



Análise dos Resultados de ISC e Cisalhamento Direto em Misturas de Solo-cimento em Solos Residuais de Biguaçu/SC

Wellington Borba Broering

Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, wellington.bb@posgrad.ufsc.br

Patricia Odozynski da Silva

Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, patricia.odozynski@gmail.com

Julia Bellozupko Bruschi

Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, juliabellozupko10@gmail

Camilla da Silva Barbosa

Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, camillabarbosa94@gmail.com

Fábio Krueger da Silva

Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, fabio.krueger@ifsc.edu.br

RESUMO: A pesquisa analisou a influência do cimento nos ensaios de caracterização mecânica, sobretudo de determinação do ISC, expansão e cisalhamento direto, comparando amostras de solo natural e estabilizadas quimicamente com cimento a 3 e a 7% em massa de solo seco. O estudo foi realizado em solos residuais de granito originados da região rural do município de Biguaçu/SC. O solo natural apresentou uma expansão de 0,54%, enquanto que os espécimes com incorporação de cimento apresentaram expansão praticamente nula. Os valores de ISC resultaram em 4, 70 e 175% para solo natural, com 3 e 7% de cimento, respectivamente. Obteve-se coesão e ângulo de atrito iguais a 9,1 kPa e 30,2°, respectivamente, para a amostra natural, enquanto que resultaram em 54,3 kPa e 9,5° para a amostra com 3% e 194,5 e 9,1° para a amostra com 7% de incorporação. Os maiores valores de coesão ficam por conta da cimentação resultante entre o solo e o aditivo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização Química, Incorporação de Cimento, Solo-cimento, Determinação do ISC, Expansão do Solo, Cisalhamento Direto.

1 INTRODUÇÃO

Em engenharia, os solos e lateritas são considerados materiais de construção e de sustentação de obras. Em rodovias são os solos, em geral, que compõem as camadas de suporte de um pavimento, representadas essencialmente pelo subleito, sub-base, base e revestimento. Em virtude disso, esses precisam apresentar propriedades específicas que confirmam estabilidade e resistência mecânica aos esforços e cargas aos quais serão submetidos durante toda a vida útil (AZEVEDO *et al.*, 1998).

O Brasil apresenta um vasto território com uma variabilidade muito grande de solos. No entanto, existem situações em que o material encontrado não apresenta as características geotécnicas exigidas, restando, resumidamente, três opções a serem avaliadas (AZEVEDO, 2010): a substituição do solo existente por outro, cujo comportamento seja satisfatório; a estabilização química ou mecânica desse solo; e a modificação do dimensionamento do projeto.

Em se tratando da segunda opção, que diz respeito à estabilização química ou mecânica do solo, possibilita a utilização do material



disponível no local da obra, o que reduz drasticamente o custo do transporte de material de melhor qualidade de outra jazida, o tempo para execução e o momento de transporte da camada estabilizada.

A atual conjuntura aponta para a otimização dos recursos disponíveis no local da construção ou nas imediações, viabilizando logística e economicamente os empreendimentos. Rissardi, Bertazo e Johann (2017) apontam que a estabilização artificial de solos com a adição de substâncias que melhoram suas propriedades tem resultado em projetos de sucesso por parte da engenharia geotécnica. As principais substâncias utilizadas como estabilizadores químicos nos solos são o cimento Portland, cal, pozolanas, materiais betuminosos, resinas e cinzas volantes (BUENO, 2011 *apud*. RISSARDI; BERTAZO; JOHANN, 2017).

A execução da mistura de solo e cimento implica em uma série de cuidados, havendo a necessidade do composto ser bem dosado, os prazos de mistura, espalhamento e compactação máximos devem ser respeitados, minimização da ocorrência excessiva de trincas por retração, subleito com boa capacidade de suporte para garantir uma compactação eficiente e liberação do tráfego após 14 dias de cura (BERNUCCI *et al.*, 2010). Apesar do cimento ser adicionável a quase todos os tipos de solos, é necessário ter cuidado com argilas muito plásticas e com percentual superior a 2% de matéria orgânica, o que implica em maiores teores do aditivo (SANDRONI; COSOLI, 2010).

Sendo assim, utilizando a técnica de solo-cimento, a presente pesquisa busca analisar a influência do cimento nos resultados de ensaios de índice de suporte Califórnia, expansão e cisalhamento direto, comparando amostras de solo natural e amostras estabilizadas quimicamente com cimento a 3% e a 7% em massa de solo seco. O intuito da pesquisa foi verificar os ganhos de resistência com a incorporação de cimento no solo estudado e o atendimento dos padrões normativos.

2 MATERIAL E LOCAL DE ESTUDO

A pesquisa foi realizada em solos residuais de granito da região rural do município de Biguaçu, em Santa Catarina. O talude objeto deste estudo faz parte do Complexo Canguçu, sendo massas rochosas com formas diferenciadas, preferencialmente alongadas na direção NE-SW ou NNE-SSW. As coordenadas geográficas do ponto de estudo são 27°28'09.89" S e 48°43'20.58" W. A região de estudo se encontra em uma área com eminência de solo Podzólico Vermelho-Amarelo Álico, usualmente bem drenados, com grandes quantidades de argila de atividade baixa e textura variada, presença ou não de cascalhos, calhaus e matacões.

