

### 6.3.3. Ensaios Triaxiais Drenados com 300 kPa de Tensão Confinante

Na Tabela 6.6 estão apresentados os ensaios triaxiais drenados com porcentagem de cimento, peso específico aparente seco, fator vazios/cimento, tensão desvio ( $q$ )<sub>máxima</sub> e deformação axial de ruptura ( $\epsilon_{arup}$ %).

O parâmetro B, de Skempton e a saturação de ruptura variaram de 0,55 a 0,70 e de 95,35% a 99,77% respectivamente, para as amostras. A deformação axial de ruptura variou de 0,13% a 0,23%.

Tabela 6.6. Ensaios triaxiais drenados –  $\sigma'_c = 300$  kPa

Ensaio	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (%)	n/Ci <sub>v</sub>	q <sub>máx</sub>	$\epsilon_{arup}$ %
CID (2) 300 A1	17,18	2,0	32,59	1119,02	0,17
CID (2) 300A2	17,93	2,0	28,76	1535,81	0,16
CID (2) 300A3	18,81	2,0	24,58	1774,35	0,23
CID (3,5) 300 A1	17,18	3,5	19,02	1885,42	0,13
CID (3,5) 300 A2	17,97	3,5	16,65	2238,49	0,19
CID (3,5) 300 A3	18,88	3,5	14,16	2788,87	0,23
CID (5) 300 A1	16,93	5,0	14,13	2172,05	0,18
CID (5) 300 A2	18,00	5,0	11,83	2984,61	0,15
CID (5) 300 A3	18,72	5,0	10,42	3345,59	0,23

#### 6.3.3.1. Amostra com a mesma porcentagem de cimento – Efeito da Densidade

Nas Figuras 6.42 a 6.47 estão apresentados os resultados dos ensaios e as curvas Tensão-deformação e Variação volumétrica das amostras com 2%, 3,5% e 5% de cimento, respectivamente.

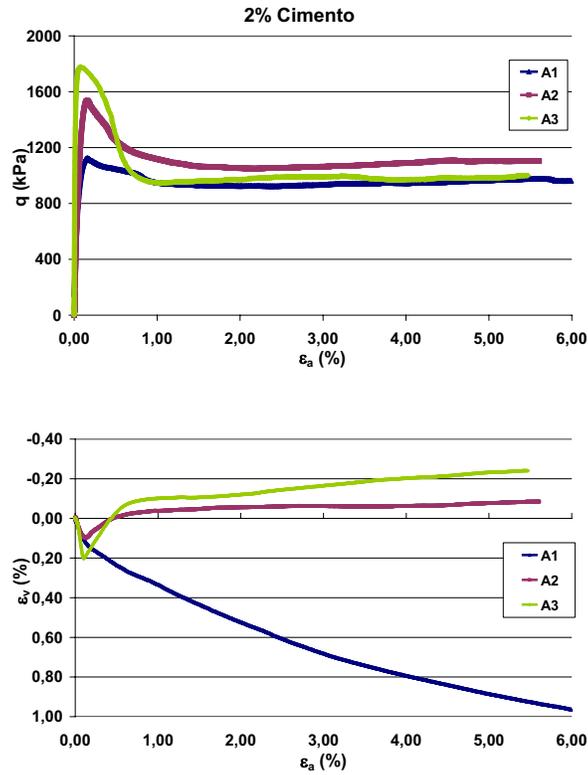


Figura 6.42. Tensão-deformação e variação volumétrica –  $C = 2,0\%$ ;  $\sigma'_c = 300$  kPa

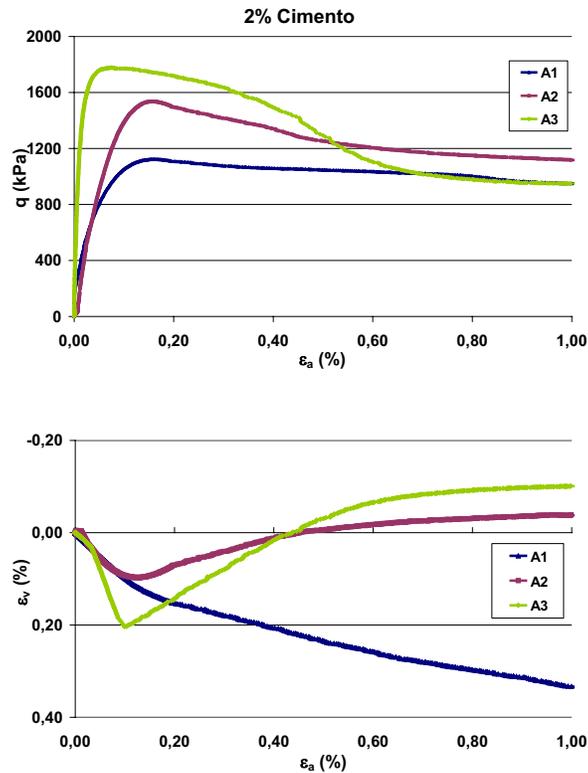


Figura 6.43. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% –  $C = 2,0\%$   
 $\sigma'_c = 300$  kPa

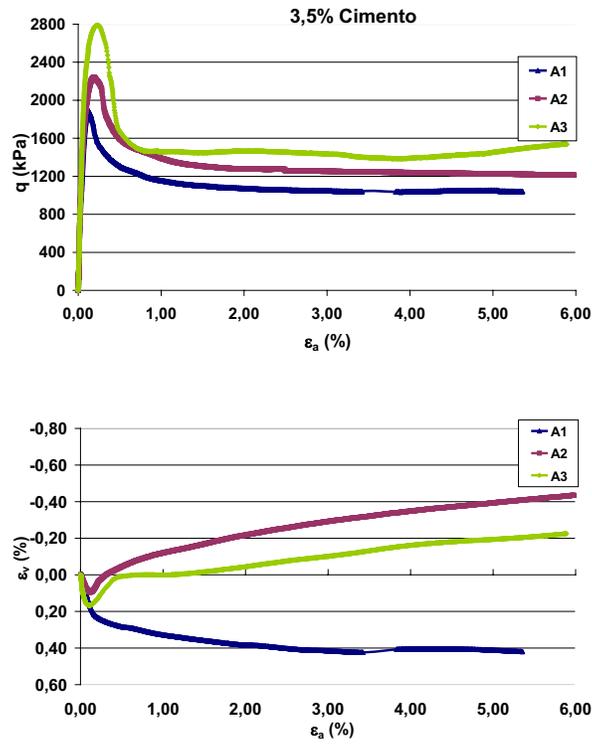


Figura 6.44. Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 3,5%;  $\sigma'_c = 300$  kPa

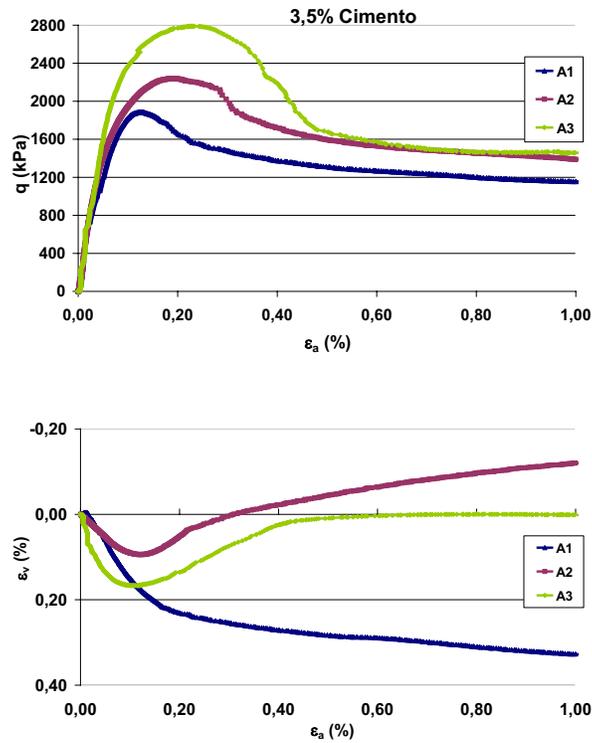


Figura 6.45. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – C = 3,5%;  
 $\sigma'_c = 300$  kPa

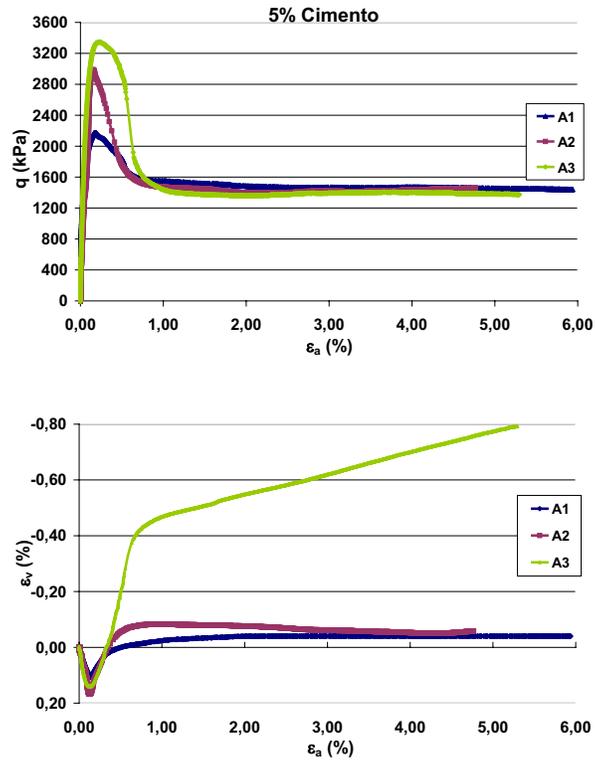


Figura 6.46. Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%;  $\sigma'_c = 300$  kPa

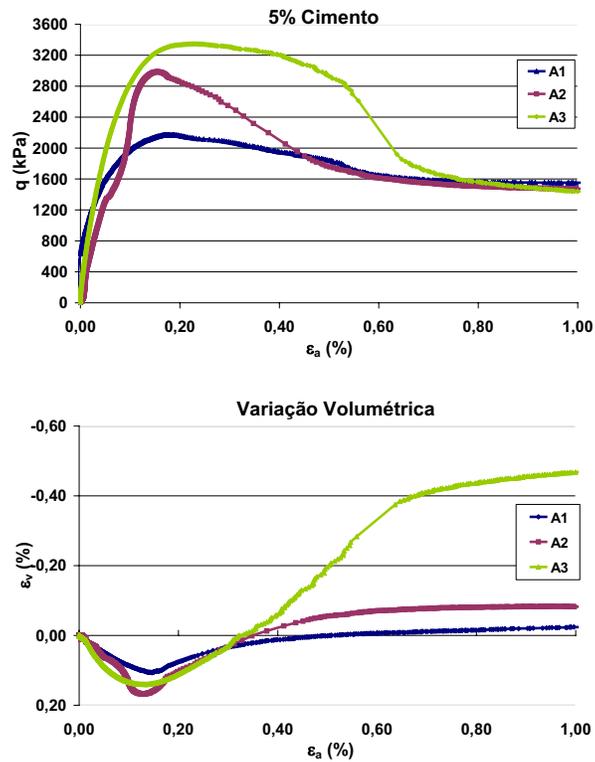


Figura 6.47. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – C = 5,0%;  $\sigma'_c = 300$  kPa

Os resultados dos ensaios mostraram que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior o peso específico aparente seco, maior a resistência. Considerando amostras com mesmo teor de cimento e variando o peso específico aparente seco de A1 para A3, verifica-se um aumento na tensão desvio da ordem de 58% para teor de cimento de 2%, 48% para teor de cimento de 3,5% e 54% para teor de cimento de 5%.

As amostras apresentaram queda brusca de resistência após a ruptura e plano de ruptura bem definido. A deformação axial de pico foi muito pequena (variando de 0,13% a 0,23%), demonstrando um comportamento frágil, sujeito a rupturas localizadas.

Quanto à variação volumétrica, o comportamento de quase todas as amostras, foi inicialmente compressivo até a ruptura e após a ruptura foi expansivo, enquanto que para as amostras CID (2) 300 A1 e CID (3,5) 300 A1 o comportamento foi compressivo durante todo o ensaio, evidenciando que para baixos teores de cimento, para as amostras com menores densidades o efeito da tensão confinante de 300 kPa provoca mudança no comportamento volumétrico.

#### **6.3.3.2. Amostra com mesmo peso específico aparente seco – Efeito do Teor de Cimento**

Nas Figuras 6.48 a 6.53 estão apresentadas as curvas Tensão-deformação e Variação volumétrica dos ensaios na posição A1, A2 e A3, respectivamente.

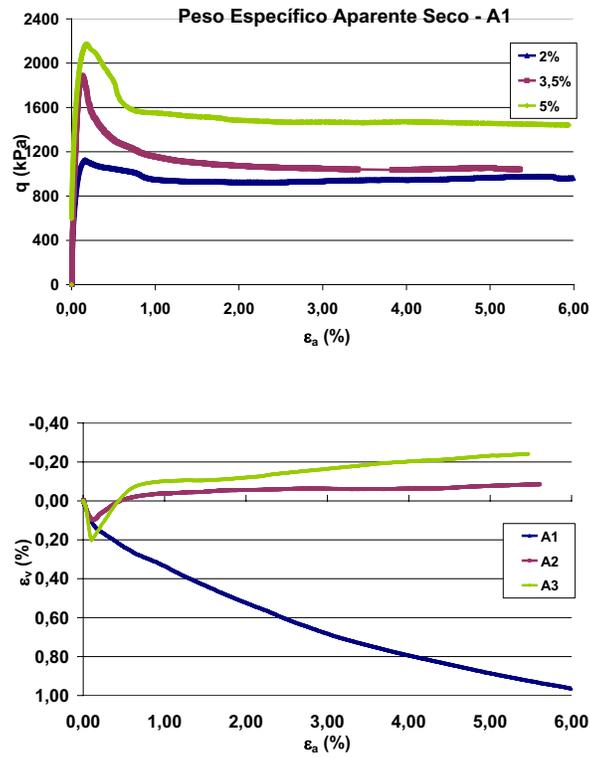


Figura 6.48. Tensão-deformação e variação volumétrica –  $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$ ;  $\sigma'_c = 300\text{kPa}$

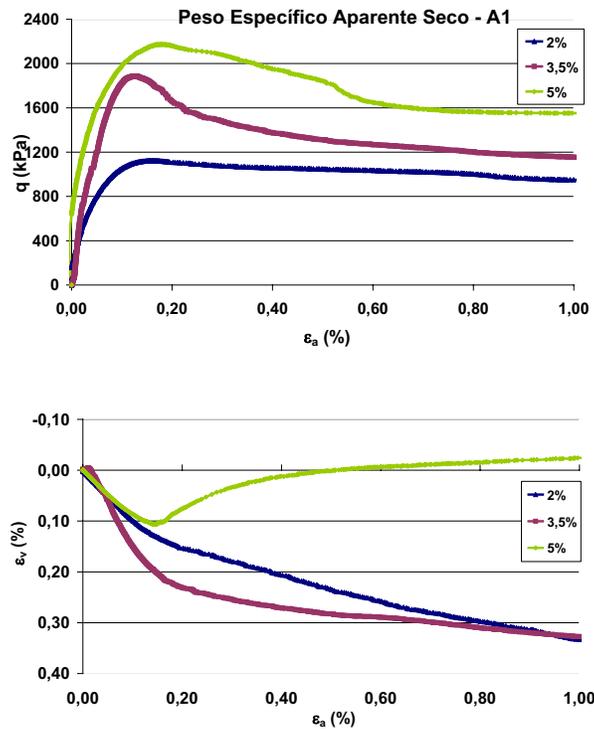


Figura 6.49. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% –  $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$ ;  $\sigma'_c = 300\text{kPa}$

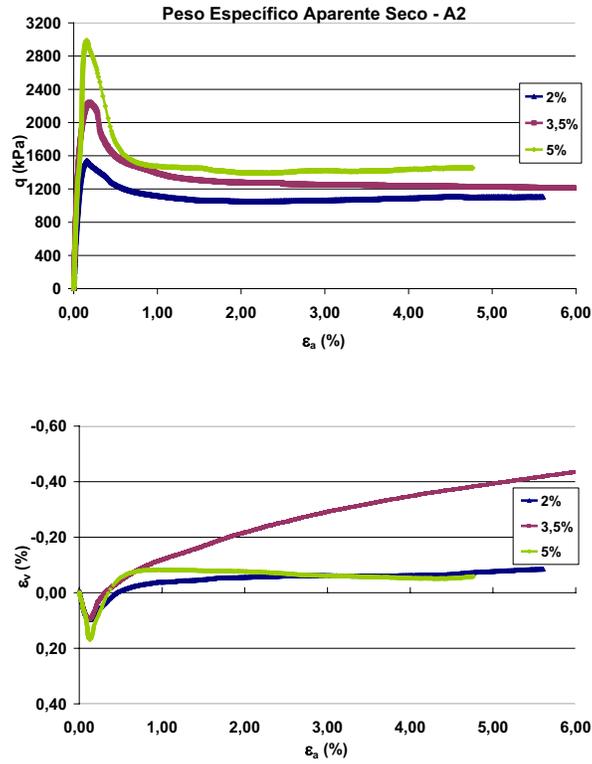


Figura 6.50. Tensão-deformação e variação volumétrica –  $\gamma_d = 18,0 \text{ kN/m}^3$ ;  $\sigma'_c = 300 \text{ kPa}$

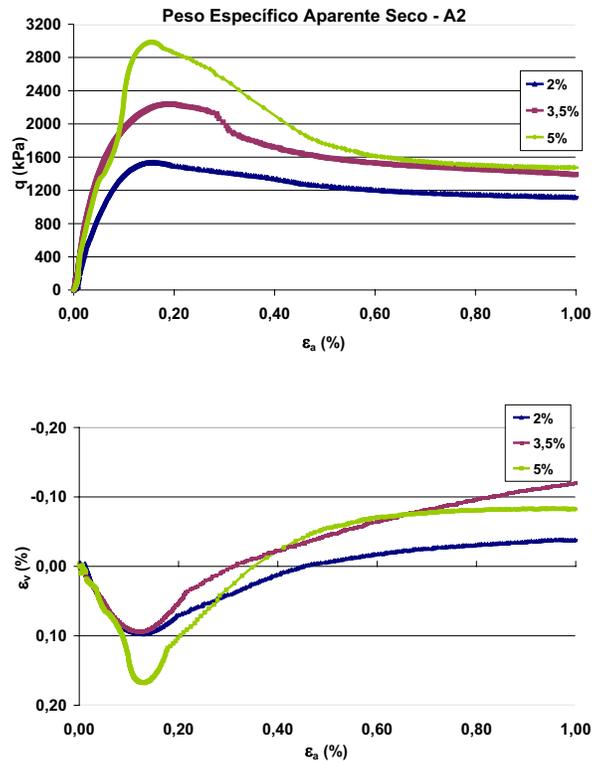


Figura 6.51. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% –  $\gamma_d = 18,0 \text{ kN/m}^3$ ;  $\sigma'_c = 300 \text{ kPa}$

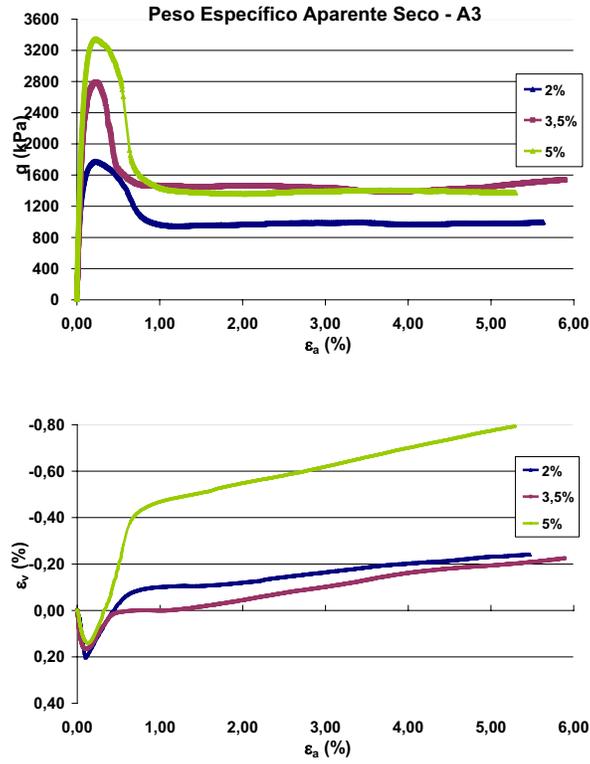


Figura 6.52. Tensão-deformação e variação volumétrica –  $\gamma_d = 18,8 \text{ kN/m}^3$ ;  $\sigma'_c = 300\text{kPa}$

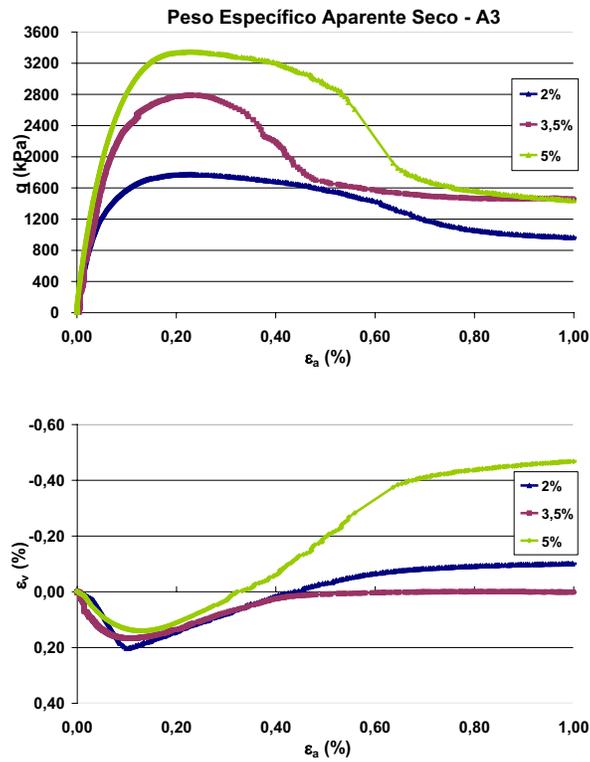


Figura 6.53. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% –  $\gamma_d = 18,8 \text{ kN/m}^3$ ;  $\sigma'_c = 300\text{kPa}$

Os resultados com diferentes pesos específicos aparentes secos, mostraram que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência. Considerando Amostras com pesos específicos aproximados, houve um aumento de 94% da tensão desvio, quando o teor de cimento variou de 2,0% para 5,0% para amostras com peso específico aparente seco A1; de 94% para amostras na posição A2 e de 89% para amostras na posição A3.

