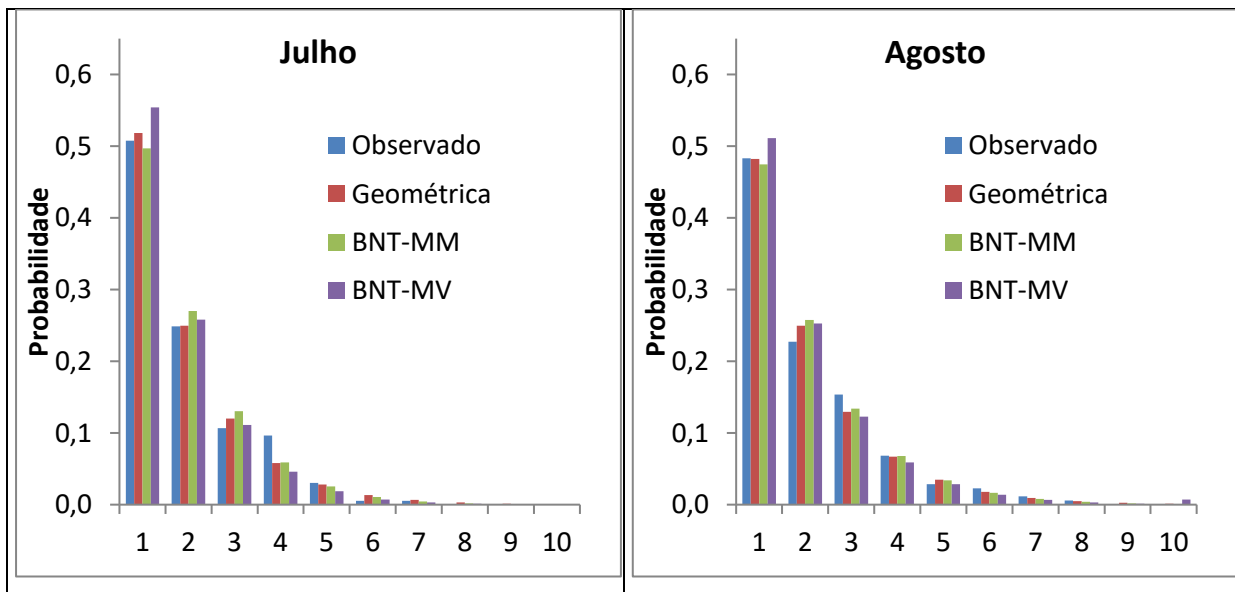


Figura 1. Probabilidade de dias consecutivos de chuva para os meses de janeiro a junho, de Urussanga, SC. (Fonte: Dos autores)