As amostras foram coletadas em um ponto ao pé do talude, conforme apresentado na Figura 1, utilizando ferramentas como pá e picareta, envolvendo posteriormente todo o material em sacos plásticos para transporte até o Laboratório Tecnologia dos Materiais e Solos (LSTM) do IFSC.



Figura 1. Talude estudado pelos autores da pesquisa, com indicação do ponto da coleta da amostra, ao pé do talude de corte.

A escolha desse talude foi pelo conhecimento da sua utilização em obras de pavimentação como um material constituinte das camadas do pavimento de obras na região. Com a escavação do material foi possível realizar uma prévia classificação tátil-visual.

O cimento utilizado para a estabilização



química foi o Portland IV. É um cimento pozolânico que possui alta resistência química para a fabricação de concretos e argamassas para ambientes mais agressivos, além de obras que requerem melhores durabilidades. Dias (2012) aponta que ele é essencialmente indicado para pavimentos rodoviários, ambientes marítimos, concretagens em meios agressivos e misturas de solo-cimento.

3 METODOLOGIA

3.1 Ensaios de determinação do ISC e expansão

O ensaio de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou Ensaio CBR é utilizado para a avaliação de resistência de um solo compactado, sobretudo da sua resistência ao esforço cortante. Trata-se de um índice numérico calculado a partir de um ensaio nas condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. Em um primeiro momento é feita a determinação das propriedades expansivas do material e, posteriormente, a determinação do ISC. O ISC é a relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão em um corpo de prova de solo e a pressão necessária para produzir a mesma penetração em uma brita padronizada com deformações de 0,1” e 0,2”.

Desta forma, foram realizados ensaios de determinação do ISC de acordo com a NBR 9895/2016 (ABNT, 2016f) para as três condições de estudo: solo natural, solo melhorado com cimento a 3% e solo-cimento com 7% de incorporação, esses dois últimos utilizando cimento Portland CP IV. Sobretudo, esse ensaio se divide em duas etapas: expansão e penetração. Os ensaios de determinação do ISC e expansão tiveram sua preparação e moldagem realizadas no LSTM/IFSC, sendo posteriormente medidas as expansões e o rompimento dos corpos de prova nos equipamentos disponibilizados pelo Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da UNISUL.

A expansão de um solo compreende seu

aumento de volume quando submetido a uma condição de imersão em água, associado, praticamente, apenas a solos com elevada fração de finos (silte e argila), pois, devido à grande superfície específica, apresentam elevada capacidade de hidratação das partículas, sendo que as frações finas tendem a sofrer tensões de repulsão quando inundadas.

Para a etapa de expansão foi moldado um corpo de prova para cada teor estudado e de acordo com os ensaios de compactação, totalizando três corpos de prova. Fez-se uso do cilindro Proctor grande, colocando-se o disco espaçador e papel-filtro na sua superfície, com o soquete grande, usando a energia normal de compactação, sendo 5 camadas, cada camada com 12 golpes do soquete caindo a uma altura de 45 cm (NBR 9895/2016).

As amostras foram transferidas para um tanque com água onde ficaram aproximadamente 4 dias (96 horas) imersos, de tal forma que a água banhou o material tanto pelo topo quanto pela base, com realização de leituras de expansão a partir de um extensômetro com precisão de 0,01 mm, medidas a cada 24 horas. Ao fim das 96 horas foi calculada a expansão acumulada.

Após esse procedimento os corpos de prova foram levados até a prensa de CBR, instalando-se o conjunto molde cilíndrico com corpo de prova e sobrecarga na prensa. Aplicou-se o carregamento com velocidade de 1,27 mm/min, anotando-se a carga e a penetração a cada 30 segundos, até decorrido o tempo de 8 minutos. Com os resultados tornou-se possível traçar a curva “Pressão x Penetração”, corrigindo os efeitos provenientes da irregularidade do corpo de prova. Sendo assim, utilizou-se a Equação 1 e a Equação 2 normativas:

$$\text{CBR (\%)} = \frac{P_1}{6,9} \times 100 \text{ (MPa)} \quad (1)$$

$$\text{CBR (\%)} = \frac{P_2}{10,35} \times 100 \text{ (MPa)} \quad (2)$$

Onde:



P_1 = Pressão corrigida equivalente à penetração de 0,1”;

P_2 = Pressão corrigida equivalente à penetração de 0,2”.

Adotou-se, portanto, o maior valor.