Para as amostras com diferentes níveis de tensão, a variação da porcentagem de cimento parece afetar muito mais a resistência mecânica do que a variação da densidade para as variações de densidade e teores de cimento estudados.

Sendo em média o aumento da tensão desvio por conta do aumento da densidade da posição A1 para A3 de 54% e o devido ao aumento do percentual de cimento de 2,0% para 5,0% de 176%, para a tensão confinante efetiva de 20 kPa. Aumento da tensão desvio de 67% para o aumento da densidade e de 140% para o aumento da porcentagem de cimento, para a tensão confinante efetiva de 100 kPa e de 54% para o aumento da densidade e de 93% devido ao aumento do percentual de cimento, para a tensão confinante efetiva de 300 kPa.

Considerando todos os ensaios com amostras cimentadas artificialmente apresentados no item 6.3, para os três níveis de tensão aplicados, os três teores de cimento e as três densidades observa-se que:

Os ensaios triaxiais drenados realizados sob tensões efetivas de 20 kPa, 100 kPa e 300 kPa, com acréscimo de 2 %, 3,5% e 5% de cimento, com retirada da parcela de finos correspondentes ao cimento acrescido à mistura, mostraram que quanto maior a cimentação das amostras maior a tensão desvio “q”.

Quanto maior o peso específico aparente seco, para um mesmo teor de cimento, maior a tensão desvio “q”.

Amostras cimentadas artificialmente apresentaram plano de ruptura no cisalhamento bem pronunciado.

A deformação axial de pico foi muito pequena (variando de 0,08% a 0,13%) para as amostras rompidas sob tensão efetiva de 20 kPa, (de 0,06% a 0,16%) sob tensão efetiva de 100 kPa e (de 0,15% a 0,23%) com 300 kPa, apresentando queda brusca de resistência, demonstrando um comportamento frágil.

Quanto à variação volumétrica, o comportamento de todas as amostras, foi inicialmente compressivo até próximo à ruptura e a seguir um comportamento expansivo, com exceção das amostras CID 2 300 A1 e CID 3,5 300 A1 em que o comportamento foi compressivo durante todo o ensaio. Considerando todas as amostras que apresentam a mesma densidade, quanto maior a cimentação, maior a expansão volumétrica, ou seja, uma taxa de expansão volumétrica elevada é associada a um maior grau de cimentação.

Quanto menor a tensão efetiva confinante maior foi a expansibilidade das amostras e quanto maior a densidade maior a expansibilidade.

Embora o parâmetro B de Skempton tenha variado entre 0,55 e 0,70 a saturação ficou entre 94,02% e 100,00% para as amostras cimentadas artificialmente.

Todas as amostras com mesmo teor de cimento e mesma densidade, apresentadas no item 6.1 mostraram uma inclinação do gráfico ( $\epsilon_a \times q'$ ) praticamente igual até a ruptura, sugerindo o mesmo comportamento em relação à rigidez inicial.

#### 6.4. Efeito da Cimentação e da Densidade na Resistência Mecânica

Nas Figuras 6.54 a 6.56 são apresentados os efeitos da variação do teor de cimento e da densidade das amostras através da variação da porosidade e índice de vazios nas amostras ensaiadas nas tensões efetivas de 20, 100 e 300 kPa.

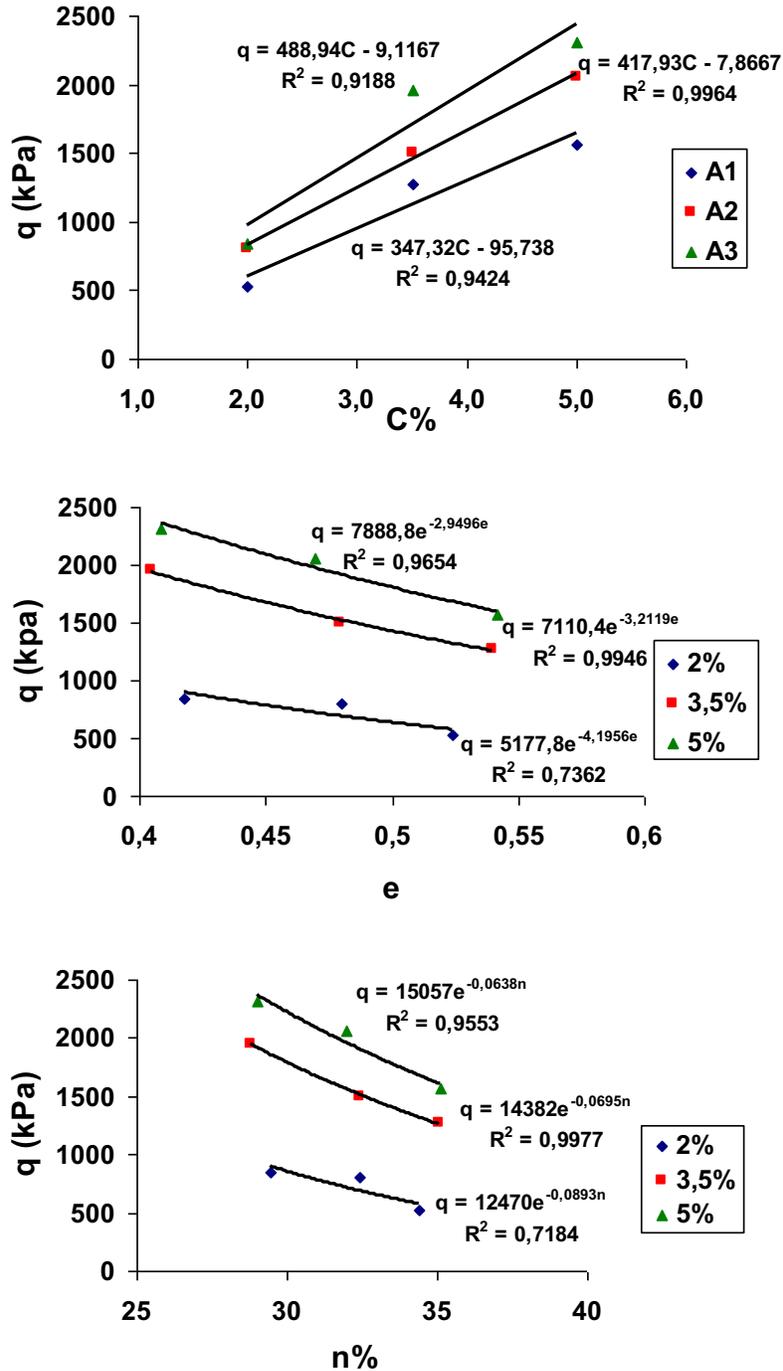


Figura 6.54. Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com  $\sigma'_c = 20$  kPa

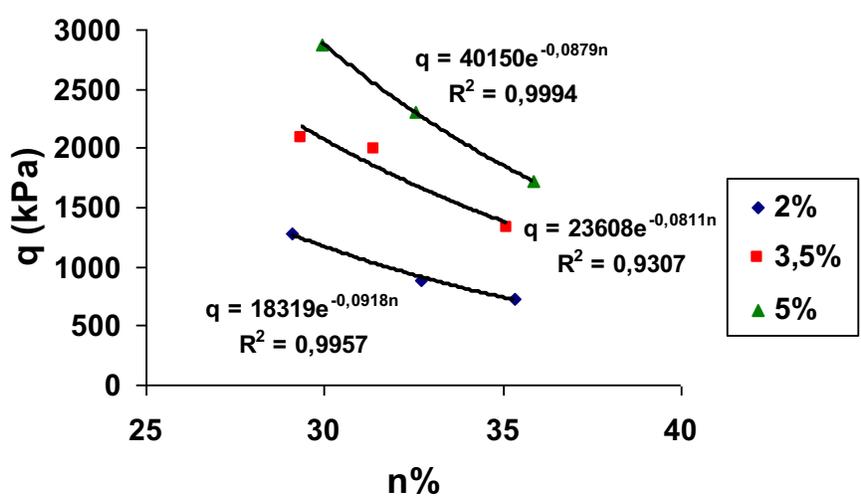
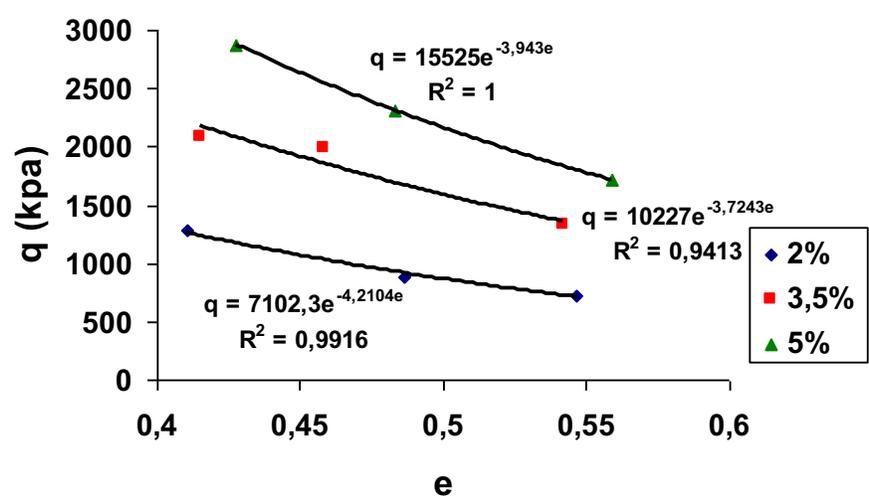
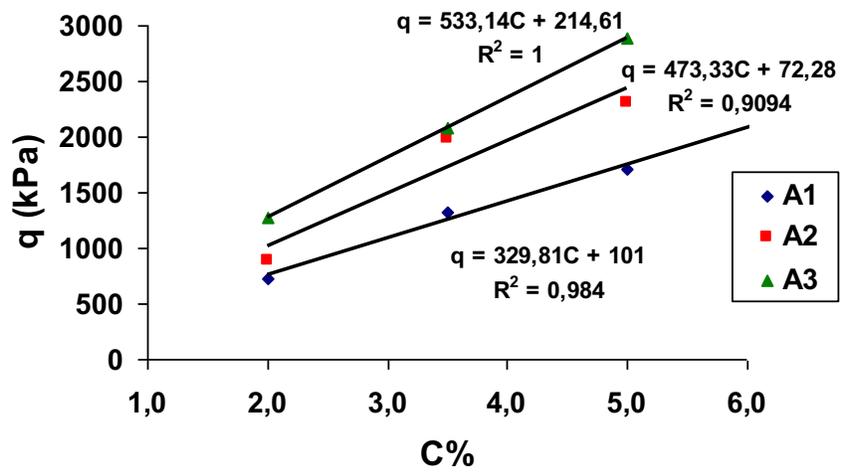


Figura 6.55. Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com  $\sigma'_c = 100$  kPa

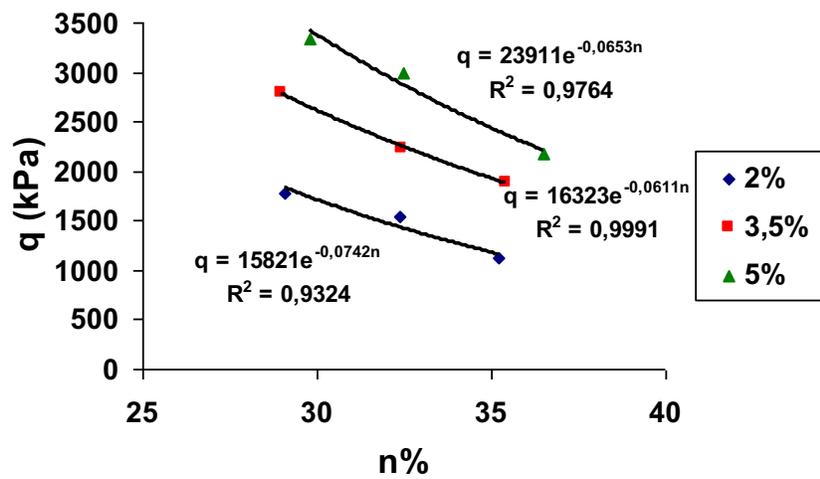
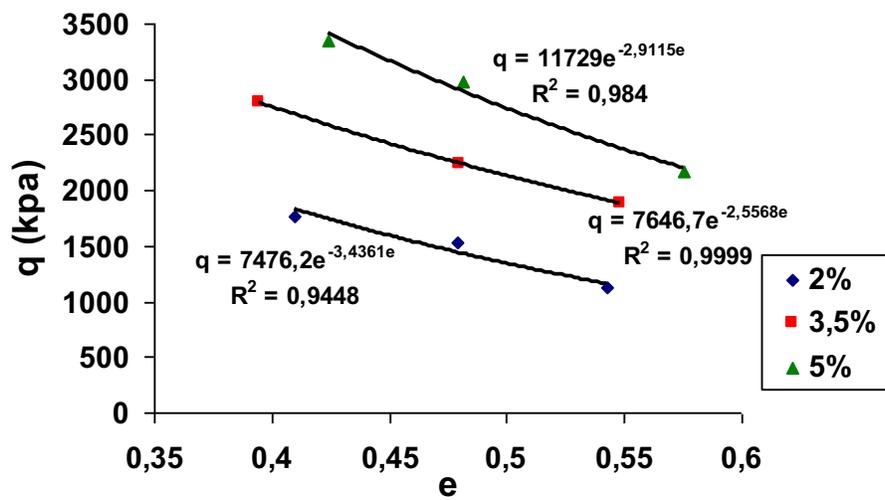
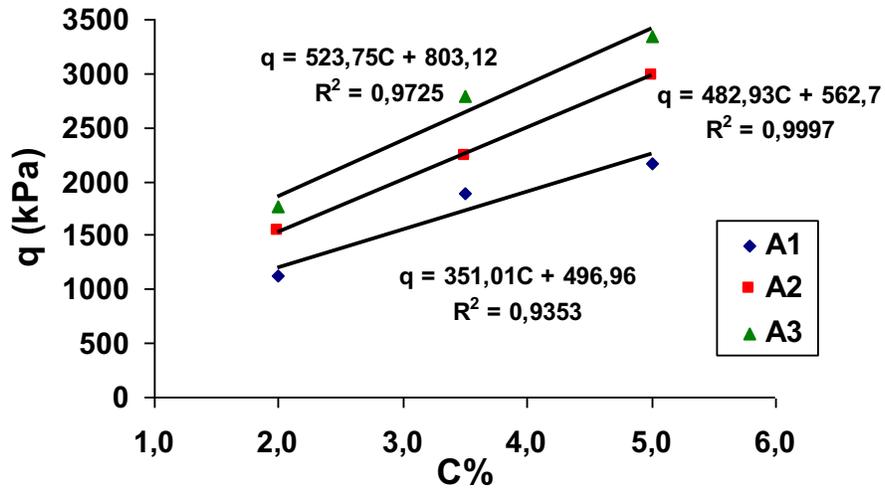


Figura 6.56. Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com  $\sigma'_c = 300$  kPa

As amostras foram moldadas a partir de pontos da Linha “A” definidos no item 4.3.2 com umidade ( $w = 10\%$ ) do programa de ensaios e observou-se que a tensão desvio cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade, parecendo confirmar as observações de Consoli et al. (2007) para ensaios de compressão simples e Cruz (2008) para ensaios triaxiais drenados.

#### 6.4.1. Curvas Tensão Versus Fator Vazios/Cimento com Coeficiente de Ajuste

O fator vazios/cimento, definido pela razão entre a porosidade da mistura compactada ( $n$ ) e o teor volumétrico de cimento ( $Ci_v$ ), ajustado por um expoente, tem se mostrado adequado para avaliação da resistência à compressão simples e ao cisalhamento triaxial para os solos já estudados. De acordo com Consoli (2007) a relação vazios/cimento ( $V_v/V_{ci}$ ) apresenta grande utilidade no projeto e controle de execução de camadas de solos tratadas com cimento. Na Figura 6.57 são apresentadas as curvas tensão versus fator vazios/cimento com respectivos coeficientes de ajuste para o solo de topo da falésia na Ponta do Pirambu para os três níveis de tensão confinantes efetivas estudados.

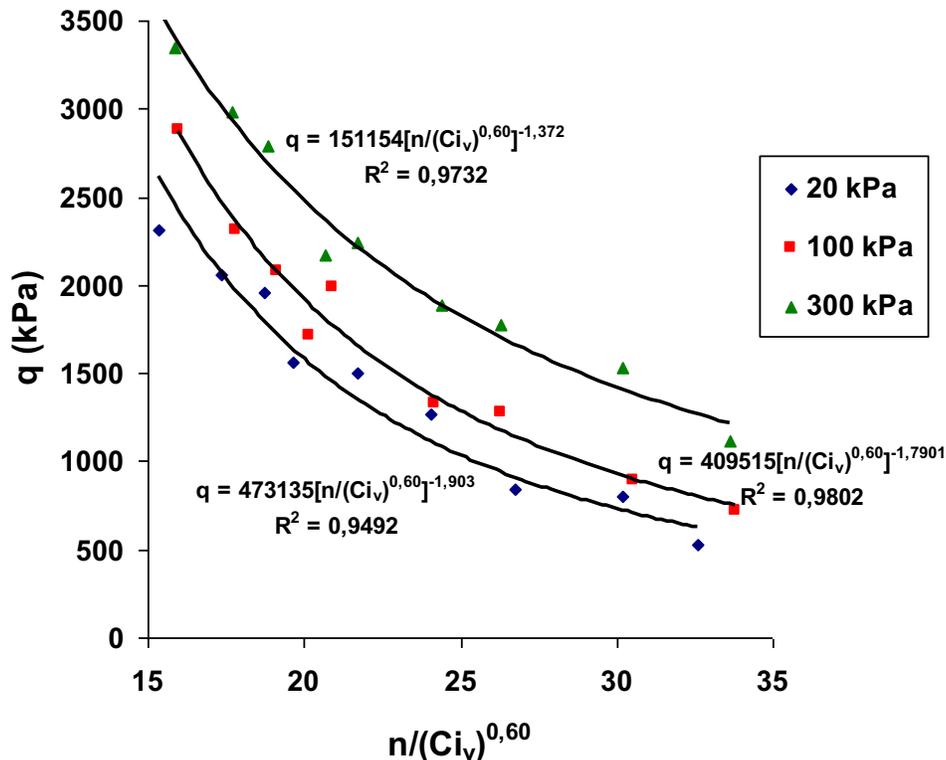


Figura 6.57. Curvas tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste

Os gráficos da Figura 6.57 apresentaram um coeficiente de correlação variando entre 0,9492 para tensão efetiva de confinamento de 20 kPa e 0,9802 para tensão efetiva de 100 kPa, com expoente de ajuste de 0,60 para as três curvas; menor do que solos de granulometria mais grossa já estudados, corroborando os estudos de Consoli et al. (2007) e Cruz (2008), ao estudar as variáveis-chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento, que observaram que quanto maior a granulometria do solo, maior é o expoente de ajuste no denominador do fator vazios/cimento ( $n/(C_{i,v})^{\text{expoente}}$ ) nas curvas  $q \times n/(C_{i,v})^{\text{expoente}}$ .