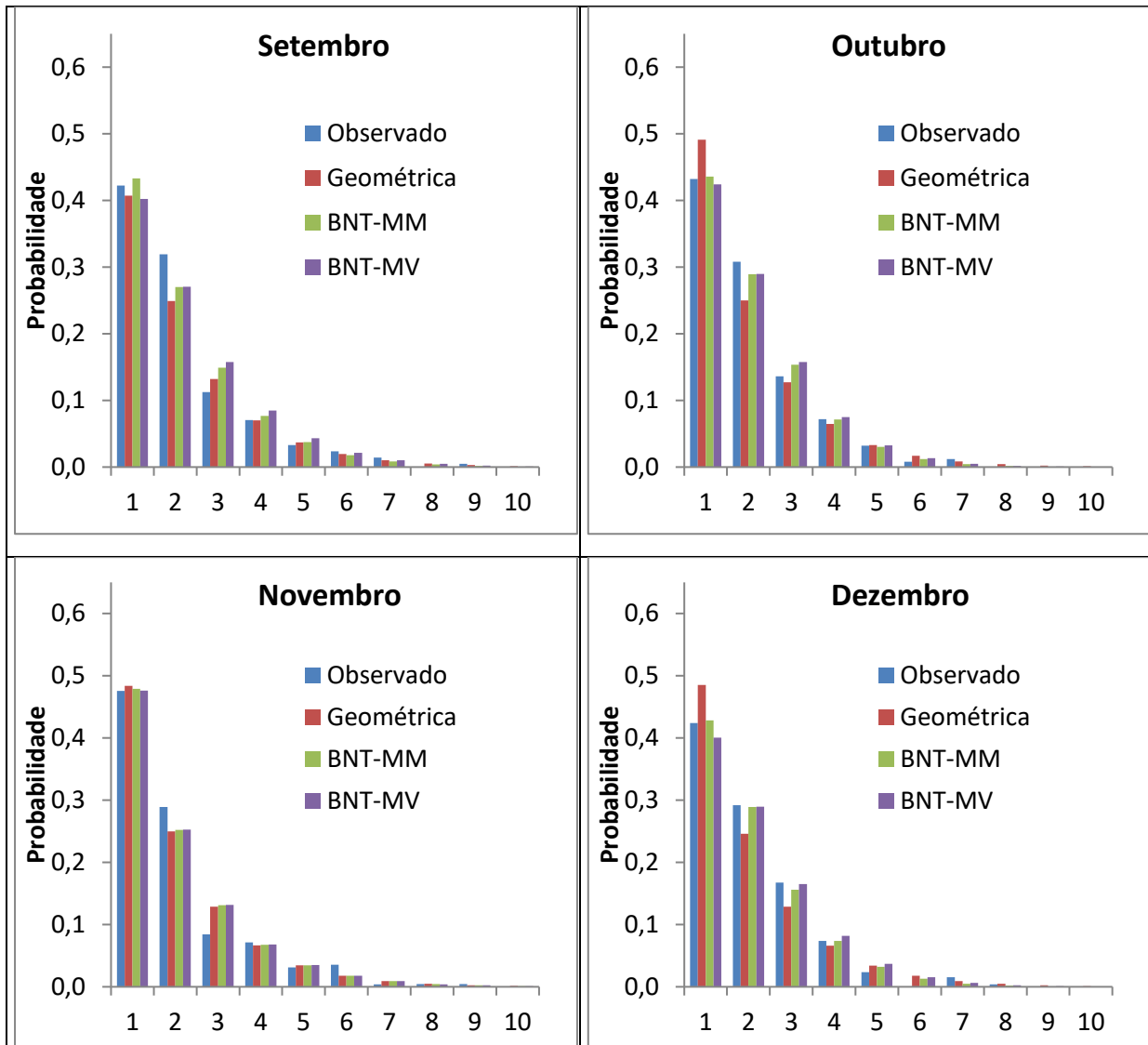


Figura 2. Probabilidade de dias consecutivos de chuva para os meses de julho a dezembro, de Urussanga, SC. (Fonte: Dos autores)

Com os DBNT-MM estima-se que em janeiro a probabilidade de ocorrer até 3 dias consecutivos de chuva é de 77,91%, havendo portanto, risco de 22,09% de ocorrer uma sequência superior a 3 dias chuvosos (Tabela 4). De abril a julho este risco é inferior a 12%, sendo o menor risco no mês de junho (8,1%). Para a duração superior a 5 dias o risco no mês de janeiro e fevereiro é ligeiramente superior a 8% e nos demais meses este risco é inferior a 5%.

Tabela 4. Probabilidade de ocorrer sequência de até 3 ($P[x \leq 3 \text{ dias}]$) e até 5 ($P[x \leq 5 \text{ dias}]$) dias consecutivos de chuva com os respectivos riscos de superar para Urussanga, SC.

Mês	$P[x \leq 3 \text{ dias}]$	$P[x > 3 \text{ dias}]$	$P[x \leq 5 \text{ dias}]$	$P[x > 5 \text{ dias}]$
Janeiro	0,7791	0,2209	0,9192	0,0808
Fevereiro	0,7776	0,2224	0,9187	0,0813
Março	0,8353	0,1647	0,9573	0,0427
Abril	0,9277	0,0723	0,9856	0,0144
Mai	0,8827	0,1173	0,9604	0,0396
Junho	0,9190	0,0810	0,9884	0,0116
Julho	0,8975	0,1025	0,9819	0,0181
Agosto	0,8659	0,1341	0,9674	0,0326
Setembro	0,8522	0,1478	0,9665	0,0335
Outubro	0,8786	0,1214	0,9805	0,0195
Novembro	0,8618	0,1382	0,9639	0,0361
Dezembro	0,8733	0,1267	0,9792	0,0208

4 CONCLUSÕES

Com base nas observações obtidas com os dados da estação meteorológica de Urussanga, pode-se obter as seguintes conclusões:

- 1) A distribuição Binomial Negativa Truncada com parâmetros estimados pelo método da máxima verossimilhança mostrou pior desempenho comparada a distribuição Binomial Negativa Truncada com parâmetros estimados pelo método dos momentos;
- 2) A distribuição Geométrica, embora apresentou desempenho ligeiramente inferior à distribuição Binomial Negativa Truncada, se ajusta bem para a análise de sequência chuvosos.
- 3) Os parâmetros dos modelos testados refletem a variabilidade sazonal das características da precipitação.
- 4) Nos meses de janeiro e fevereiro o risco de ocorrer sequência acima de três dias chuvosos é superior a 22%.

5 REFERÊNCIAS

ALVARES, C. A. et al. Köppen's climate classification map for Brazil, Meteorologische Zeitschrift, Vol. 22 No. 6, pp. 711-728, 2014.

ARAI, F. K et al. Espacialização da precipitação e erosividade na bacia hidrográfica do Rio Dourados – MS, Engenharia Agrícola, v. 30, n. 5, p. 922-931, 2010.

ASSIS, F. N.; ARRUDA, H. V.; PEREIRA, A. R. Aplicações de estatística à climatologia. Ed. Universitária, UFPEL, Pelotas. 1996. 161p.

ATAÍDE, L. T. et al. The probability of potentially useful work days during the year in Londrina. Semina: Ciências Agrárias, Londrina, v.33, n.6, p.2215-2226, 2012.