3.2 Ensaios de cisalhamento direto

No presente estudo foram realizados ensaios de cisalhamento direto na condição inundada, sendo sua preparação e moldagem realizadas no LSTM/IFSC, com posterior rompimento utilizando os equipamentos disponibilizados pelo LEC/UNISUL. Os corpos de prova foram coletados a partir da moldagem de seis cilindros grandes de compactação (dois para cada teor, considerando a amostra natural, amostras com 3 e 7% de incorporação de cimento), em que foram retirados três corpos de prova para cada teor em moldes quadrados com 60 mm de lado e 20 mm de altura. O ensaio foi realizado de acordo com as recomendações da ASTM D3080/04 (ASTM, 2004) e a preparação do ensaio com base na norma NBR 6457/2016 (ABNT, 2016a), com secagem do material até a umidade higroscópica, além do procedimento realizado no ensaio de compactação, para moldagem dos cilindros.



Figura 2. Cravação do molde quadrado no cilindro Proctor grande moldado, com sua posterior retirada para a etapa de consolidação.

Após a cravação do molde quadrado, escavando-se as laterais para a entrada do equipamento, retirou-se o conjunto do cilindro, aplainando-se as duas superfícies (Figura 2) e colocou-se na caixa de cisalhamento contendo o

corpo de prova entre pedras porosas e placas dentadas, com a amostra na parte intermediária, inundando-se o sistema. Posteriormente, foi colocado o cabeçote para aplicação da tensão vertical, com ajuste do transdutor vertical para início da consolidação da amostra. A finalização da consolidação se deu após a estabilização das deformações.

O início do cisalhamento ocorreu após os ajustes do transdutor horizontal e da célula de carga, que mede a força cisalhante desenvolvida durante o ensaio. Após esta etapa, iniciou-se a ruptura drenada da amostra. Para garantir a condição de ruptura drenada do material utilizou-se a condição de deformação controlada a partir de uma taxa constante de deslocamento cisalhante lenta, medida a partir de um extensômetro horizontal de acordo com as condições normativas (ASTM, 2004).

Foram realizados 3 estágios de carregamento vertical. As forças normais utilizadas para os estágios 1, 2 e 3 foram de 0,1 kN, 0,3 kN e 0,5 kN, respectivamente, resultando em tensões normais aproximadas de 29 kPa, 89 kPa e 148 kPa. Dessa forma, foram ensaiados 3 corpos de prova para cada teor estudado (natural, 3% e 7% de incorporação de cimento), com um corpo de prova para cada estágio de carregamento vertical, totalizando 9 corpos de prova.

Foi garantido o comportamento drenado a partir da velocidade controlada de 0,001 mm a cada 43 segundos, resultando em $2,33 \cdot 10^5$ mm/s. A etapa de cisalhamento só era iniciada quando a deformação vertical estivesse estabilizada, garantindo que as amostras ficassem algumas horas no estágio de consolidação buscando a maior saturação possível.

4 RESULTADOS

4.1 Ensaios de determinação do ISC e expansão

A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio de expansão realizado em laboratório.



Observa-se que o solo natural apresentou uma expansão de 0,54%, enquanto que os corpos de prova com incorporação de cimento apresentaram expansão praticamente nula (0,01% calculado). Esses resultados de expansão se devem, sobretudo, ao processo de cimentação resultante das amostras, encontrando valores esperados semelhantes aos encontrados por Chrusciak e Matos (2016) em suas pesquisas com solos moles.

Tabela 1. Resultados obtidos a partir do ensaio de expansão.

AM	EXP (%)	MEAS (g/cm ³)
Solo natural	0,54	1,594
3% de cimento	0,01	1,598
7% de cimento	0,01	1,567

Legenda: AM: Amostra; EXP: Expansão; MEAS: Massa específica aparente seca.

Após a etapa de expansão prosseguiu-se para o ensaio de ISC, com retirada dos corpos de prova do tanque de imersão, deixando-se escorrer a água por cerca de 15 minutos e levando o corpo de prova à prensa de ISC.

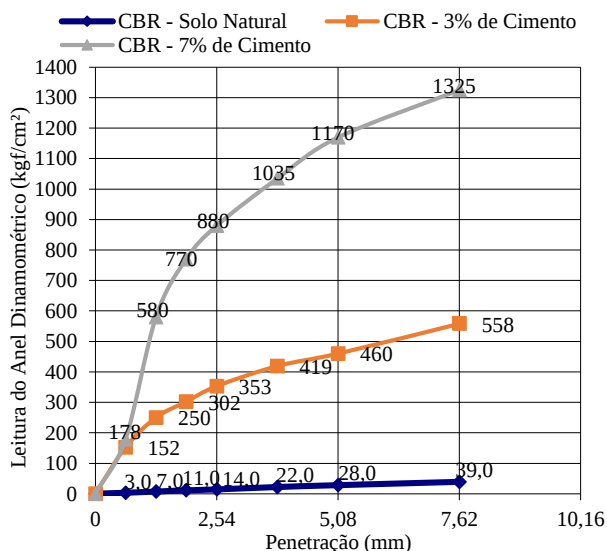


Figura 3. Curvas obtidas a partir dos ensaios de determinação do ISC/CBR para o solo natural, solo com 3% de incorporação de cimento e solo com 7% de incorporação de cimento.