Os ensaios de compressão simples mostrados no Capítulo 4 apresentaram um coeficiente de correlação de 0,9262 e coeficiente de ajuste de 0,55 para a curva dos ensaios em que as amostras foram rompidas na condição inundada e moldadas sem a retirada de finos correspondente a quantidade de cimento acrescida na mistura solo-cimento. Essa condição da não retirada dos finos faz com que as amostras apresentem uma granulometria mais fina, portanto, era esperado um coeficiente de ajuste menor corroborando novamente os estudos de Consoli et al (2007).

#### **6.4.2. Comparação dos Efeitos da Cimentação nas Amostras com Cimentação Artificial e com as Amostras Naturais**

Nas Figuras 6.58 a 6.60 observa-se a comparação do comportamento tensão-deformação e variação volumétrica das amostras ensaiadas com 20 kPa, 100 kPa e 300 kPa de tensão efetiva para as amostras dos blocos B1, B2, B3, compactadas sem cimento A1 e cimentadas com 2% de cimento na posição A1 da linha A.

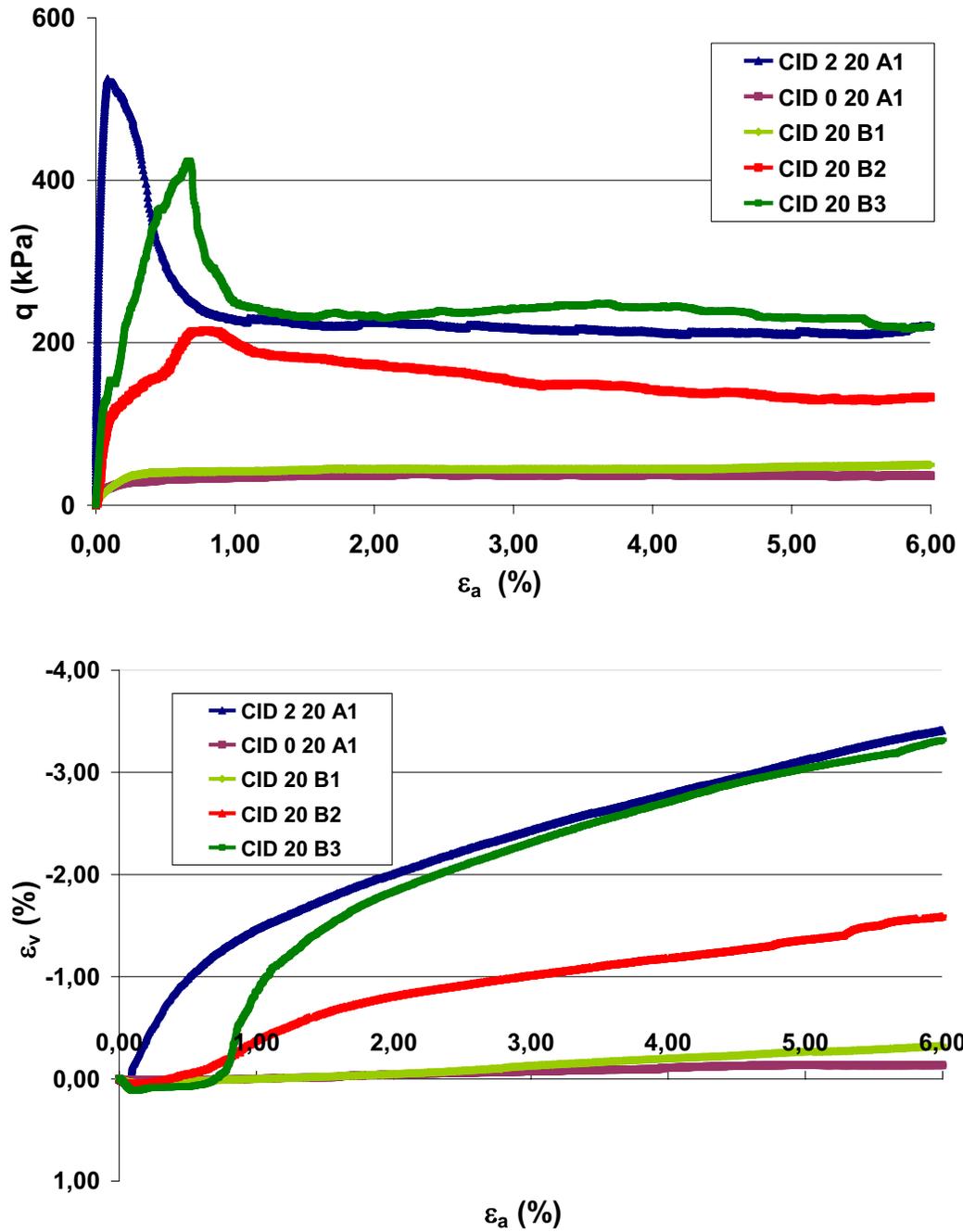


Figura 6.58. Comparação do comportamento tensão-deformação e variação volumétrica entre amostras naturais e cimentadas ensaiadas com 20 kPa de tensão efetiva

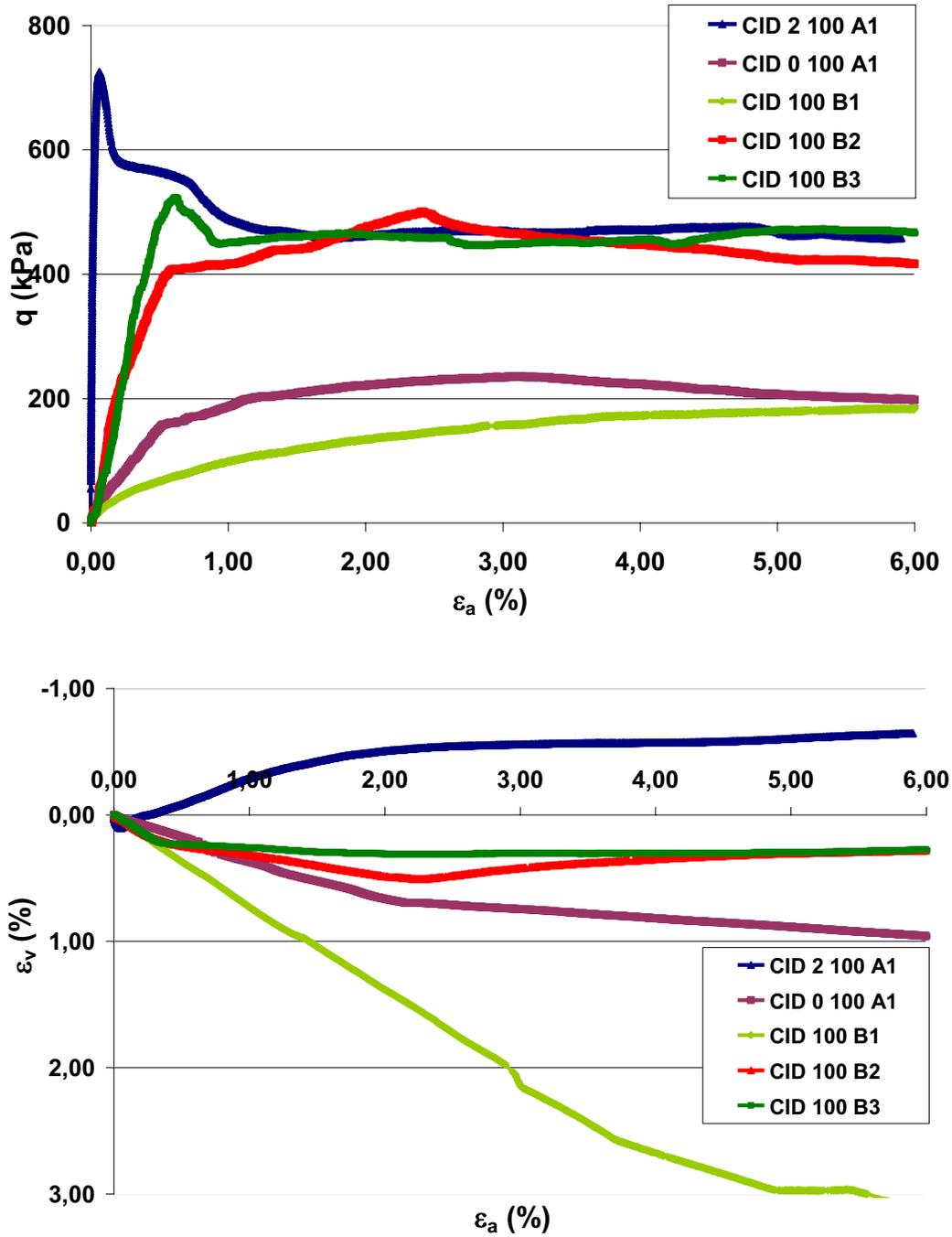


Figura 6.59. Comparação do comportamento tensão-deformação e variação volumétrica entre amostras naturais e cimentadas ensaiadas com 100 kPa de tensão efetiva

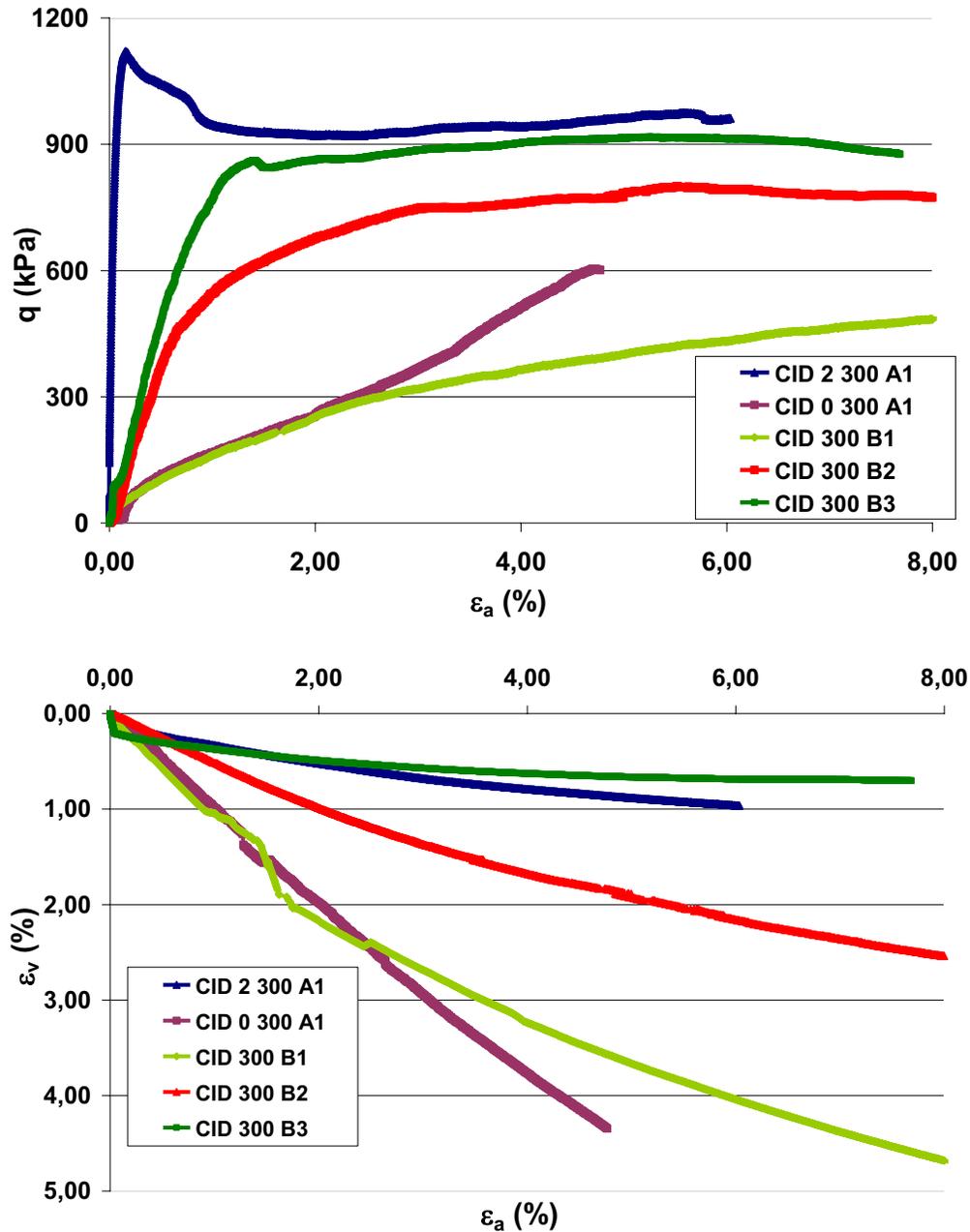


Figura 6.60. Comparação do comportamento tensão-deformação e variação volumétrica entre amostras naturais e cimentadas ensaiadas com 300 kPa de tensão efetiva

Ao compararmos as amostras indeformadas dos blocos B1 (Topo), B2 (Meio) e B3 (Base) com as amostras compactadas sem cimentação e com cimentação de 2%. Observa-se que as amostra do bloco B2 e do bloco B3 apresentam um comportamento semelhante, tanto na tensão-deformação como na variação volumétrica, ao das amostras cimentadas artificialmente, enquanto que as amostras do bloco B1 apresentam um comportamento semelhante ao das amostras compactadas sem cimentação.

Em relação à forma de ruptura das amostras, ocorre a mesma situação anterior, onde planos bem definidos de cisalhamento aparecem nas amostras com cimentação artificial e nas amostras do bloco B2 (Meio) e do bloco B3 (Base).

Antes de atingir a resistência de pico as amostras do bloco B2 apresentaram rupturas localizadas (pequenos degraus na curva), provavelmente devido à heterogeneidade do material, o mesmo não ocorrendo de forma tão intensa com o bloco B3, menos heterogêneo.

Portanto, pode-se admitir que as amostras naturais do bloco B2 e do bloco B3 apresentaram um comportamento de solos cimentados, apenas com um menor teor de cimentação equivalente à cimentação com CP V – ARI do que as amostras cimentadas artificialmente.

Pela observação das curvas tensão-deformação e de variação volumétrica percebe-se que o comportamento das amostras dos blocos B2 e B3 são muito semelhantes aos da amostra do solo cimentado com 2% de cimento e moldado na posição A1 da linha A. Indicando algum grau de cimentação natural para essas amostras.

Também pode-se observar, com base nas conclusões do item 6.3, que um maior grau de cimentação provoca, além do aumento da tensão desviatória o aumento da variação volumétrica, donde se pode concluir que as amostras dos blocos B2 e B3 apresentam um maior grau de cimentação em relação as amostras dos blocos B1 e B2 e pouco menor do que as amostras cimentadas 2A1.

As amostras dos blocos com maior grau de cimentação parecem ser as do bloco B3, seguidas das amostras do bloco B2. E as amostras do bloco B1 e compactadas A1, não apresentam comportamento de solo cimentado.

Pode-se observar na Figura 6.61 a comparação entre as amostras exumadas após a ruptura.



Figura 6.61. Comparação entre formas de ruptura das amostras dos blocos B1, B2, B3 e cimentada artificialmente com tensões confinantes efetivas de 100 kPa

As amostra do bloco B2 e do bloco B3 rompem em um plano bem definido de ruptura, em torno de  $45^\circ$ , semelhante as da amostra com cimentação artificial CID(2)100A1, enquanto que as amostras do bloco B1 e compactadas sem cimento A1 rompem de forma dúctil, apresentando um embarrigamento característico.

## 6.5. Análise da Rigidez das Amostras Cimentadas Artificialmente

Neste item apresentam-se os gráficos do módulo secante versus a deformação das amostras e suas análises.

Nas Figuras 6.62 a 6.70 estão apresentados os módulos secantes das amostras com mesmo teor de cimento e mesma densidade, ou seja, com o mesmo  $n/Ci_v$  e diferentes tensões efetivas.

O gráfico do módulo secante é apresentado no intervalo entre 0,05% (comportamento elástico para todas as amostras) e 2,0% de deformação (comportamento plástico).

O cálculo do módulo secante em cada ponto das amostras foi realizado através da seguinte formulação:  $E = (\sigma_1 - \sigma_3)/\varepsilon_a$