ALCANTARA, P. B.; OLIVEIRA, A. Á. D. de; OTSUK, I. P. Predição de dias sem chuva na época chuvosa para quatro regiões do Estado de São Paulo. Boletim da Indústria Animal, Nova Odessa, v.56, n.1, p. 35-46, 1999.

BACK, Á. J.; MIGUEL, L. P. Analysis of the stochastic model of the Markov chain on daily rainfall occurrence in the state of Santa Catarina, Brazil. Management of Environmental Quality, v.28, n.1, p.2-16, 2017.

BACK, Á. J. et al. Modelagem estocástica da sequência de dias secos e chuvosos de Garuva-SC. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES, Goiânia, pp. 1-11, 2013.

CAVALCANTE, A. L.; SILANS, A. M. B. P. de. Modelo estocástico de desagregação da chuva diária em eventos sub-diários para a Região Litorânea do Nordeste. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.17, n.3, p.39-48, 2012.

CAVALCANTI, I. F. A. et al. Tempo e clima no Brasil. Oficina de Textos, São Paulo, 2009, 463pp.

CINDRIC, K.; PASARIC, Z.; GAJIC-CAPKA, M. Spatial and temporal analysis of dry spells in Croatia. Theoretical and Applied Climatology, v. 102, n. 1-2, p. 171-184, 2010.

CUNHA, G. R., HAAS, J. C.; ASSAD, E. D. “Zoneamento de riscos climáticos para a cultura do trigo no Rio Grande do Sul. Boletim Fepagro, Porto Alegre, v. 5 n. 1, p. 1-8, 1998.

DENI, S. M.; JEMAIN, A. A. Fitting the distribution of dry and wet spells with alternative probability models. Meteorology and Atmospheric Physics, v. 104, n. 1-2, p. 13-27, 2009.

DAVUDIRAD, A. A.; SADEGHI, S. H.; SADODDIN, A. The Impact of development plans on hydrological changes in the Shazand Watershed Iran. Land Degradation & Development v. 27, p.1236-1244, 2016.

DUFLOTH, J. H. et al. *Estudos básicos regionais de Santa Catarina*. Florianópolis: Epagri, 2005. CD-ROM.

GRIMM, A. M. Clima da região Sul do Brasil, In: Cavalcanti, I.F.A. Tempo e Clima no Brasil. São Paulo, Oficina Textos. p. 259-275, 2009.

GRIMM, A. M.; FERRAZ, S.; GOMES, J. Precipitation Anomalies in Southern Brazil Associated with El Niño and La Niña Events. Journal of Climate 11(11): 2863-2880, 1998.

HAZBAVI, Z.; SADEGHI, S. H. R. Potential effects of vinasse as a soil amendment to control runoff and soil loss. Soil n. 2, p.71-78, 2016.

- LANA, X. et al. Statistical distributions and sampling strategies for the analysis of extreme dry spells in Catalonia (NE Spain). *Journal of Hydrology*, v. 324, n. 1-4, p. 94-114, 2006.
- LARROCHA, C. S. de et al. Trends in dry spells across Catalonia (NE Spain) during the second half of the 20th century. *Theoretical and Applied Climatology*, v. 85, n.3, p.165-183, 2006.
- MESQUITA, W. O.; GRIEBELER, N. P.; CORRECHEL, V. Sequências de dias chuvosos: fator de risco a colheita em Goiás, *Engenharia Agrícola*, v. 33, n. 3, p. 463-474, 2013.
- MINUZZI, A et al. Qualidade de sementes de quatro cultivares de soja, colhidas em dois locais no estado do Mato Grosso do Sul. *Revista Brasileira de Sementes*, v. 32, n. 1, p. 176-185, 2010.
- MONTEIRO, M. A. Caracterização climática do estado de Santa Catarina: uma abordagem dos principais sistemas atmosféricos que atuam durante o ano. *Geosul*, v. 16, n. 31, p. 69-78, 2001.
- NAGHETTINI, M.; PINTO, E. J. A. *Hidrologia Estatística*. CPRM, 2007.
- SHAW, E. M. et al. *Hydrology in practice*. 4th. ed., Spon Press (Taylor and Francis), 2010.
- PRUDÊNCIO, R. S.; GEREMIAS, R.; VEADO, R. W. A. Análise do ritmo pluviométrico do litoral catarinense. In: *Anais do XI Congresso Brasileiro de Agrometeorologia*, Florianópolis, Sociedade Brasileira de Agrometeorologia; 1999.
- SMIDERLE, O. J.; DIAS, C.T.S. Época de colheita e armazenamento de sementes de arroz produzidas no cerrado de Roraima. *Revista agro@ambiente*, v.5, n.1, p.18-23, 2011.
- TEIXEIRA, M. S.; SATYAMURTY, P. Episódios de chuvas intensas na região sul do Brasil. Parte I: Configuração sinópticas associadas. In: *Anais do XIII Congresso Brasileiro de Meteorologia [CD-ROM]*. Fortaleza. Sociedade Brasileira de Meteorologia; 2004.
- WILKS, D. S. *Statistical methods in the atmospheric sciences*. Elsevier Academic Press, 2006. 627p.