O índice ISC pode ser calculado em função das fórmulas normativas determinadas pelas Equações 1 e 2. É importante ressaltar que a

pressão corrigida é calculada em função da Equação 3.

Como apresentado, as leituras do ensaio são realizadas em diferentes pontos de penetração, utilizando-se apenas duas leituras, que seriam as de 2,54 e 5,08 mm. Construiu-se, a partir disso, a Figura 3, com as curvas de CBR que retratam a penetração (em mm) em função da leitura do anel dinanométrico (em kgf/cm²). A partir desses resultados é possível determinar o valor de ISC para as pressões padrões estabelecidas.

Adotando-se os maiores valores para cada situação encontramos que o ISC para a amostra de solo com incorporação de 3% de cimento é igual a 70%, enquanto que o ISC para a amostra de solo com incorporação de 7% de cimento é igual a 175%. A Tabela 2 apresenta um resumo com os resultados obtidos a partir da curva e dos cálculos na determinação do Índice de Suporte Califórnia.

$$P_{\text{corrigida}} = \frac{F}{A} \times P_{\text{anel dinanométrico}} \quad (3)$$

Onde:

F = força exercida pelo pistão de penetração no solo, correspondente à equação da curva de calibração do anel dinanométrico, nesse caso igual a 25,457x (N);

A = área do pistão, igual a 19,26 cm²;

P_{anel dinanométrico} = pressão correspondente encontrada a partir do anel dinanométrico (kgf/cm²);

P_{corrigida} = pressão corrigida calculada a partir da equação normativa representada (kgf/cm²).

Tabela 2. Resultados obtidos a partir do ensaio de determinação do ISC/CBR.

AM	CBR (%)	MEAS (g/cm ³)
Solo natural	4	1,594
3% de cimento	70	1,598
7% de cimento	175	1,567

Legenda: AM: Amostra; MEAS: Massa específica aparente seca.

Conforme esperado, os valores de ISC cresceram em função do aumento do teor de incorporação de cimento, da mesma forma como



concluíram Chrusciak e Matos (2016). A Figura 4 apresenta os teores de incorporação de cimento em função dos valores de CBR, com a construção da curva de Teor de Cimento x ISC.

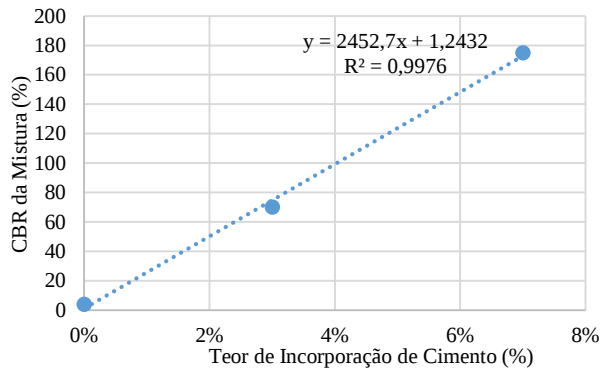


Figura 4. ISC do solo natural e solo com teores de 3 e 7% de incorporação.

Chrusciak e Matos (2016) em suas pesquisas com solos moles do campus de Paricarana, da Universidade Federal de Roraima (UFRR), concluíram que a curva de Teor de Cimento x CBR apresenta um comportamento linear de crescimento, conclusão esta também obtida na presente pesquisa.

4.2 Ensaio de cisalhamento direto

A Figura 5 e a Figura 6 apresentam a Deformação Horizontal pela Tensão Cisalhante e a Deformação Horizontal pela Deformação Vertical, respectivamente, para os três estágios ensaiados.

A Figura 7 apresenta a envoltória de Mohr-Coulomb para a condição inundada, considerando a amostra de solo Natural. A Tabela 3 apresenta o resumo dos índices físicos obtidos, considerando a amostra de solo Natural. Vale ressaltar que os valores de peso específico natural e peso específico seco são estimados a partir dos corpos de prova moldados, não representando os valores reais obtidos nos ensaios específicos. Contudo, observa-se também grande aproximação.

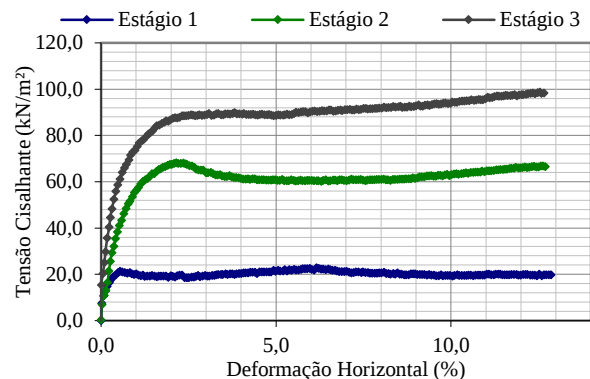


Figura 5. Resultado da Deformação Horizontal (%) x Tensão Cisalhante (kN/m²) da amostra de Solo Natural.