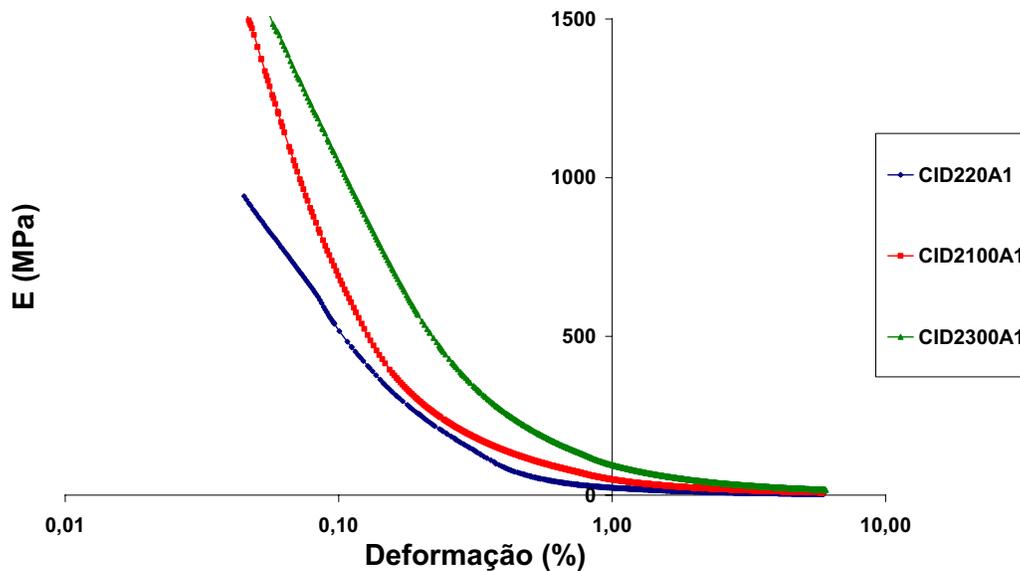


Figura 6.62. Módulo secante das amostras 2A1

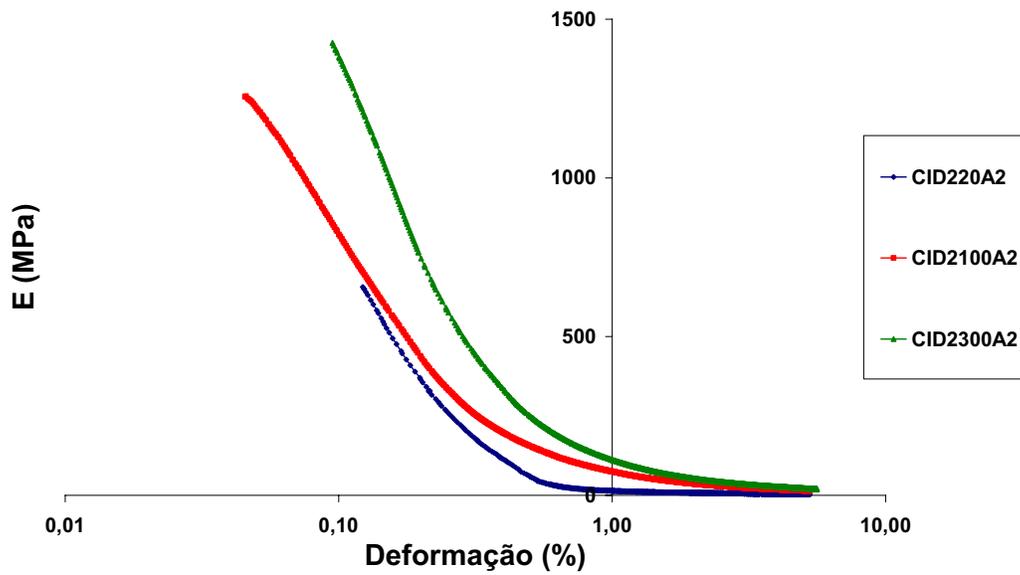


Figura 6.63. Módulo secante das amostras 2A2

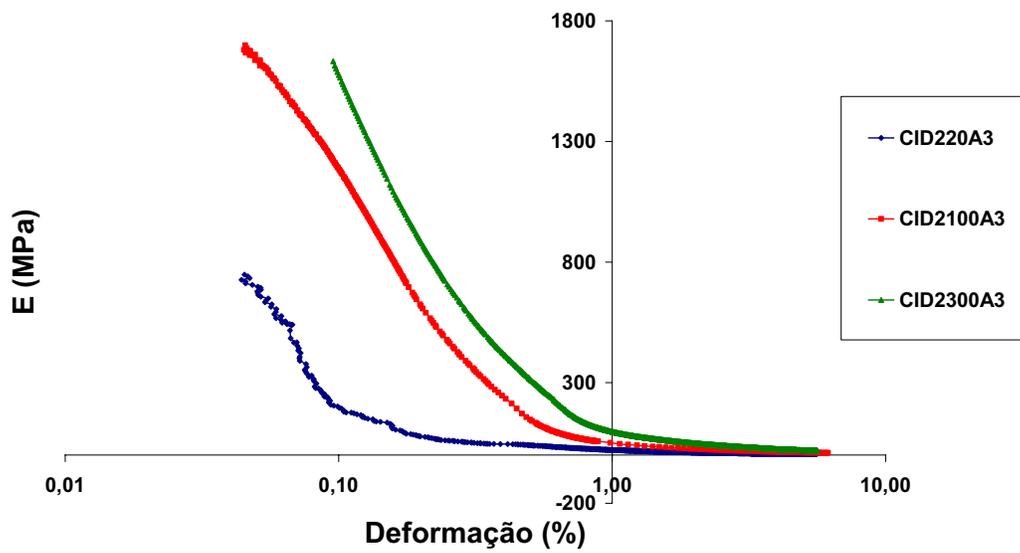


Figura 6.64. Módulo secante das amostras 2A3

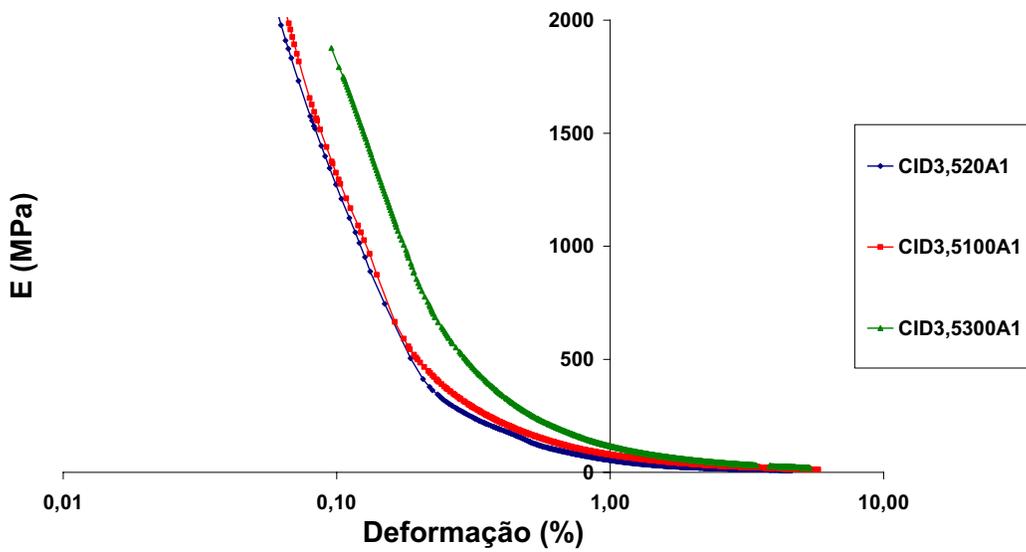


Figura 6.65. Módulo secante das amostras 3,5A1

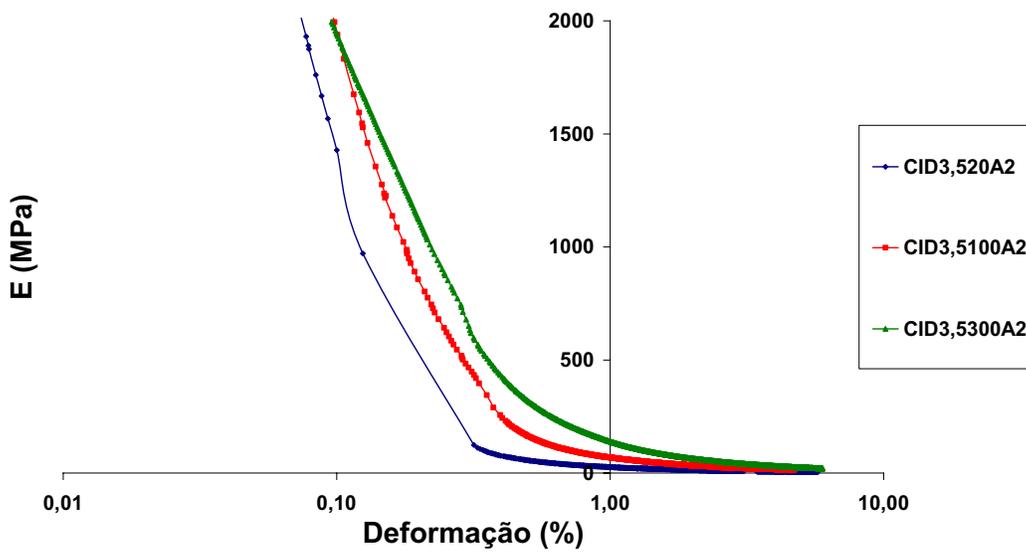


Figura 6.66. Módulo secante das amostras 3,5A2

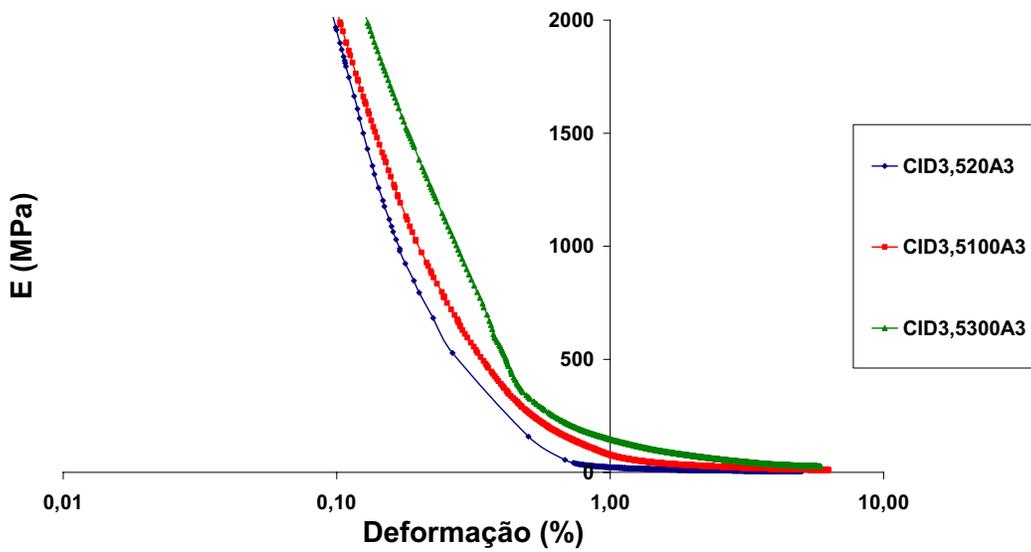


Figura 6.67. Módulo secante das amostras 3,5A3

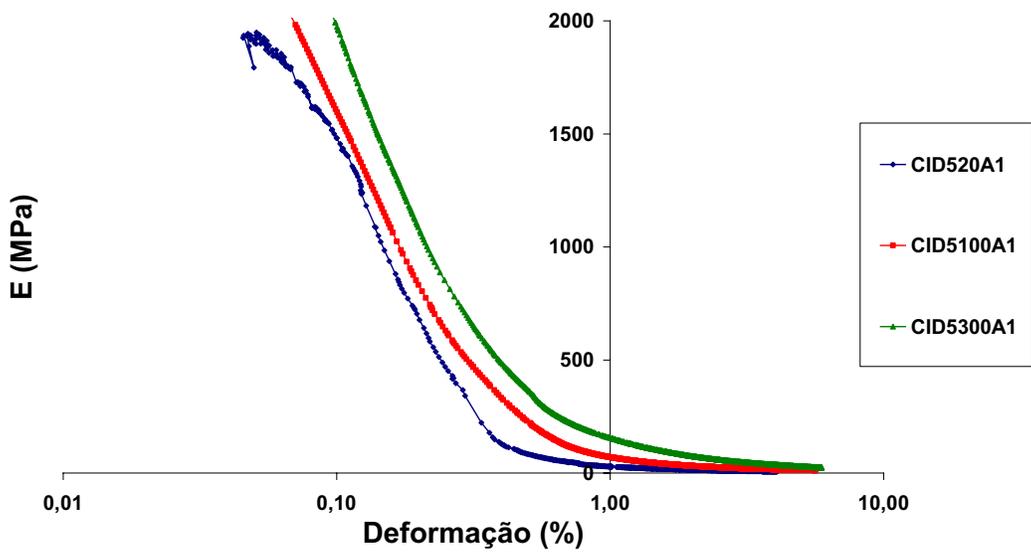


Figura 6.68. Módulo secante das amostras 5A1

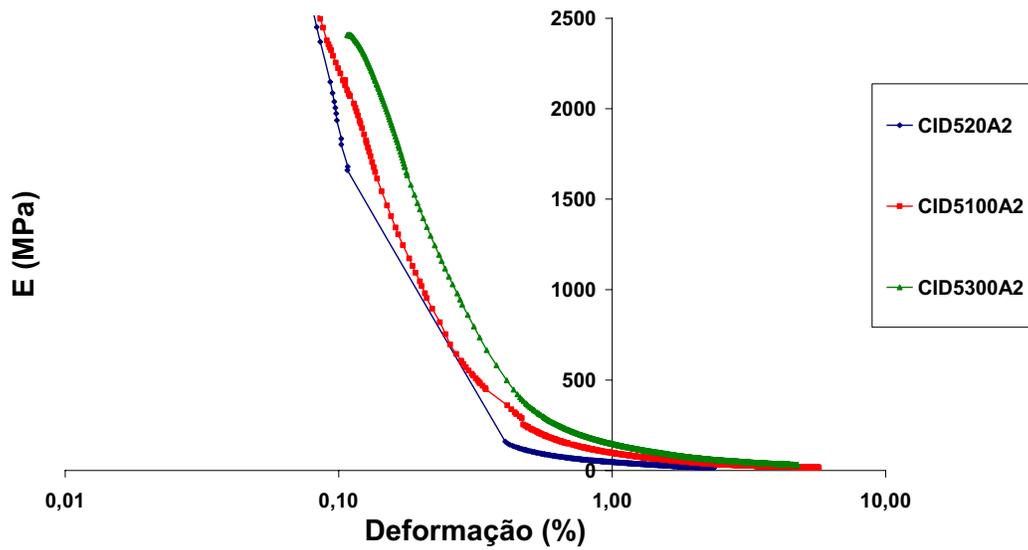


Figura 6.69. Módulo secante das amostras 5A2

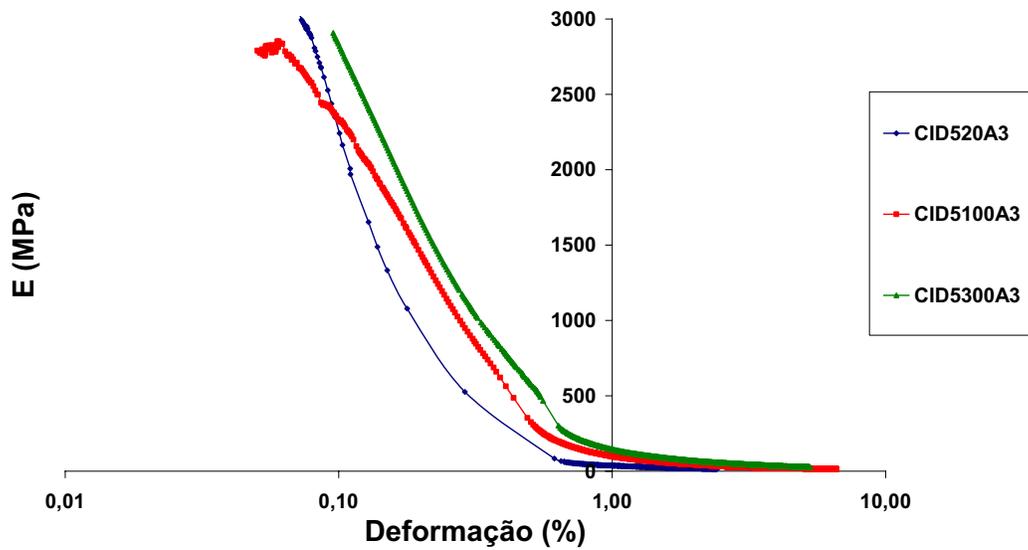


Figura 6.70. Módulo secante das amostras 5A3

Constata-se que para todas as amostras com o mesmo  $n/C_i$ , e diferentes tensões de confinamento, quanto maior a tensão de confinamento maior o módulo secante e a convergência do módulo só ocorre a partir de aproximadamente 2% de deformação.

### 6.5.1. Análise comparativa dos Efeitos da Rigidez nas Amostras

Nas Figuras 6.71 a 6.73 são apresentados os módulos secantes das amostras agrupadas com a mesma tensão efetiva

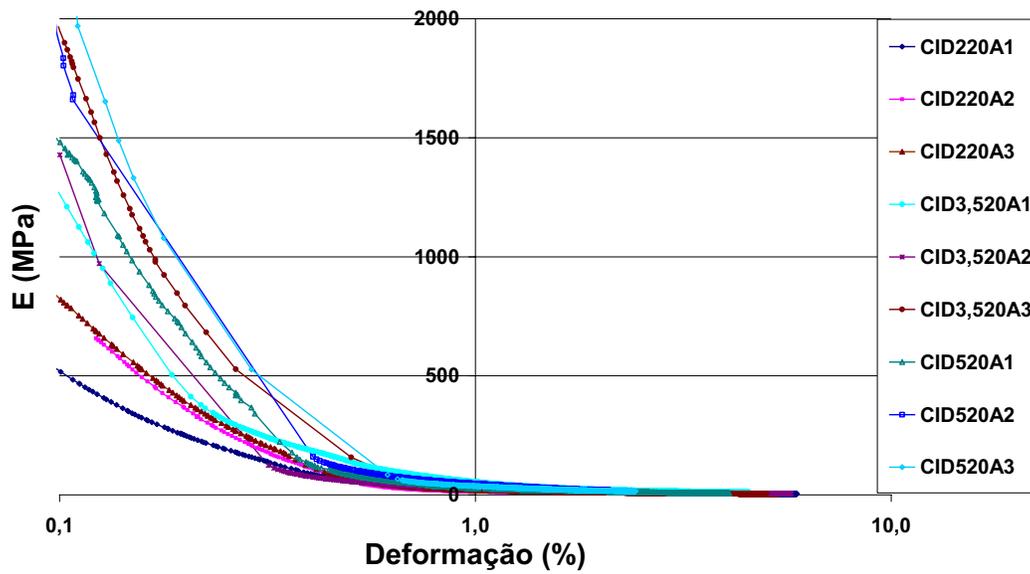


Figura 6.71. Módulo secante das amostras com tensão efetiva de 20 kPa

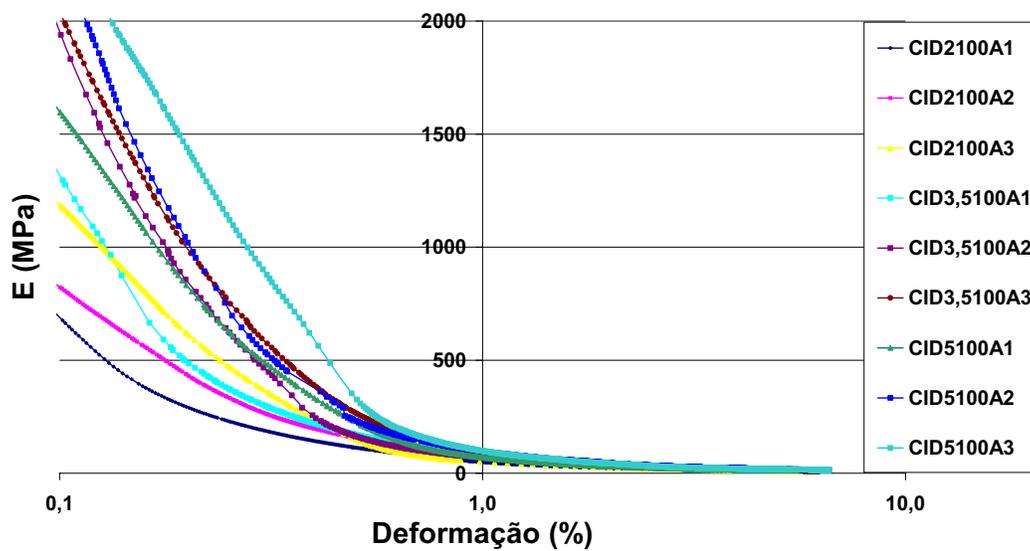


Figura 6.72. Módulo secante das amostras com tensão efetiva de 100 kPa

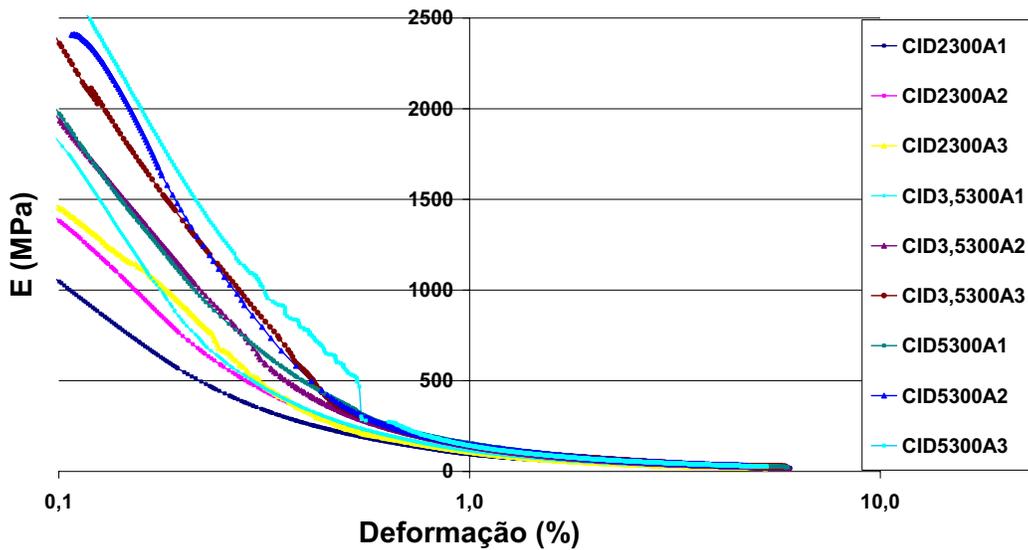


Figura 6.73. Módulo secante das amostras com tensão efetiva de 300 kPa

Para as amostras ensaiadas com a mesma tensão efetiva, os módulos secantes ficam muito próximos a partir de um determinado valor de deformação, 0,5% para as amostras com tensão de 20 kPa, 0,70% para as amostras com tensão de 100 kPa e 1% para as amostras com tensão de 300 kPa.

Nas Figuras 6.74 a 6.76 são apresentados os módulos secantes para deformações axiais onde o comportamento das amostras cimentadas artificialmente está no trecho elástico ( $E_{25}$  e 0,05% de deformação) e os módulos secantes na ruptura ( $E_{P_{ico}}$ ) versus fator vazios/cimento. As amostras estão agrupadas pelos três diferentes teores de cimento empregados.

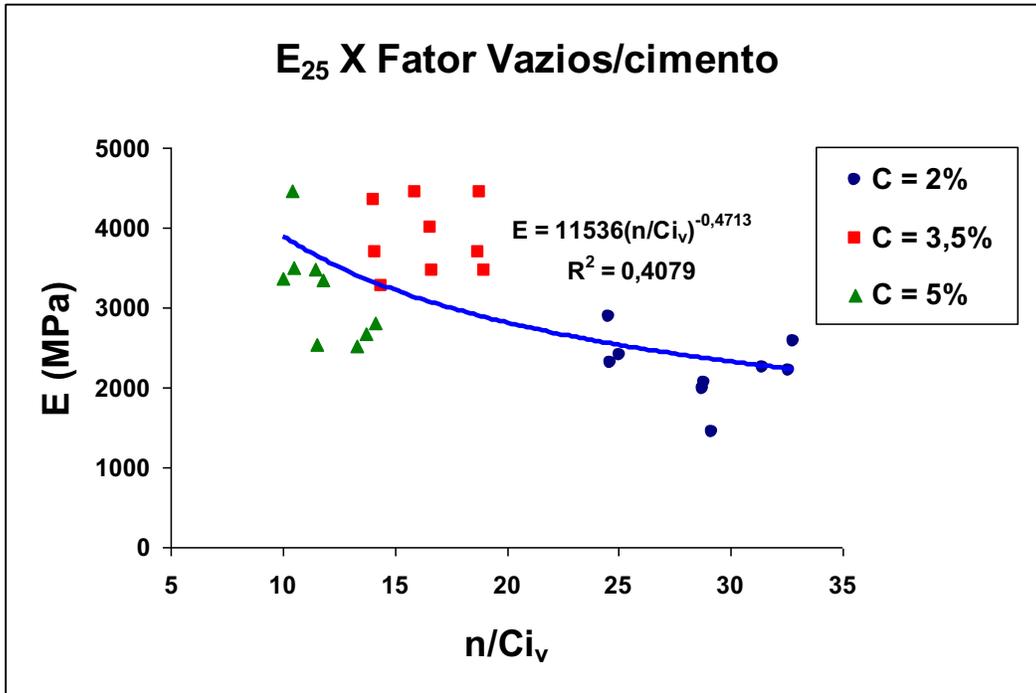


Figura 6.74. Módulo secante E<sub>25</sub> versus Fator Vazios/cimento das amostras

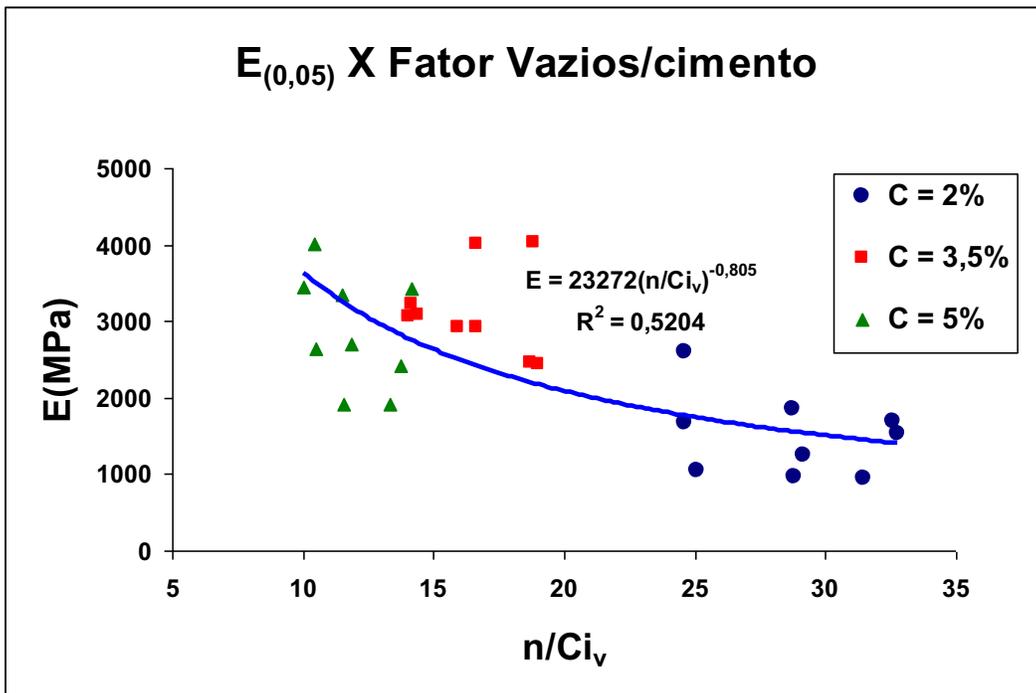


Figura 6.75. Módulo secante E<sub>(0,05)</sub> versus Fator Vazios/cimento das amostras

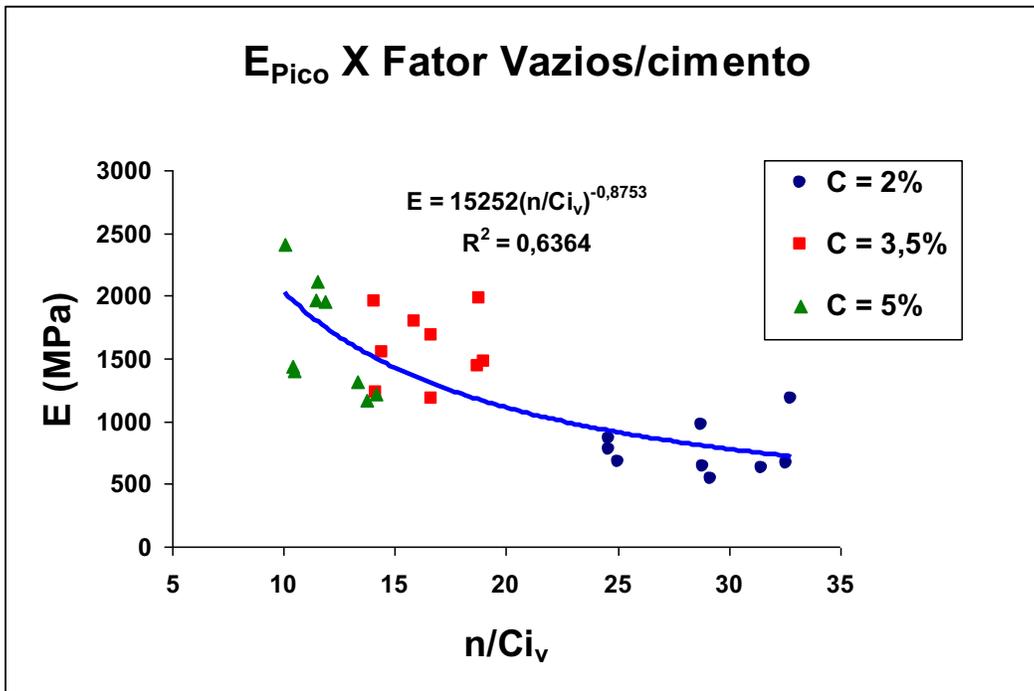


Figura 6.76. Módulo secante  $E_{pico}$  versus Fator Vazios/cimento das amostras

Mesmo considerando as três diferentes tensões efetivas em que as amostras foram ensaiadas, estes resultados parecem confirmar os estudos de Cruz (2008) para as areias de Osório, onde mostra que, amostras moldadas com mesmo fator vazios/cimento, tem módulo secante semelhante, isto também ocorre para o solo da Formação Barreiras estudado.

Na Figura 6.77 estão apresentados os módulos de deformabilidade inicial ( $E_i$ ) calculado segundo a metodologia de Duncan e Chang (1970). Como todas as curvas tensão-deformação para as amostras cimentadas artificialmente apresentaram pico bem definido, o cálculo de  $E_i$  foi realizado por interpolação dos pares de tensão e deformação somente até a carga máxima e foram desprezados os pontos iniciais correspondentes aos ajustes do equipamento.

Na Figura 6.78 são apresentados os módulos cisalhantes iniciais ( $G_0$ ) das amostras cimentadas artificialmente nos três diferentes teores de cimento empregados. Os valores do Módulo Cisalhante Inicial,  $G_0$  calculado de acordo com a fórmula:  $G_0 = E_i/2(1 + \nu)$ .

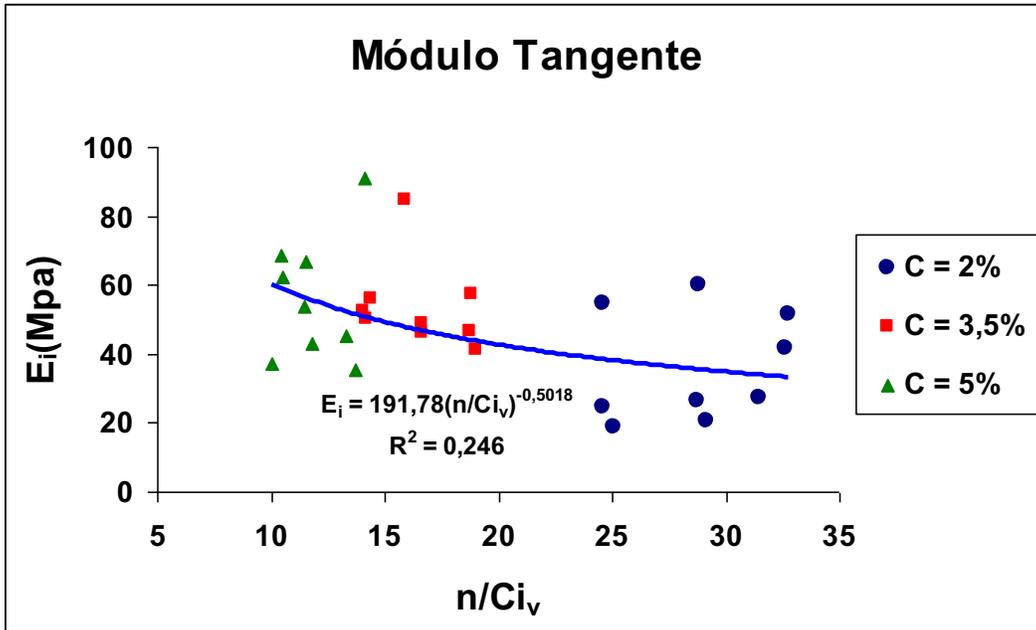


Figura 6.77. Módulo de deformabilidade inicial - amostras cimentadas artificialmente

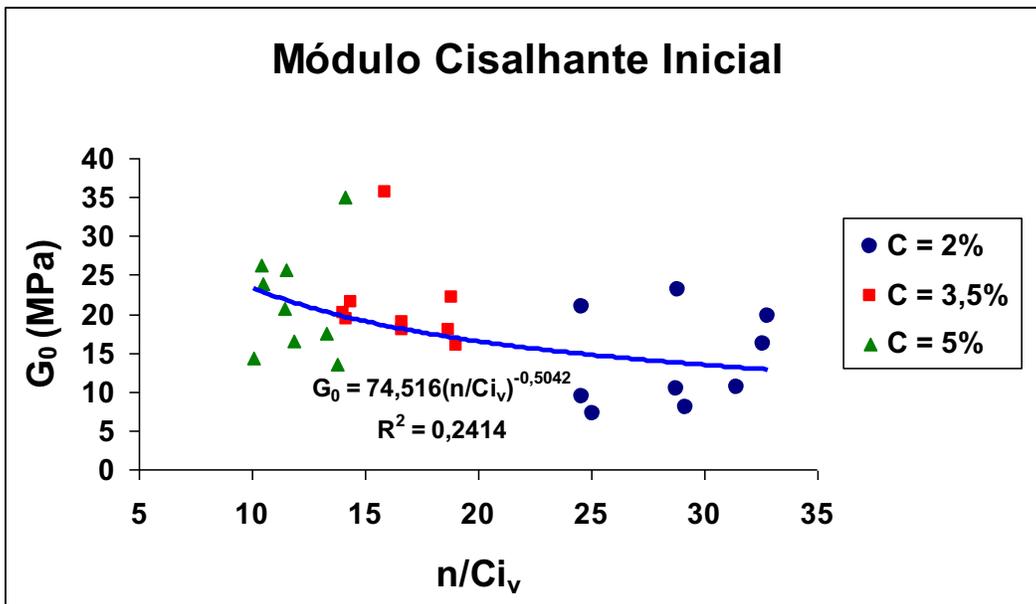


Figura 6.78. Módulo cisalhante inicial - amostras cimentadas artificialmente

Observa-se que as amostras moldadas com mesmo fator vazios/cimento, tem módulo tangente semelhante. Este fato também ocorre com o módulo cisalhante inicial.

### 6.5.2. Efeitos da Utilização dos Sensores de Deformação Interna na Medida da Rigidez das Amostras

Na Figura 6.79 observa-se no gráfico em escala semi-logarítmica o efeito do ajuste dos sensores para a amostra CID 3,5 300 A2 até a deformação axial de aproximadamente 6%, representativa das diversas tensões efetivas, teores de cimento e densidades, empregados neste estudo.

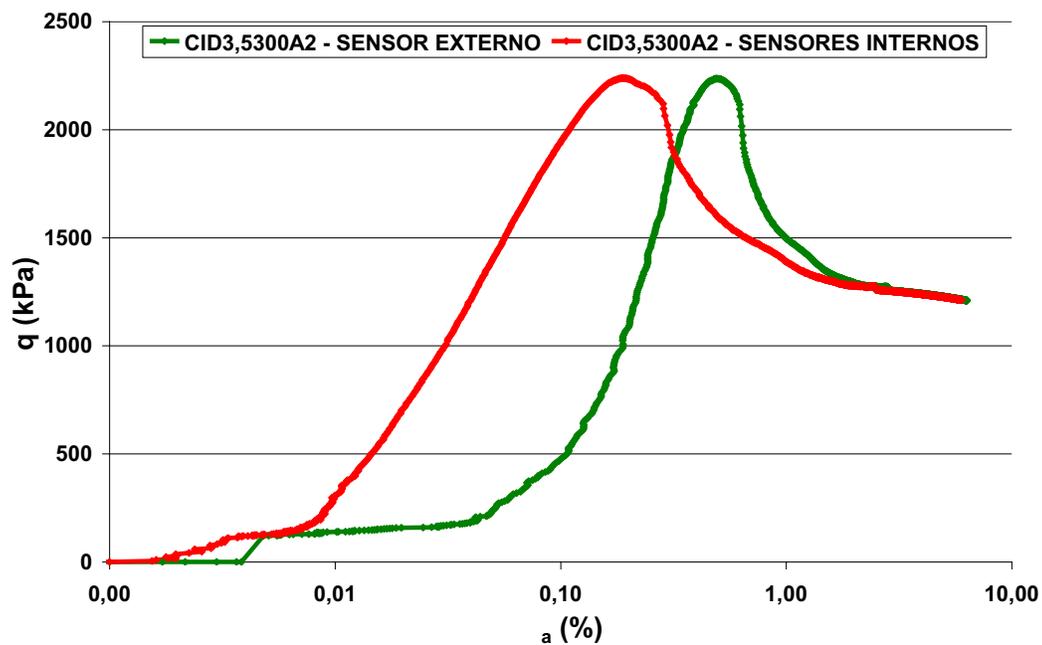


Figura 6.79. Efeito da utilização dos sensores de deformação interna tipo Hall na medida da rigidez das amostras

Ao analisarmos o uso dos sensores de deformação axial internos e externo, observa-se o efeito do ajuste do equipamento absorvido pelo sensor externo e eliminado completamente pelos sensores internos na fase inicial do cisalhamento. Observa-se que em qualquer caso, com ou sem os sensores de deformação interna a tensão desvio permanece a mesma, tanto no pico como a grandes deformações. O ajuste parece afetar apenas a medida da rigidez das amostras, provocando uma translação da medida de deformação axial.

Nesse caso, os sensores internos na fase inicial fazem uma leitura mais precisa das deformações, pois eliminam os efeitos de ajustes da prensa à célula e a amostra

dentro dela. No segundo momento a partir de um determinado ponto, específico para cada ensaio, dependendo do comportamento dos sensores de deformação interna o sensor de deformação externa passa a ser mais preciso nas medições, pois o campo de atuação dos sensores de deformação internos é limitado pelo seu trecho linear de resposta, conforme demonstrado no Capítulo IV, Metodologia dos Ensaio. Esse ponto de transição, dependendo do comportamento dos sensores, poderá ocorrer antes, durante ou após a ruptura e é único para cada ensaio.

### 6.6. Comportamento Tensão X Dilatância das Amostras Cimentadas Artificialmente

Neste item apresentam-se os gráficos do comportamento tensão ( $q/p'$ ) versus dilatância ( $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ ) das amostras. Sendo:  $\varepsilon_v = \Delta V/V$  e  $\varepsilon_s = \varepsilon_a - (\varepsilon_v/3)$ . Nas Figuras 6.80 a 6.88 estão apresentados os gráficos das amostras com mesmo teor de cimento e mesma densidade, ou seja, com mesmo ( $n/Ci_v$ ) e diferentes tensões efetivas de confinamento.