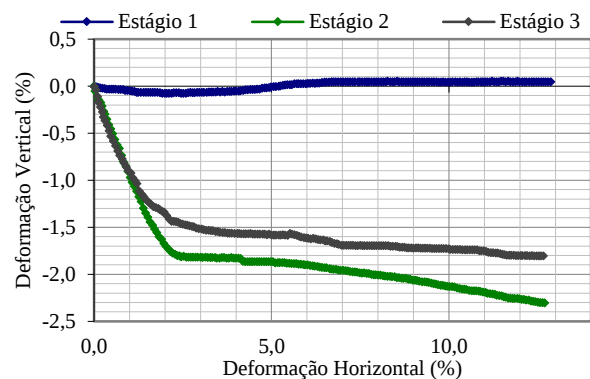


Figura 6. Resultado da Deformação Horizontal (%) x Deformação Vertical (%) da amostra de Solo Natural.

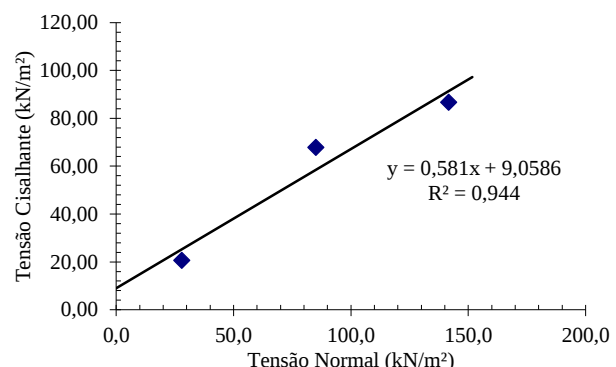


Figura 7. Envoltória de Mohr-Coulomb para a amostra Natural na condição inundada.

Na Tabela 4, são mostrados resultados típicos de coesão e ângulo de atrito em solos residuais de granito oriundos de outras pesquisas. Alguns trabalhos apresentam dados nas condições de umidade natural e sob inundação.

Tabela 3. Resumo dos índices físicos obtidos para a



amostra de solo Natural.

E	CP	TU (%)	PEN (kN/m ³)	PES (kN/m ³)	DRP (g/cm ³)	IV
1	1	19,93	17,69	14,75	2,67	0,81
2	2	19,52	17,65	14,77	2,67	0,81
3	3	20,25	17,42	14,49	2,67	0,84

Legenda: E: Estágio; CP: Corpo de prova; TU: Teor de umidade; PEN: Peso específico natural; PES: Peso específico seco; DRP: Densidade real das partículas; IV: Índice de vazios.

Tabela 4. Parâmetros de resistência do cisalhamento direto em solos residuais obtidos em outras pesquisas.

Autor	Tipo de Solo	Inundado	
		c (kPa)	Φ (°)
Maccarini (1992)	Residual de gnaiss	31,3 – 72,6	30,1 – 37,9
Raimundo <i>et al.</i> (2002)	Residual de granito	5,2 – 16,82	26,6 – 35,9
Bevilaqua (2004)	Residual de granito	0 – 14,0	32,0 – 43,3
Meireles e Davison Dias (2004)	Residual de granito	6 – 15,9	30,4 – 35,4
Cardoso Jr. (2006)	Residual de gnaiss	5,4	32,0
Boehl (2011)	Residual de granito	4,5 – 20,8	26,6 – 41,6
Krueger (2015)	Residual de gnaiss	4,2 – 17,1	32,8 – 39,2
Esta pesquisa (2018)	Residual de granito	9,1	30,2

Fonte: Adaptado de Silva (2015).

Com relação aos resultados obtidos para as amostras com 3 e 7% de incorporação de cimento, a Figura 8 e a Figura 9 apresentam a Deformação Horizontal pela Tensão Cisalhante e a Deformação Horizontal pela Deformação Vertical, respectivamente, para os três estágios ensaiados, considerando a amostra com 3% de incorporação, enquanto a Figura 10 e a Figura 11 apresentam a Deformação Horizontal pela Tensão Cisalhante e a Deformação Horizontal pela Deformação Vertical, respectivamente, para os três estágios ensaiados, considerando a amostra com 7% de incorporação.

Analisando os gráficos de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal é fato esperar um modo de ruptura mais nítido nas amostras cimentadas. Devido ao aumento da cimentação entre as partículas o momento da quebra fica

mais evidenciado nos gráficos, principalmente para baixas tensões confinantes.

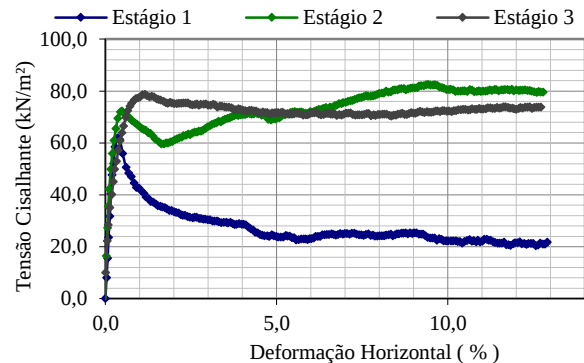


Figura 8. Resultado da Deformação Horizontal (%) x Tensão Cisalhante (kN/m²) da amostra de Solo com 3% de incorporação de cimento.