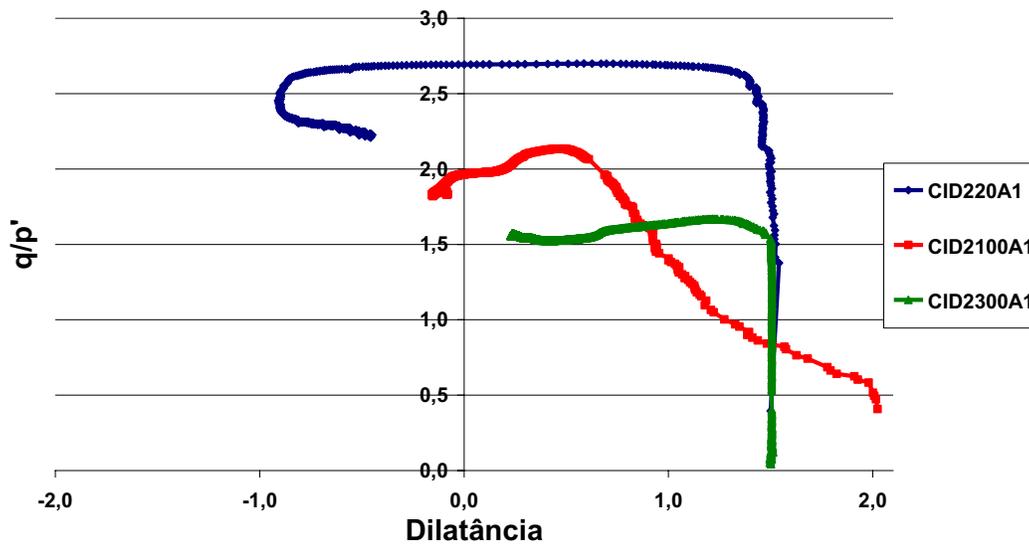


Figura 6.80. Tensão-dilatância das amostras 2A1

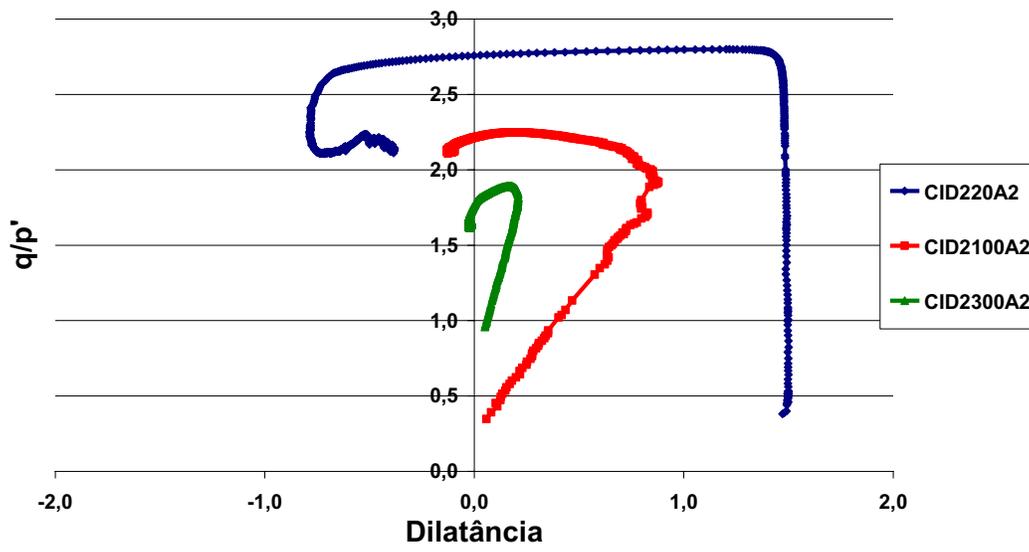


Figura 6.81. Tensão-dilatância das amostras 2A2

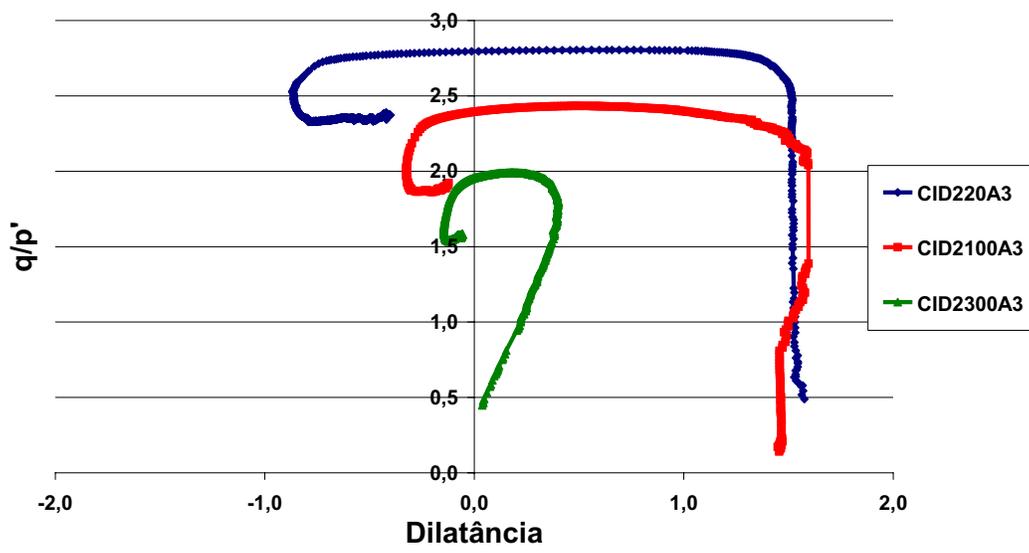


Figura 6.82. Tensão-dilatância das amostras 2A3

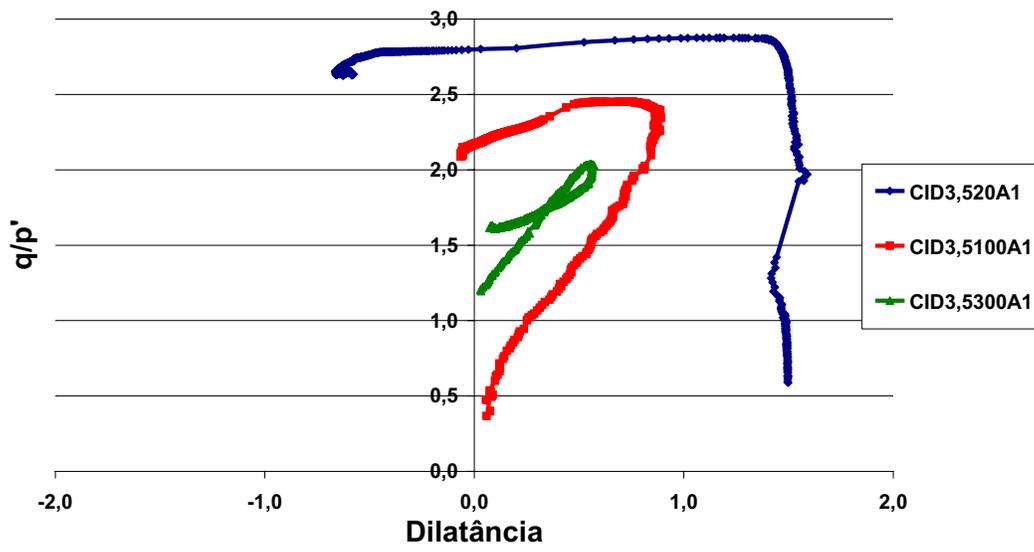


Figura 6.83. Tensão-dilatância das amostras 3,5A1

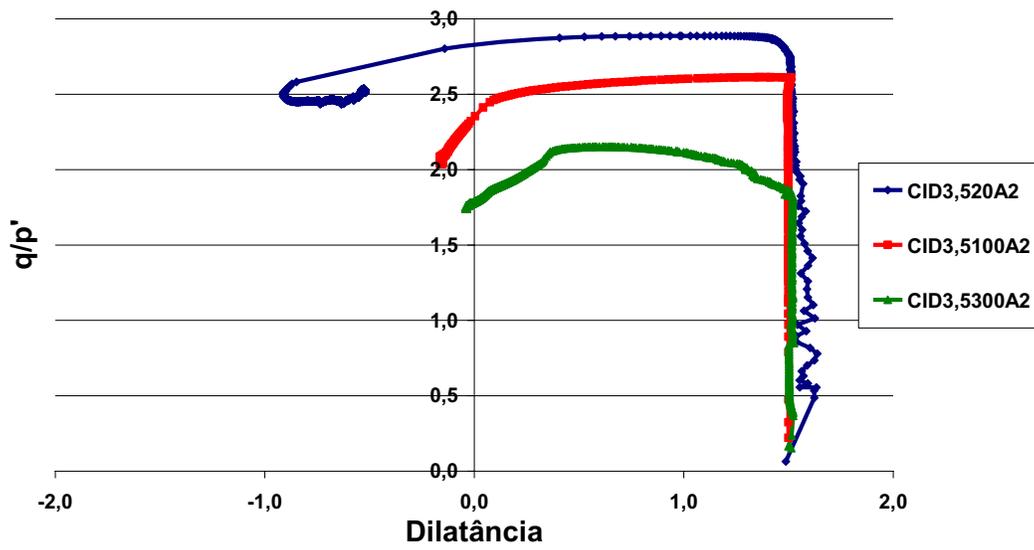


Figura 6.84. Tensão-dilatância das amostras 3,5A2

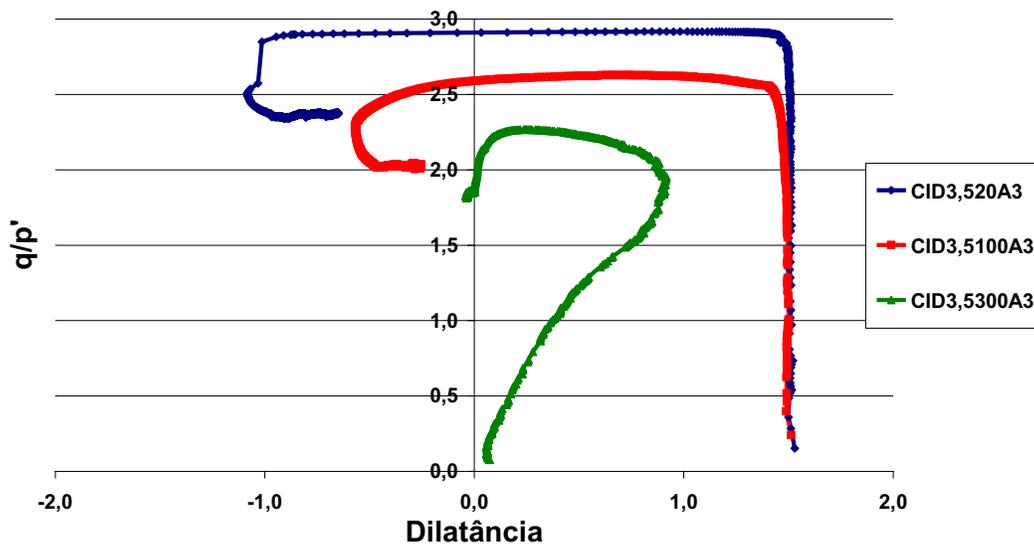


Figura 6.85. Tensão-dilatância das amostras 3,5A3

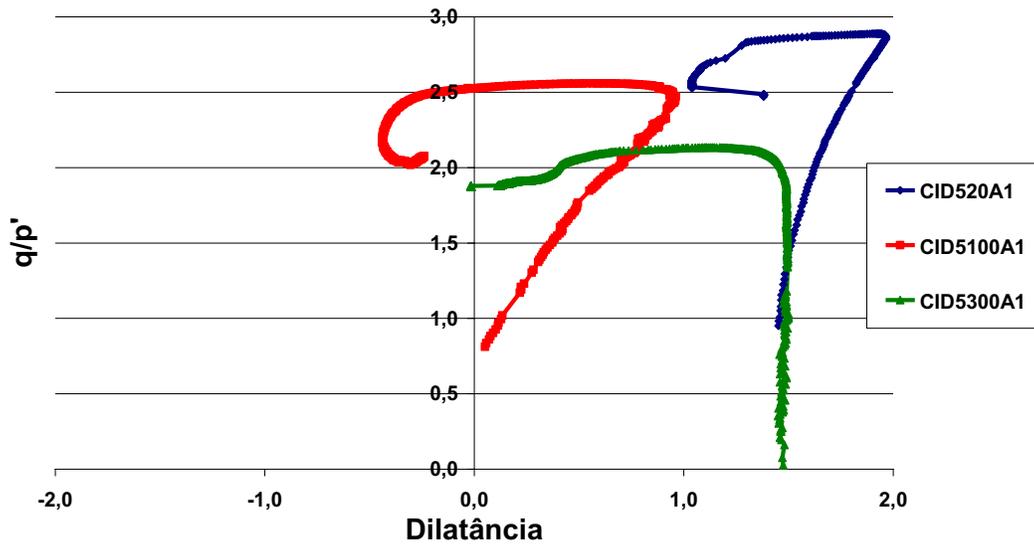


Figura 6.86. Tensão-dilatância das amostras 5A1

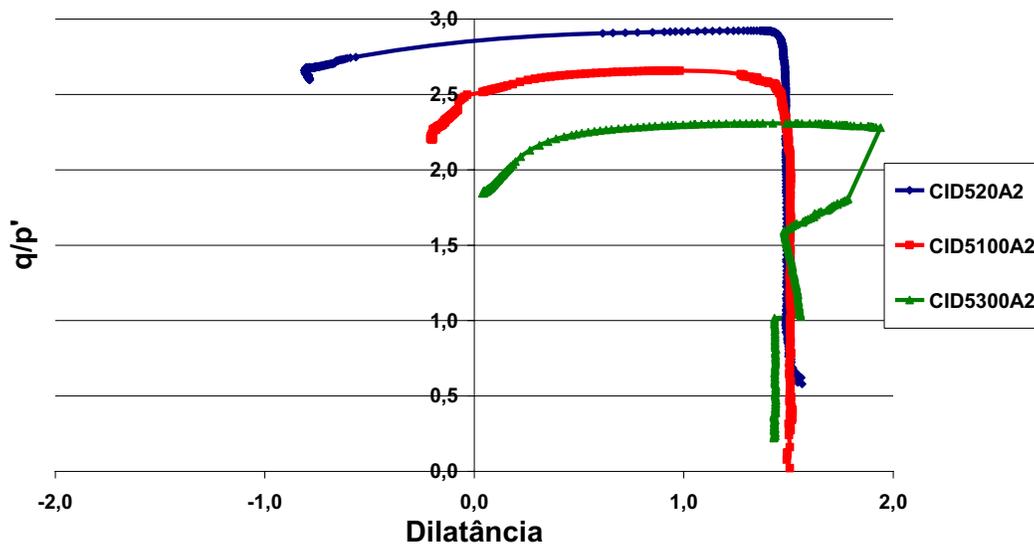


Figura 6.87. Tensão-dilatância das amostras 5A2

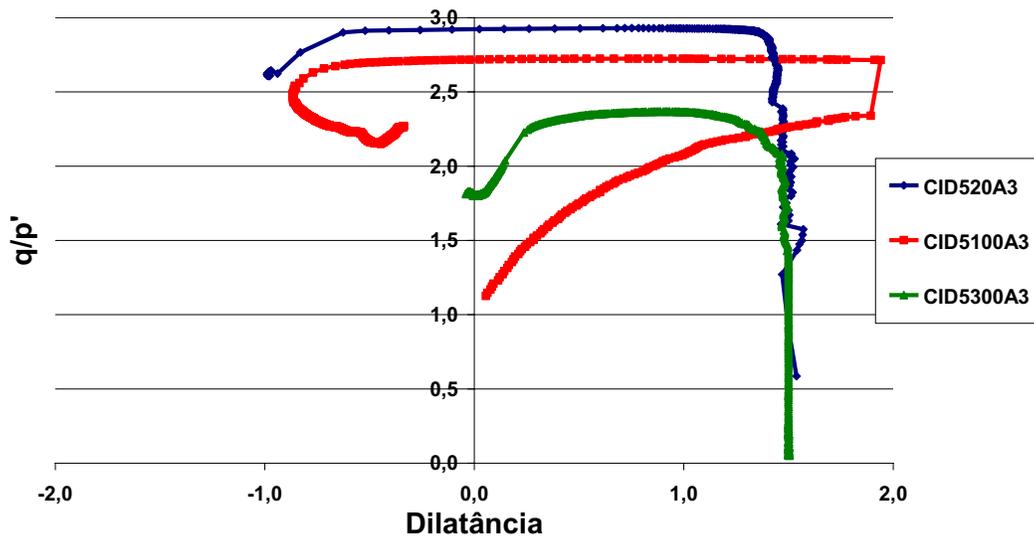


Figura 6.88. Tensão-dilatância das amostras 5A3

A partir dos gráficos tensão-dilatância das amostras com mesmo  $(n/Ci_v)$  e diferentes tensões de confinamento verifica-se que os ensaios com a areia argilosa (SC) do topo, com variados teores de cimento, apresentaram curvas dilatantes características de areias cimentadas, com um trecho com tendência vertical inicial, considerado elástico (aumento de  $q/p'$  e praticamente  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  constantes); no caso de cinco amostras

com tensão efetiva de 100 kPa e duas com 300 kPa, o trecho inicial apresentou-se fracamente inclinado.

Após esse trecho vertical elástico, encontra-se o ponto de plastificação e a curva muda bruscamente de comportamento ( $q/p'$  permanece aproximadamente constante e  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  vai decrescendo até atingir valores negativos da ordem de -1,0) aparentando a forma praticamente horizontal nesse trecho (zona de plastificação) até uma dilatância máxima.

A seguir observa-se uma queda na razão  $q/p'$  e variação com tendência crescente da dilatância, com as amostras tendendo a atingir seu estado último ou crítico, onde  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$ . Ao observarem-se atentamente os gráficos anteriores pode-se determinar o ponto de plastificação exato da maioria das amostras.

Nas Figuras 6.89 a 6.91 estão apresentados as amostras agrupadas pela mesma tensão de confinamento efetiva.

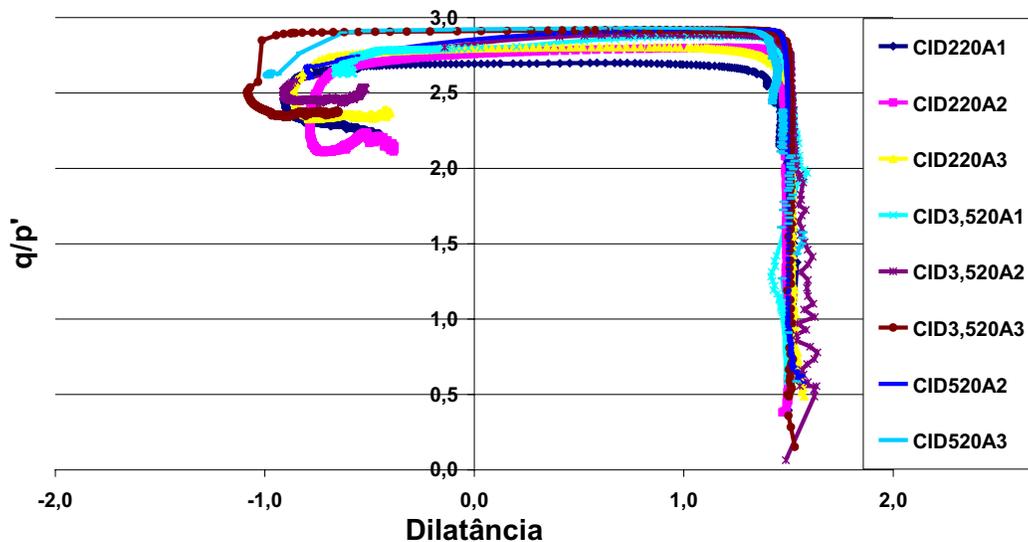


Figura 6.89. Tensão-dilatância das amostras com tensão efetiva de 20 kPa

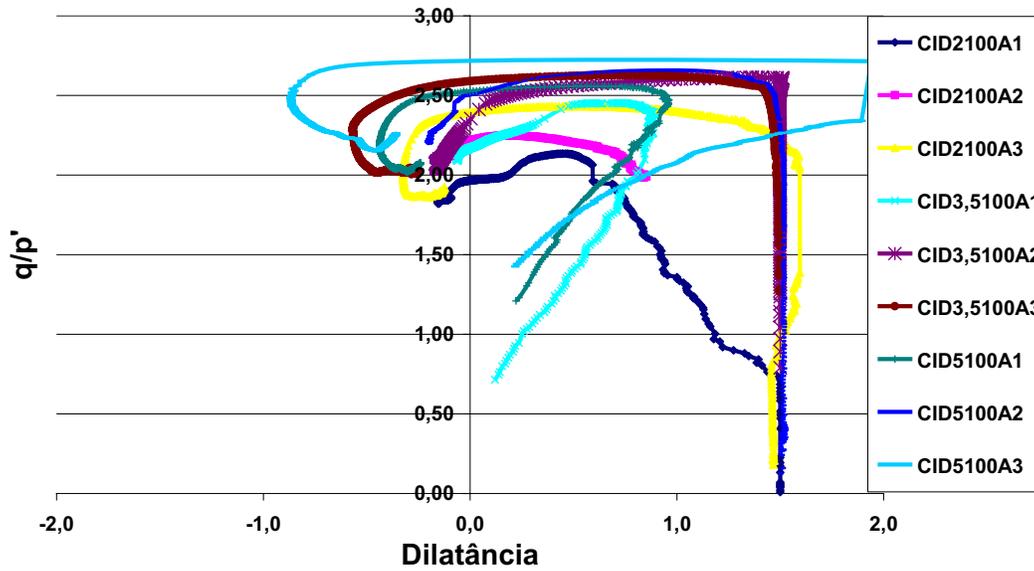


Figura 6.90. Tensão-dilatância das amostras com tensão efetiva de 100 kPa

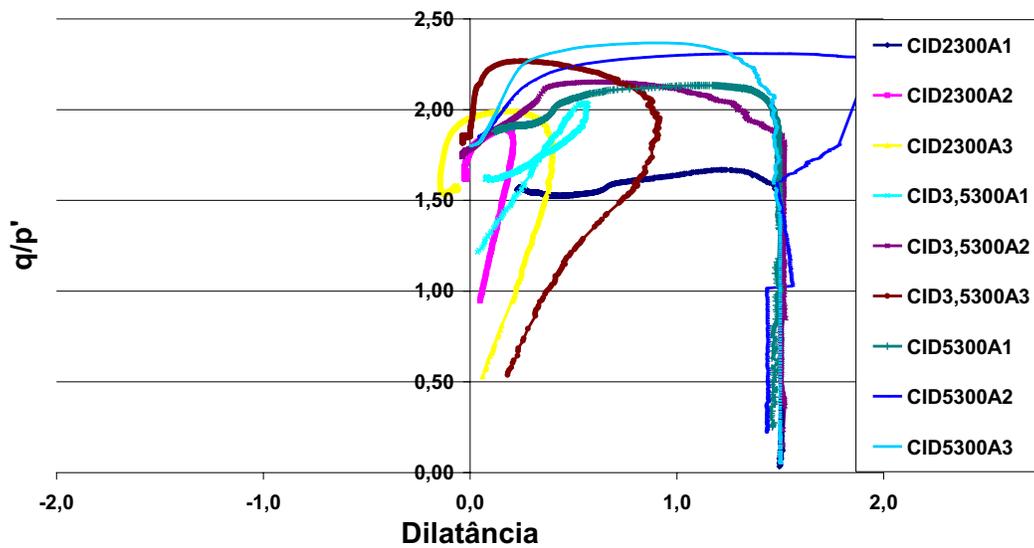


Figura 6.91. Tensão-dilatância das amostras com tensão efetiva de 300 kPa

A partir dos gráficos agrupados pela mesma tensão confinante efetiva, observa-se que quanto maior essa tensão confinante menor a razão  $q/p'$  atingida pelas amostras. Sendo da ordem de 3,0 para as amostras com 20 kPa de tensão confinante efetiva; 2,5 para as amostras com 100 kPa e 2,0 para as amostras com 300 kPa.

Observa-se também, que a dilatância máxima, independente do teor de cimento e do  $n/Ci_v$  para as amostras com 20 kPa de tensão confinante efetiva é da ordem de (-1,0); (-0,5) para as amostras com 100 kPa de tensão confinante efetiva e de (0,0) para as amostras com 300 kPa dessa tensão.

Nas Figuras 6.92 a 6.94 estão agrupadas as amostras pelo mesmo teor de cimento.

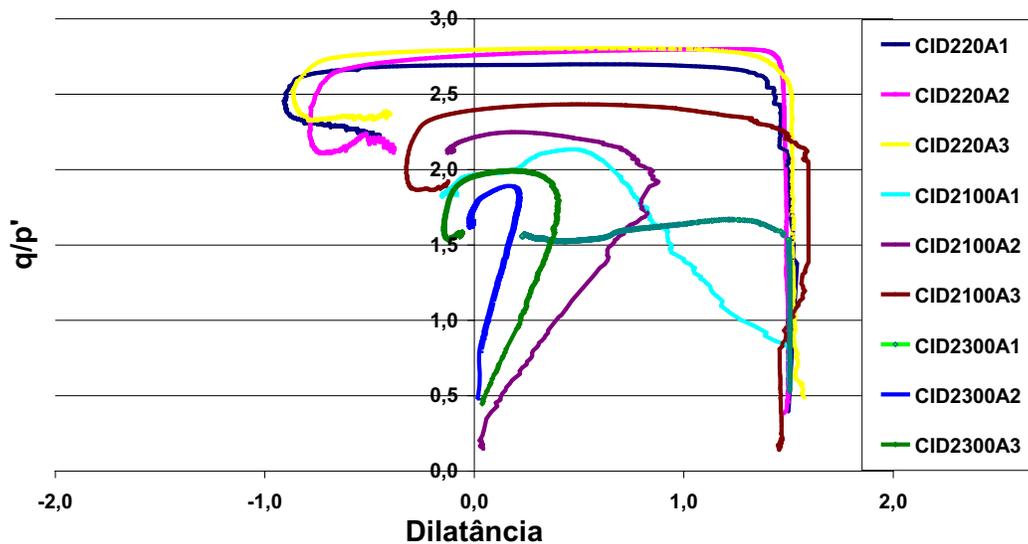


Figura 6.92. Tensão-dilatância das amostras com 2% de cimento

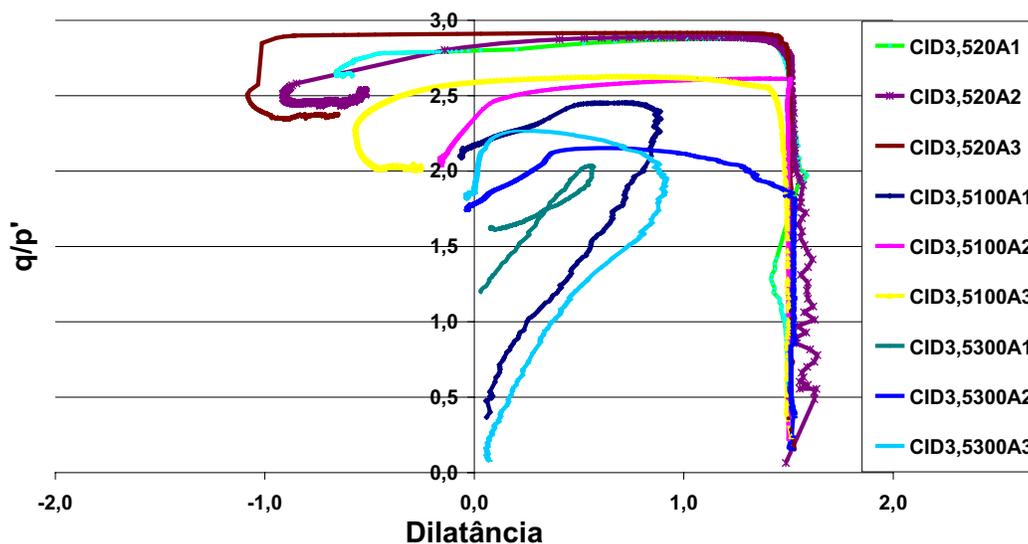


Figura 6.93. Tensão-dilatância das amostras com 3,5% de cimento

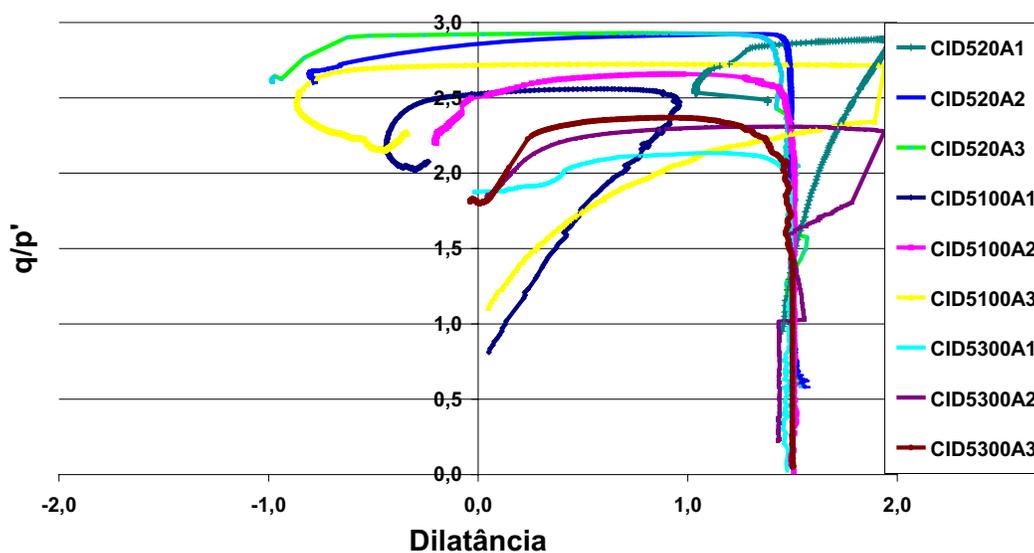


Figura 6.94. Tensão-dilatância das amostras com 5% de cimento

Verifica-se para as amostras agrupadas pelo mesmo teor de cimento, que essas amostras distribuem-se de forma muito semelhante nos três gráficos apresentados, sendo que as amostras apresentam um trecho inicial praticamente vertical e no caso daquelas em que a relação cimentação/tensão efetiva apresenta-se menor, ou seja, maior tensão efetiva confinante e/ou menor cimentação ocorre uma inclinação à direita no trecho inicial da dilatância.

Na Figura 6.95 são apresentadas agrupadas todas as amostras cimentadas artificialmente e na Figura 6.96 as amostras cimentadas artificialmente estão colocadas junto com todas as amostras indeformadas dos blocos e compactadas sem cimento.

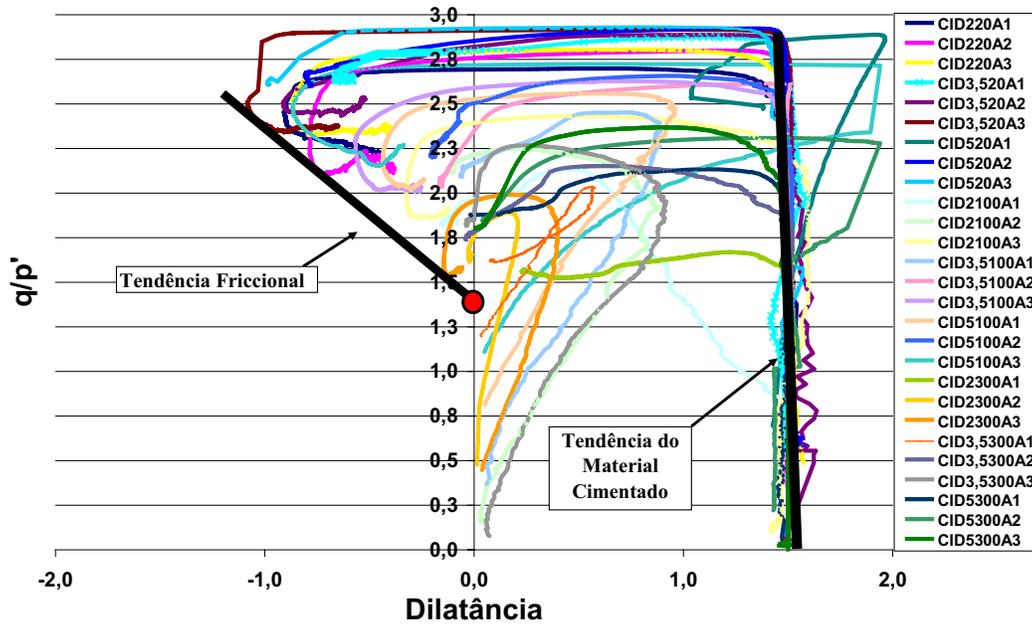


Figura 6.95. Tensão-dilatância de todas as amostras cimentadas artificialmente

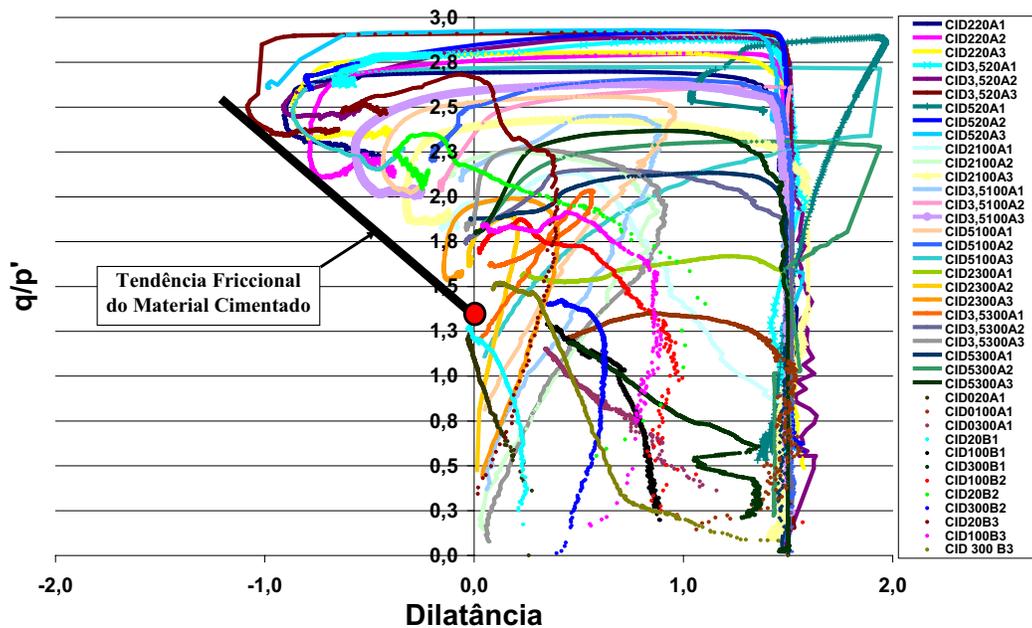


Figura 6.96. Tensão-dilatância de todas as amostras, indeformadas, compactadas e cimentadas artificialmente

Ao se observar todas as amostras cimentadas artificialmente, pode-se estimar uma tendência friccional (Figura 6.95), em que a reta que corta o eixo das ordenadas ( $q/p'$ ) em um valor  $M$  é praticamente o mesmo valor  $M$  encontrado para as amostras

sem cimentação artificial do bloco B1 e compactadas A1, apresentadas na Figura 5.34 e Figura 5.33 respectivamente, onde a tendência friccional do material não cimentado convergem para  $M = 1,4$ . O material cimentado naturalmente, correspondente aos blocos B2 e B3 apresentam um valor de  $M$  de aproximadamente 1,7, conforme observou-se na Figura 5.35 e 5.36.

Pode-se também observar essas tendências dos valores de  $M$  na Figura 6.96, onde estão apresentados os resultados da tensão x dilatância para os blocos indeformados e amostras compactadas juntamente com as amostras cimentadas artificialmente.

Esse valor de  $M = 1,4$  corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico ( $\Phi'_{crit}$ ) da ordem de  $34,5^\circ$ , compatível com os resultados dos ensaios para grandes deformações das mostras cimentadas artificialmente apresentados no item 6.1, onde observa-se que há uma tendência de crescimento do ângulo de atrito e grande diminuição da coesão para grandes deformações, mesmo sem ter sido atingido o estado crítico.

Os resultados dos capítulos V e VI, considerando os ensaios triaxiais e as análises desses ensaios, tanto para as amostras dos blocos indeformados com cimentação natural, quanto para as amostras com cimentação artificial, parecem confirmar vários estudos sobre o comportamento resistência-tensão-deformação na compressão triaxial de solos cimentados. Para as tensões efetivas estudadas, a resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por uma coesão, que é função da cimentação e por um ângulo de atrito que parece não ser afetado pela cimentação.

Os resultados sugerem a existência de um estado último que parece não ser afetado pela cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial. As amostras dos blocos B2 e B3 apresentaram um comportamento de solos com algum grau de cimentação, menores do que os teores de cimentação artificial estudados, demonstrando um comportamento rígido inicial e ruptura apresentando um pico bem definido.

## **CAPÍTULO VII – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA FALÉSIA DA PONTA DO PIRAMBU CONSIDERANDO A CIMENTAÇÃO DO SOLO**

Neste item apresenta-se a caracterização geológico-geotécnica da Falésia na Ponta do Pirambu em Tibau do Sul – RN identificando a contribuição da cimentação do solo no seu comportamento.

### **7.1. Perfil Geológico-geotécnico da Encosta**

Conforme apresentado no Capítulo III o litoral do Rio Grande do Norte caracteriza-se em vários trechos pela ocorrência de falésias em sedimentos da Formação Barreiras e o município de Tibau do Sul – RN apresenta o litoral em forma de falésias.

A falésia da Ponta do Pirambu está no sub-trecho mais ao norte deste litoral (N01), na Figura 7.1 é apresentada uma vista deste sub-trecho.

Na Figura 7.1.(a) visualizam-se as falésias parcialmente vegetadas e a presença de arenitos de praia “*beach rocks*” e de arenitos ferruginosos retrabalhados pelas ondas.

Ao centro da figura observa-se a falésia da Ponta do Pirambu, que tem a ação das ondas limitada pela presença desses arenitos e pela colocação de um enrocamento de pedras para proteção da sua base, Figura 7.1.(b).

Na Figura 7.1.(c) visualiza-se a barreira de recifes e ao fundo à direita desta foto, trezentos metros ao norte a continuação da encosta, mudando para um Perfil do Tipo II, com características geotécnicas semelhantes à da Ponta do Pirambu. Este perfil está apresentado na Figura 7.5.

Na Figura 7.1 também pode-se observar que o perfil da falésia da Ponta do Pirambu é do Tipo III, conforme mostrado na Figura 3.13 do item 3.2.5 desta tese; nesse tipo de falésia podem ocorrer movimentos de massa, induzidos pela erosão remontante, embora no caso em estudo, a existência da camada resistente no meio do perfil, reduza a probabilidade dessas ocorrências.

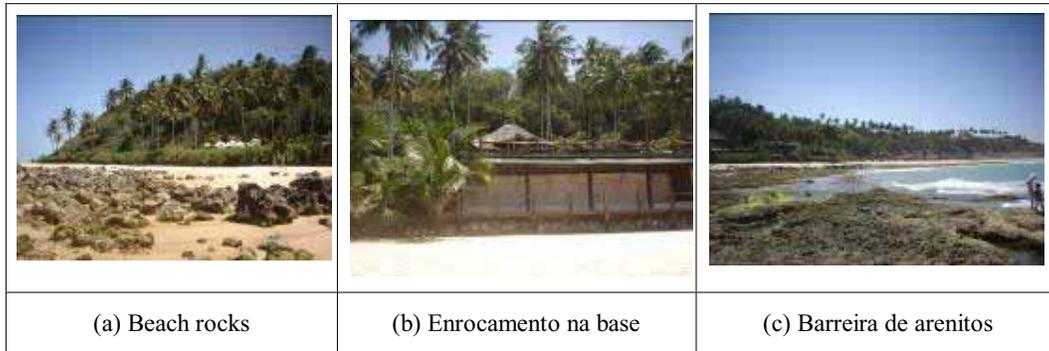


Figura 7.1. Fotos do sub-trecho N01

Braga (2005) ressalta a presença na faixa de praia de arenitos de praia, no início do sub-trecho N01, e ferruginosos na sua parte média e final (ao sul), que atuam como uma importante proteção natural, contribuindo para a dissipação da energia das ondas incidentes.

Na Figura 7.2 são mostrados os arenitos ferruginosos, Figura 7.2.(a), formados por uma cimentação intensa de óxido de ferro, que são expostos após a erosão da falésia ao longo do tempo geológico e retrabalhados pelas ondas e os arenitos de praia “*beach rocks*”, Figura 7.2.(b), formados pela deposição de carbonato de cálcio através da variação do nível do mar em períodos mais recentes.

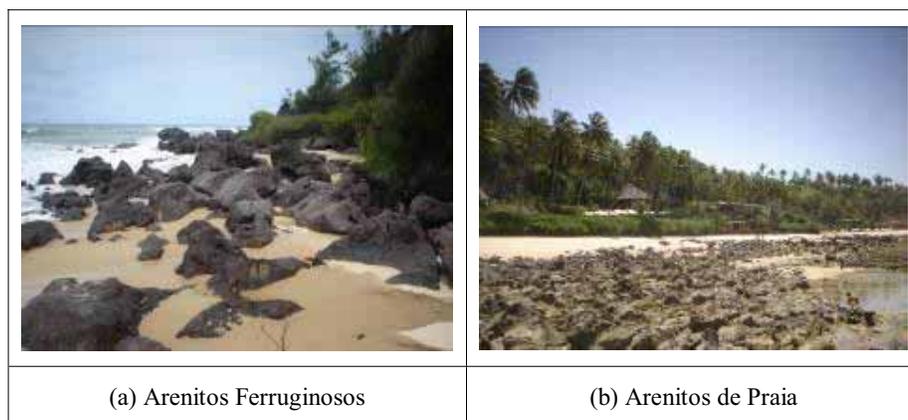


Figura 7.2. Arenitos em frente a falésia da Ponta do Pirambu

Foi observada em um ponto deste sub-trecho a existência de uma fonte de água subterrânea na base da falésia, que muitas vezes é desencadeadora de movimentos de massa em encostas. Entretanto, não se observa este tipo de feição na falésia da Ponta do Pirambu.

O problema da erosão, que vinha atingindo o empreendimento ali localizado, foi contido com a execução de aterro no topo da falésia (deixando a borda da falésia mais alta) e com a colocação de uma caixa coletora de água pluvial com tubulação que leva as águas pluviais até a praia, evitando a percolação através do talude e o escoamento laminar na sua face (Figura 7.3).

Também é mantida a vegetação natural na encosta, onde foi realizado um programa de revegetação nas partes expostas para evitar o impacto direto das gotas de chuva e diminuir o escoamento superficial.



Figura 7.3. Detalhe da caixa coletora de águas pluviais no topo da falésia

Algumas árvores de maior porte existentes no local, como coqueiros próximo à borda e outras espécies na face da falésia foram retiradas e outras deverão ainda ser retiradas para evitar o efeito de alavanca provocado por ventos fortes que ocorrem no mês de agosto.

A partir do ensaio de sondagem mista (SPT + rotativa) e das sondagens de simples reconhecimento (SPT), realizado no topo, meio e base da falésia e do levantamento topográfico realizado na área da Ponta do Pirambu, apresentados no Capítulo V, obteve-se o perfil geotécnico da falésia.

Na Figura 7.4 está apresentada uma seqüência de amostras representativas das camadas de solo que compõem o perfil geotécnico da falésia com suas respectivas profundidades, coletados durante a sondagem mista rotativa.

Observam-se as diferentes camadas da falésia resultantes de pacotes de deposição de sedimentos. Na profundidade entre dezenove e vinte e cinco metros do perfil aparece o material oxidado na condição não saturada resultante da variação do nível do mar logo após a deposição do primeiro pacote de sedimentos.



Figura 7.4. Amostras de solo do perfil geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu

A falésia estudada apresenta um desnível de vinte e um metros entre o topo e a base que forma um patamar intermediário com inclinação suave. A falésia apresenta inclinação de 40° com a horizontal. Este patamar intermediário apresenta uma variação de altura de aproximadamente quatro metros e situa-se cinco metros acima do nível médio da praia..

Na Figura 7.5 é apresentado o perfil geológico-geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu destacando as diferentes camadas (pacotes de deposição de sedimentos) da Formação Barreiras.

O nível freático, o resultado da sondagem mista (SPT + rotativa) e o perfil de umidade na estação chuvosa também estão apresentados na Figura 7.5. Observa-se a alta resistência à penetração na profundidade de 12 a 14 metros, onde se situa a camada denominada fortemente cimentada com concreções lateríticas.

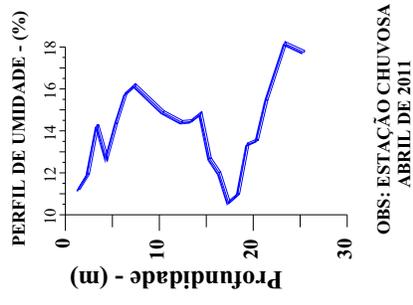
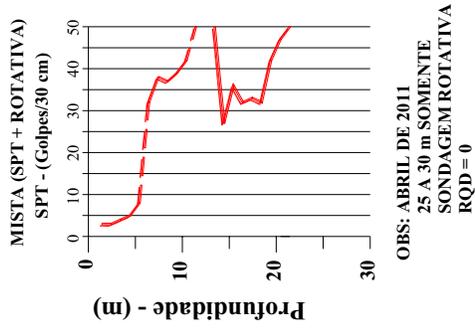
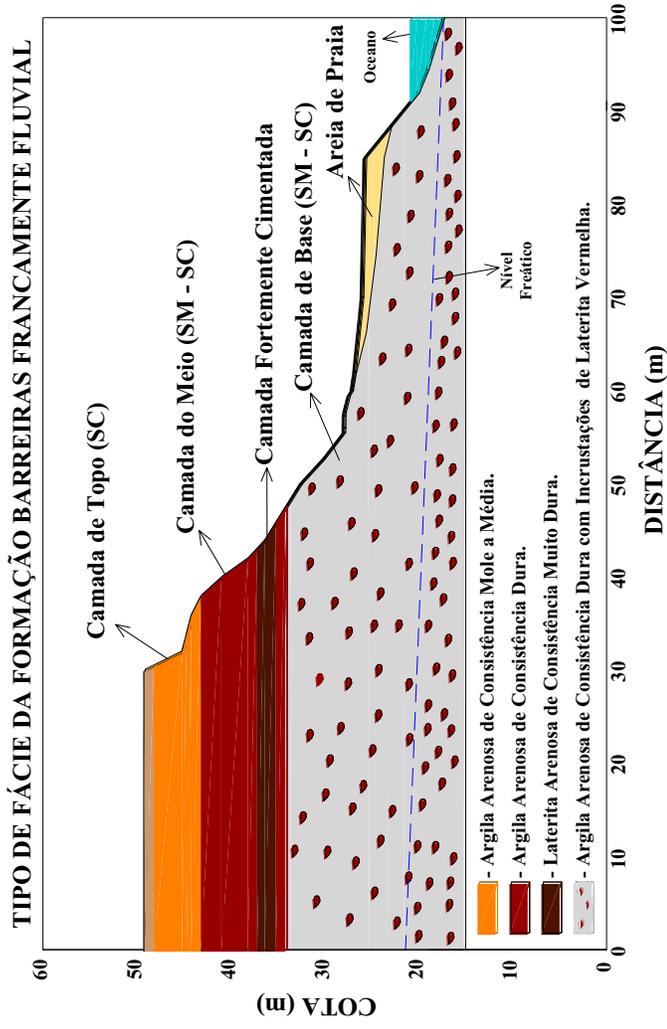


Figura 7.5. Perfil geológico-geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu destacando as unidades identificadas no estudo

A Falésia na Ponta do Pirambu tem como embasamento uma rocha sedimentar carbonática pertencente à Bacia Sedimentar do Apodi, embora a sondagem mista até 30 metros de profundidade e a de simples reconhecimento SP-03, com oito metros de sondagem, relativa ao topo alcança 34 metros de profundidade não tenham detectado a presença dessa rocha. Pode-se observar a presença desse material na maré baixa na área em frente à falésia.