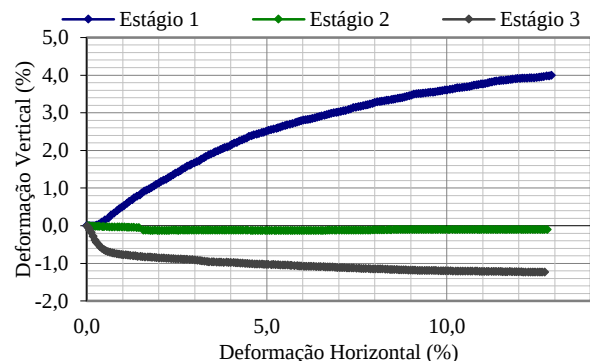


Figura 9. Resultado da Deformação Horizontal (%) x Deformação Vertical (%) da amostra de Solo com 3% de incorporação de cimento.

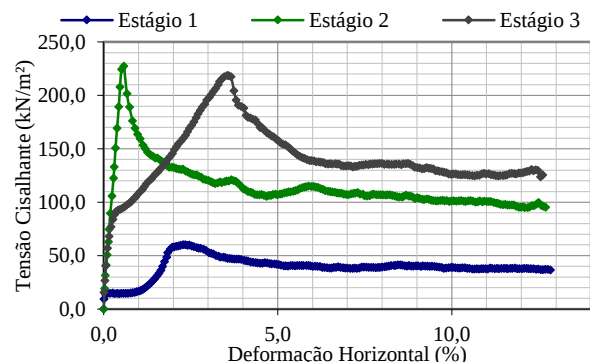


Figura 10. Resultado da Deformação Horizontal (%) x Tensão Cisalhante (kN/m²) da amostra de Solo com 7% de incorporação de cimento.

Por sua vez, analisando os gráficos de Deformação Vertical x Deformação Horizontal fica clara a influência do cimento na deformação vertical durante a realização do cisalhamento. O



processo natural de acomodação das partículas (redução do índice de vazios) para posterior aumento do índice de vazios (ruptura) não fica tão evidenciado nas amostras cimentadas. Com o aumento da deformação horizontal pode-se observar o aumento da expansão vertical do material. Essa situação pode ser explicada pelo fato de que o nível de cimentação é tão elevado que não permite a redução do índice de vazios.

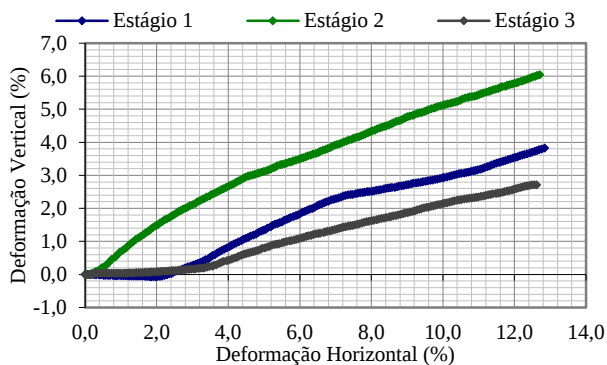


Figura 11. Resultado da Deformação Horizontal (%) x Deformação Vertical (%) da amostra de Solo com 7% de incorporação de cimento.

O Figura 12 e a Figura 13 apresentam a envoltória de Mohr-Coulomb para a condição inundada, considerando as amostras de solo com incorporação de 3 e 7% de cimento, respectivamente.

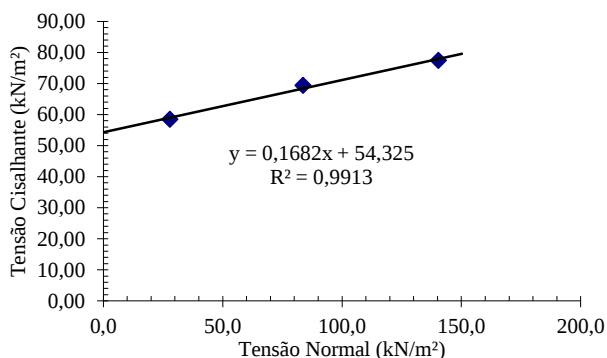


Figura 12. Envoltória de Mohr-Coulomb para a amostra com 3% de incorporação de cimento na condição inundada.

A partir dos resultados, destaca-se que as regressões lineares foram satisfatórias, com exceção da amostra com 7% de incorporação de cimento, em que o valor encontrado no estágio 1

ficou destoante dos outros resultados. Nota-se, sobretudo, no gráfico de Deformação Horizontal x Tensão Cisalhante, que a curva para o estágio 1 também ficou destoante das curvas dos demais ensaios. Dessa forma excluiu-se o estágio 1 da análise, observando-se, portanto, a construção final da Figura 14, com valores mais adequados para o r-quadrado e também para a equação da reta.

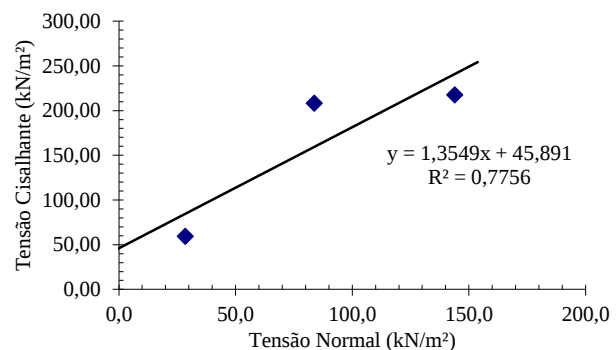


Figura 13. Envoltória de Mohr-Coulomb para a amostra com 7% de incorporação de cimento na condição inundada.

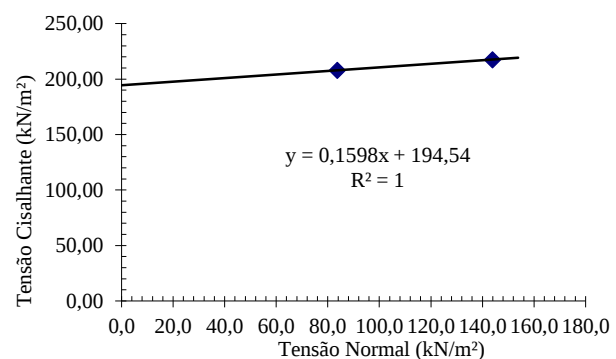


Figura 14. Envoltória de Mohr-Coulomb para a amostra com 7% de incorporação de cimento na condição inundada, excluindo-se o estágio 1 de ensaio.

Os resultados dos valores de coesão e ângulo de atrito, a partir da exclusão do estágio 1 para a análise do solo com 7% de incorporação de cimento, podem ser visualizados na Tabela 5.

Observando a Tabela 5 é possível constatar que os valores de coesão e ângulo de atrito obtiveram variações significativas em relação à incorporação ou não de cimento na mistura. Destacam-se os maiores valores de coesão nas amostras com incorporação de cimento devido a



cimentação resultante entre o solo e o aditivo químico. Com relação ao ângulo de atrito, observa-se que esse permanece quase invariável em relação às amostras com incorporação de cimento, no entanto, houveram variações significativas se comparadas com as amostras de solo natural.

Tabela 5. Propriedades de resistência a partir do cisalhamento direto, considerando as três amostras estudadas.

Amostra	Inundado	
	c (kPa)	Φ (°)
Amostra Natural	9,1	30,2
Amostra 3%	54,3	9,5
Amostra 7%	194,5	9,1

Sobretudo, Essa variação é explicada pelo fato dos valores de coesão serem tão elevados que a componente atritiva do material praticamente não foi solicitada durante o ensaio, em que grande parte do esforço cisalhante foi absorvido pela cimentação das partículas. Para avaliação do atrito em amostras cimentadas indica-se a aplicação de esforço normal de maior grandeza.

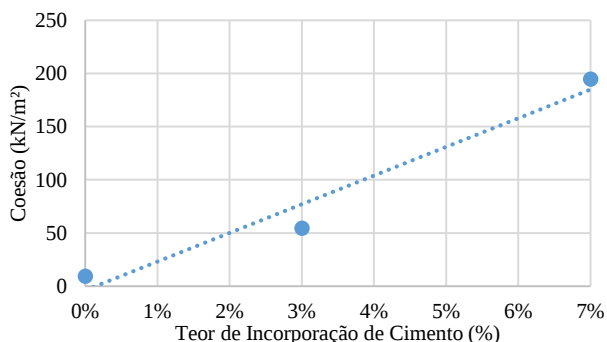


Figura 15. Análise da correlação entre a Coesão (kN/m²) versus Teor de Cimento (%).

Na Tabela 6, são expostos alguns parâmetros de resistência obtidos em outros locais e confrontado com os obtidos nesta pesquisa, em amostras naturais.

É possível concluir que a incorporação de cimento auxilia na resistência ao cisalhamento, devido a transferência de esforços dos grãos para as partículas cimentantes. Observa-se que, conforme se aumenta o teor de de cimento, maior

é o valor da coesão, indicando um crescimento praticamente linear (Figura 15).

Tabela 6. Solos residuais de granito – gnaiss – quartzito – micaxisto – filitos – siltitos e argilosos.

AM/PR	RO	PRC	
		c (kPa)	Φ (°)
Estrada d'Oeste (SP)	Granito	0,0	40,0
Ponte Nova (SP)	Gnaiss	18,0	30,0
Ponte Nova S1 (SP)	Granito	0,0	29,0
Vila Galvão (SP)	Gnaiss	10,0	28,0
Jaguari A-1 (SP)	Granito	24,0	27,0
Jaguari S-2 (SP)	Gnaiss	36,0	26,0
Cap. Cachoeira (PR)	Gnaiss	0,0	30,0
Jaguari S-1 (SP)	Gnaiss	23,0	29,5
Ponte Nova A-4 (SP)	Gnaiss	40,0	30,0
Jaguari A-2 (SP)	Gnaiss	39,0	27,7
Moinho Velho (SP)	Gnaiss	18,0	34,0
Cap. Cachoeira (PR)	Gnaiss	16,0	28,0
Micaxisto E-O	Micaxisto	0,0	34,0
Micaxisto-Paraibuna	Micaxisto	13,0	33,0
Silito E-O (SP)	Silito	10,0	30,0
Filito E-O (SP)	Filito	0,0	33,0
Água Vermelha MD (SP-MG)	Quartzito	10,0	26,0
Juqueri C (SP)	Filito	5,0	30,0
Encruzilhada 226 (SC)	Argilito	22,0	26,5
Juqueri A (SP)	Filito	18,0	31,5
Encruzilhada 225 (SC)	Argilito	20,0	23,5
Argilito E-O (SP)	Argilito	15,0	25,0
Lança (PR)	Silito	25,0	25,0
Biguaçu (SC)	Granito	9,1	30,2

Legenda: AM/PR: Amostra/Procedência; RO: Rocha de origem; PRC: Parâmetros de resistência ao cisalhamento. Fonte: Adaptado de May e Silva (2016).

Cruz (1969) realizou ensaios em um grande número de solos lateríticos compactados considerando seu estado natural (sem incorporações), fornecendo parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito (Φ), conforme apresenta a Tabela 6. Nota-se uma semelhança nos valores de coesão e ângulo de atrito (considerando o solo natural) para com o solo de origem de silito, da região Silito E-O (SP), classificando-se como um silte areno argiloso.

5 CONCLUSÕES

Nos ensaios de determinação do ISC e expansão observa-se que o solo natural apresentou uma



expansão de 0,54%, enquanto que os corpos de prova com incorporação de cimento apresentaram expansão praticamente nula (0,01% calculado). Esses resultados são consequência do processo de cimentação resultante das amostras.

Na determinação dos valores de ISC indica-se que o solo natural apresentou valor de 4%, enquanto as incorporações de 3 e 7% de cimento apresentaram valores de 70 e 175%, respectivamente. O crescimento da resistência é linear em função do aumento da incorporação de cimento.

A partir do ensaio de cisalhamento direto constatou-se que o solo natural apresentou, em condição inundada, um valor de coesão de 9,1 kPa e um ângulo de atrito de 30,2°. Os valores encontrados para a incorporação de 3% de cimento foram de 54,3 kPa para a coesão e 9,5° para o ângulo de atrito. Já para a incorporação de 7% de cimento os resultados foram de 194,5 kPa para a coesão e 9,1° para o ângulo de atrito.

Sobretudo, devido à transferência de esforços dos grãos para as partículas cimentantes, observa-se o aumento da resistência ao cisalhamento. Com o aumento do teor de incorporação há o aumento da coesão da mistura. A invariabilidade entre os ângulos de atrito das amostras com incorporação destacam a mesma natureza do material resultante.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, USA. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Brasil. 2016a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9895: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio. Brasil. 2016f.
- AZEVEDO, André Luis C. de. Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.
- AZEVEDO, J. M. N.; FERNADEZ, M. F.; ARAÚJO, R. Manual de Hidráulica. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 669p.
- BERNUCCI, Liedi Bariani et. al. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: Trama Criações de Arte, 2010.
- CHRUSCIAK, Mariana; MATOS, Alex Bortolon de. Análise da Mistura de Solo Mole do Campus Paricarana da UFRR com Cimento para Melhoria de seus Parâmetros. 2016.
- CRUZ, Paulo Teixeira da. Propriedades de Engenharia de Solos Residuais Compactados da Região do Brasil. São Paulo. 1969.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de estudos de tráfego – Rio de Janeiro, 2006b.
- DIAS, João José da Fonseca Marques Simões. Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas. 2012. 117 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, Portugal, 2012.
- MAY, D. C; SILVA, F. E. Caracterização geotécnica de um solo residual de granito compactado com incorporação de resíduos sólidos. 2016. 130 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2016.
- RISSARDI, João Luiz; BERTAZO, Igor Luiz; JOHANNÉ, Amanda dalla Rosa. A eficiência da cal para base de pavimentos utilizando um solo representativo da região metropolitana de Curitiba/PR. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Bento Gonçalves, v. 1, n. 1, p.146-153, jul. 2017.
- SANDRONI, S., CONSOLI, N. C. Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com Dois Solos Díficeis: Os Extremamente Moles e os Expansivos. COBRAMSEG 2010. Anais. PP. 97–186. 2010.
- SILVA, Fábio Krueger da. Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaiss por meio de ensaios de campo e laboratório - Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina. 2015. 452 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.