Os sedimentos estudados pertencem à Formação Barreiras de idade Terciária, resultante de deposição fluvial de variada energia.

Inicialmente foi depositada uma camada cinza esbranquiçada com aspecto variegado, constituída por areias argilo siltosas, caracterizando uma fácies francamente fluvial de menor energia de transporte.

Em seguida foi depositada em ambiente de maior energia uma camada também de origem fluvial, posteriormente afetada por processos diagenéticos dominados por cimentação pelo óxido de ferro (hematita e goetita, entre outros), que confere uma maior resistência ao material arenoso grosso a granular.

Na parte superior (pacote de sedimentos mais recente), a presença de óxido de ferro é notável, porém não é observada a precipitação dos óxidos, com formação de concreções ferruginosas. A frente da falésia protegendo a mesma da ação do mar na sua base, encontram-se os arenitos de praia e sedimentos arenosos de ambientes praias.

Do ponto de vista geotécnico, da superfície (topo) para a base detectou-se a presença de uma camada de aterro e deposição eólica de areia de dunas de cor marrom clara de aproximadamente um metro de profundidade com  $N_{spt}$  médio de valor 2.

A seguir uma camada de aproximadamente cinco metros de profundidade do tipo argila arenosa de consistência média, com coloração marrom avermelhada, com fraca cimentação, com  $N_{spt}$  crescente com um valor médio de 5. Nessa camada foi retirado o bloco B1 (Topo).

Na seqüência, observa-se uma camada de espessura de nove metros de argila

arenosa de consistência dura cimentada com óxido de ferro, com coloração vermelha variegada, com tonalidades crescentes de vermelho escuro com  $N_{spt}$  médio de 38. Nessa camada, na profundidade de dez metros foi retirado o bloco B2 (Meio).

À medida que se avança na profundidade, observa-se que a presença das concreções ferruginosas aumenta, com valores de  $N_{spt}$  alto (maiores que 50), até atingir o impenetrável, por volta dos doze metros de profundidade. Desse ponto até quatorze metros, tem-se a camada fortemente cimentada. Após os quatorze metros de profundidade tem-se mais um metro da camada vermelha variegada com  $N_{spt}$  médio de 30.

A partir desses valores muito altos do  $N_{spt}$ , onde se atingiu o impenetrável na sondagem de simples reconhecimento (doze metros de profundidade) inicia-se a camada fortemente cimentada com óxido de ferro, com espessura aproximada de dois metros, que se desenvolveu, provavelmente devido às variações do nível d'água, com a precipitação de óxido de ferro nos vazios do solo.

Essa camada de cor vermelha intensa e que fica escura quando em contato com o ar, não pôde ser amostrada, devido a não ser suficientemente resistente para extrair testemunho com a sondagem rotativa e ser suficientemente resistente para impedir a retirada de blocos indeformados sem a sua destruição.

Abaixo dessa camada fortemente cimentada e de mais um metro do solo fortemente laterizado, em torno de quinze metros de profundidade, os valores de  $N_{spt}$  caem bruscamente para um valor médio de 33.

Essa camada é composta por uma argila arenosa de consistência dura com coloração cinza esbranquiçada com incrustações de nódulos de óxido de ferro de coloração vermelha.

Essa camada prolonga-se até, provavelmente, o substrato de arenito carbonático, sendo que é o mesmo material até a profundidade de trinta e quatro metros, limite da investigação pelo SP-03. Nessa camada foi retirado o bloco B3 (Base) na profundidade de vinte metros.

Na profundidade de 28 metros, além da detecção do lençol freático foi encontrado, na sondagem rotativa, um nódulo mais resistente de concreções de óxido de ferro, que não pode ser ensaiado devido ao seu tamanho e forma, são os arenitos ferruginosos, que provavelmente, se distribuem aleatoriamente nessa camada.

Logo após a ultrapassagem desse bloco, a sondagem voltou ao material cinza esbranquiçado encontrado ao longo desses quinze últimos metros de profundidade com  $N_{spt}$  crescente até os trinta metros de profundidade na sondagem mista rotativa.

O sub-trecho N01 parece apresentar uma continuidade geológica e cerca de trezentos metros ao norte da falésia da Ponta do Pirambu aparece uma falésia sem vegetação, de conformação de Perfil Tipo II, com praticamente a mesma conformação geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu.

O perfil dessa falésia é do Tipo II devido ao fato da mesma não contar com a proteção fornecida pelos arenitos de praia e, portanto, ser uma falésia viva, em contato direto de sua base com as ondas na maré alta.

Este fato, também impede a formação de tálus e colúvios na base da encosta, pois esses sedimentos desprendidos do topo são carregados pela dinâmica marinha e depositados em outros lugares.

Essa camada de Perfil Tipo II apresenta uma camada de topo marrom avermelhada. Na seqüência, do topo para a base, observa-se uma camada com coloração vermelha variegada com branco e com tonalidades crescentes de vermelho escuro à medida que se avança na profundidade.

A seguir observa-se a camada fortemente cimentada com óxido de ferro, com coloração bastante escura devido à exposição à maresia. Essa camada quando quebrada e exposta ao ar é vermelha e em um curto intervalo de tempo torna-se escura devido à oxidação.

Abaixo dessa camada encontra-se a camada composta com coloração cinza

esbranquiçada com incrustações de nódulos de óxido de ferro de coloração vermelha.

A falésia de Perfil Tipo II situada trezentos metros ao norte da falésia da Ponta do Pirambu está apresentada na Figura 7.6.



Figura 7.6. Falésia no sub-trecho N01 - 300m ao norte da falésia da Ponta do Pirambu

Já na falésia da Ponta do Pirambu verifica-se a presença de colúvios antigos sedimentados, com espessura em torno de um metro, na parte média de sua conformação. Esses colúvios apresentam-se fortemente vegetados, dificultando o acesso para retirada de blocos diretamente em sua face, pois é necessário vencer essa camada coluvial para chegar às camadas que compõem o perfil geológico-geotécnico da falésia.

A falésia de conformação geotécnica semelhante à falésia da Ponta do Pirambu está sofrendo erosão permanente em sua base com a ação do mar. Entretanto, a erosão mais intensa ocorre no topo, devido a menor cimentação, falta de vegetação, ocupação antrópica do topo sem adequados dispositivos de drenagem e de estar acima da camada fortemente cimentada..

## **7.2. Parâmetros Geotécnicos das Camadas da Encosta**

De acordo com Coutinho e Severo (2009), quaisquer que sejam os objetivos do estudo do comportamento de um talude são necessárias diversas etapas para a compreensão dos fenômenos e materiais envolvidos em determinada área, dependendo da metodologia empregada.

Na maioria das metodologias pode-se agrupar a caracterização geotécnica em duas etapas iniciais deste estudo de comportamento do talude:

1 - Identificação e classificação dos vários tipos de movimentos de massas que podem ocorrer nos taludes, seus aspectos geológicos, a velocidade do movimento e as causas da instabilização;

2 - Classificação e descrição precisa dos materiais envolvidos no movimento, juntamente com a quantificação das propriedades relevantes ao objetivo do estudo.

Portanto, ao realizar-se a caracterização geotécnica da encosta na Ponta do Pirambu, seguiu-se as etapas 1 e 2 acima.

Foram coletados materiais que compõem as principais camadas da falésia e realizados ensaios de laboratório, com vistas à obtenção dos parâmetros de resistência mecânica dos solos que compõem a falésia (coesão e ângulo de atrito) de pico e a grandes deformações, além do peso específico aparente seco do solo.

Também foram obtidas outras informações relevantes ao entendimento do comportamento da falésia, como a presença de lençóis de água suspensos, percolação de água na face ou base da falésia, constituição química e mineralógica das camadas de solos que compõem o seu perfil e outras informações fundamentais para a realização de etapas posteriores do estudo de encostas ou taludes.

As etapas seguintes do estudo serão a análise de estabilidade da falésia e monitoração de seu comportamento ao longo do tempo.

De acordo com os resultados de laboratório dos ensaios triaxiais CID realizados nos blocos indeformados com medidas de pequenas deformações, foram obtidos os parâmetros para camadas de topo, meio e base que compõe a falésia.

Além disso, realizaram-se estudos com amostras cimentadas artificialmente com vistas a simular diversos níveis de cimentação e de densidade passíveis de ocorrência nas diversas camadas que compõem os solos daquela região.

Para o material fortemente cimentado, que ocorre entre os solos da camada do meio e da base, além dos ensaios com amostras artificialmente cimentados, foi feita uma estimativa dos parâmetros com base em referências bibliográficas, em função da dificuldade de coleta e realização de ensaios.

De acordo com Hoek e Bray (1974), um maciço rochoso sedimentar de arenito possui frequentemente, matriz fina, siltico-argilosa e cimento que pode ser de sílica, calcita, óxido ou hidróxido de ferro. O tamanho de areia que predomina, pode dar o nome: arenito grosso, médio ou fino. Muitas vezes apresenta boa estratificação, mas pode se apresentar maciço.

A designação arenito sem indicações adicionais, costuma subentender rocha rica em quartzo. A densidade média dos arenitos fica em torno de  $1,80 \text{ g/cm}^3$  e normalmente apresentam um ângulo de atrito que varia de  $30^\circ$  a  $45^\circ$ , a coesão da rocha intacta é cerca de duas vezes superior à resistência à tração dessa mesma rocha.

Oliveira e Oliveira (2010) estudando os parâmetros geotécnicos do arenito brando do Estaleiro Atlântico Sul – Suape – PE, encontraram valores para compressão simples entre 1500 kPa e 2700 kPa e nos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada, a coesão desse material variou entre 240 kPa e 450 kPa e ângulo de atrito entre  $48^\circ$  e  $53^\circ$ .

Os ensaios com amostras cimentadas artificialmente foram realizados também com o objetivo de suprir a falta de parâmetros de resistência da camada fortemente cimentada. Portanto, pode-se adotar para esta camada os resultados das amostras

artificialmente cimentadas ensaiadas na densidade de  $1,80 \text{ g/cm}^3$ , com teores de cimento de 2%, 3,5% e 5% respectivamente, conforme o grau aparente de cimentação encontrado em campo.

A Tabela 7.1, apresenta o resumo dos parâmetros de resistência de pico (valores medidos) obtidos através dos ensaios triaxiais CID dos blocos de amostras naturais ensaiados e prováveis parâmetros de resistência de pico para a camada fortemente cimentada (valores estimados).

Tabela 7.1 – Parâmetros de resistência dos solos da falésia da Ponta do Pirambu

Solo	$\gamma_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$c'$ (kPa)	Observação
Topo (Bloco B1) - Indícios de cimentação na mineralogia	1,72	29,4	6,5	Valores Medidos
Meio (Bloco B2) - Cimentado na mineralogia e comportamento fracamente cimentado	1,84	30,5	62,7	
Base (Bloco B3) - Cimentado na mineralogia e comportamento moderadamente cimentado	1,88	28,3	110,5	
Camada Fortemente Cimentada base em Hoek e Bray (1974)	1,80	35,0	400,0	Valores Estimados
Camada Fortemente Cimentada com base em CID(2)A2	1,80	35,6	177,6	
Camada Fortemente Cimentada com base em CID(3,5)A2	1,80	35,1	399,3	
Camada Fortemente Cimentada com base em CID(5)A2	1,80	38,6	478,7	

Portanto, ao realizar-se em pesquisas futuras a análise da estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu, pode-se adotar os parâmetros acima estimados para a camada cimentada e verificar-se a situação mais desfavorável. Caso se pretenda adotar outro peso específico aparente seco para esta camada fortemente cimentada pode-se utilizar o capítulo VI desta tese como um banco de dados de parâmetros de resistência mecânica.

### 7.3. Processos Naturais Atuantes na Falésia da Ponta do Pirambu

A Falésia na Ponta do Pirambu é caracterizada como de “Perfil Tipo III”, descrito no item 3.2.5 como perfil inclinado em toda sua extensão a partir da base da encosta e sujeito a escorregamentos rotacionais.

Esta falésia está sujeita a três processos naturais passíveis de ocorrência:

- Erosão pluvial;
- Escorregamentos na parte superior (solo de topo);
- Erosão do mar na base da encosta (erosão basal).

A erosão pluvial devido a diversas intervenções no local e a aspectos geológicos intrínsecos da área, dificilmente ocorrerá. Não se espera modificações repentinas na área, desde que mantidas as condições atuais de drenagem do topo, cobertura vegetal na face e topo da encosta.

A água captada no topo da falésia na Ponta do Pirambu e encaminhada por tubulação para a praia, aliada a um programa continuado de conservação da vegetação e revegetação do topo e da face da encosta dificulta a ocorrência da erosão pluvial. A vegetação também evita a ação do “*splash*”.

Observou-se que na estação chuvosa a umidade média fica em torno de 15% para a camada de topo, medida na altura da coleta dos blocos (2,5 m), 16% para a camada do meio (10,0 m) e 13% para a base (20,0 m). Na estação seca a umidade média fica em torno de 10% para o topo, 13% para o meio e 8% para a base.

Considerando que a umidade de saturação da camada de topo é de 20,2%, da camada do meio de 16,8% e da base de 15,5%. Pode-se concluir que os solos não ficam completamente saturados entre as estações seca e chuvosa. Atingindo em média para as três camadas um grau de saturação da ordem de 85% na estação chuvosa. Sendo a situação mais crítica em relação à saturação a apresentada pela camada do meio da falésia, que fica em torno de 95% de saturação na estação chuvosa.

Portanto em relação a escorregamentos na parte superior da falésia pode-se observar que à medida que a frente de umedecimento avança no solo, ocorre a diminuição da sucção e, por conseguinte, o decréscimo da coesão. Entretanto, a permeabilidade dos solos da falésia é de baixa a muito baixa conforme observou Severo (2005) para solos da região estudada e apresentada no capítulo III na Tabela 3.3.

Além do mais, pelas observações de campo, pode-se afirmar que a camada com forte cimentação é praticamente impermeável, o que explica o solo da camada da base, abaixo dessa camada fortemente cimentada, apresentar um grau de saturação menor do que da camada do meio, situada acima da camada fortemente cimentada, tanto na estação chuvosa como na estação seca.

Observou-se que os ângulos de atrito das camadas de topo, meio e base da encosta e do solo da encosta ensaiado com cimentação artificial, quando considerada a mesma densidade, não variaram significativamente entre uma situação e outra.

A coesão aumentou significativamente de valor quando se compara as amostras cimentadas artificialmente e as amostras naturais, isto ocorre devido a distribuição irregular da cimentação nas amostras naturais conforme apresentou-se no capítulo V para os solos das camadas do meio e da base.

A camada da base apresenta um grau de cimentação mais elevado, aqui denominada moderadamente cimentada, evidenciado pelos ensaios químicos, mineralógicos, tipo e forma de ruptura e também pela sua elevada coesão, em torno de 110 kPa, obtida com as amostras saturadas ao realizar-se os ensaios triaxiais drenados.

Deve-se considerar que mesmo nas amostras fracamente cimentadas relativas ao bloco B2, existe uma contribuição da cimentação devido às concreções com óxido de ferro, evidenciada pelos ensaios químicos e mineralógicos e pelas rupturas localizadas, apresentadas durante a realização dos ensaios triaxiais drenados, apresentando uma coesão em torno de 63 kPa.

Portanto, a resistência mecânica das camadas naturais do meio e da base são elevadas em função da coesão, já a camada do topo deve apresentar uma maior

resistência do que a observada nos ensaios triaxiais do tipo CID pelo efeito da sucção já que a mesma, provavelmente, não fica completamente saturada na estação chuvosa.

Observa-se também, que a resistência mecânica da camada fortemente cimentada, na porção média da encosta, é bastante elevada, em comparação com as camadas de solo fracamente cimentadas acima (topo e meio) e moderadamente cimentada abaixo dela (base), embora não tenha sido ensaiada diretamente.

Severo (2005) observou que a estabilidade das encostas é muito aumentada pela presença de camadas com cimentação ferruginosa no corpo da falésia, quando demonstrou por cálculos de análise de estabilidade, que não ocorre nenhum deslizamento abaixo da camada fortemente cimentada, mesmo que o solo esteja completamente saturado abaixo dela.

Logo, o escorregamento, improvável nessa falésia, caso ocorra, se dará apenas na camada de topo e com o solo não completamente saturado. Além do mais, temos a contribuição da proteção fornecida pela vegetação com a ação fixadora do solo promovida pelas raízes, principalmente pela vegetação de pequeno porte que evita o efeito alavanca das grandes árvores, em caso de ventos fortes que ocorrem no mês de agosto.

Em relação à erosão basal ocasionada pela ação das ondas e marés que provocam a instabilidade das falésias quando a água do mar atinge a sua base, ocasionando a formação de incisões no sopé da encosta e levando ao solapamento das camadas superiores pode-se observar que na falésia da Ponta do Pirambu temos a presença de arenitos de praia “*beach rocks*” à sua frente e arenitos ferruginosos em seu lado sul e norte.

Também foi executada uma obra de proteção costeira, com a colocação de enrocamento de pedras na base da falésia, para dificultar a ação do mar nos períodos anuais de marés mais altas.

É importante salientar, que a denominação “Ponta” nessa região se refere àqueles locais, que devido a sua conformação geológica, são avançados em direção ao

mar, devido a sua grande resistência ao desgaste abrasivo das ondas e marés e principalmente, devido à proteção natural proporcionada pelos blocos de arenitos ferruginosos e carbonáticos “*beach rocks*”. Portanto, esses locais não foram desgastados pela ação do mar em sua base.

Nos locais onde não ocorre essa proteção (Figura 7.6, apresentada no item 7.1), há um avanço do mar em direção ao continente, formando baías, que no litoral oriental do Rio Grande do Norte de acordo com Diniz (2002), recebem a denominação de Baías em forma de Zeta.

Portanto, em curto prazo não se pode prever que a ação do mar na base da Falésia na Ponta do Pirambu acarrete alguma modificação na sua condição de estabilidade já que a mesma está protegida pelos arenitos de praia, arenitos ferruginosos e pelo enrocamento de pedras colocado em sua base.

Conclui-se, portanto, que de acordo com as características geológico-geotécnicas da área estudada; mantidas as condições atuais na falésia da Ponta do Pirambu, com proteção fornecida pela vegetação, coleta e remoção do excesso de chuva no topo, baixa permeabilidade dos solos, presença de camadas de solo do perfil geotécnico da falésia com variados graus de cimentação, presença da camada fortemente cimentada com elevada resistência mecânica, presença dos arenitos ferruginosos e arenitos de praia, mantida a obra de proteção costeira com enrocamento de pedra, as condições de estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu estão mantidas.

## **CAPÍTULO VIII. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

A falésia da Ponta do Pirambu no município de Tibau do Sul – RN, constituída de solos sedimentares da Formação Barreiras, tem sua dinâmica natural influenciada pelas características do meio físico, posição geográfica, clima, geologia, mineralogia, vegetação e ocupação antrópica.

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões deste estudo obtidas através das investigações de campo e laboratório, baseadas nos objetivos definidos, além de apresentadas sugestões para futuras pesquisas.

Em campo foram realizadas visitas técnicas, instalação de piezômetros, sondagem de simples reconhecimento (SPT), sondagem mista (SPT + rotativa), determinação de perfis de umidade e coleta de amostras indeformadas e amolgadas das camadas que compõem a falésia localizada na Ponta do Pirambu.

As principais atividades de laboratório foram realizadas através de ensaios triaxiais drenados, com medidas de pequenas deformações, em amostras indeformadas das camadas de topo (bloco B1), meio (bloco B2) e base (bloco B3), que compõem o perfil geotécnico da encosta, sobre amostras compactadas sem cimentação (A1) com o solo do topo da falésia e em amostras de solo do topo preparadas em laboratório com cimentação artificial utilizando cimento Portland (CP V – ARI - RS). Além dos ensaios triaxiais drenados, foram realizados ensaios de caracterização física, química e mineralógica dos solos dessas camadas e da camada fortemente cimentada.

Para a execução desse projeto realizou-se uma melhora de alguns equipamentos e das instalações do Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE. A principal atividade foi o desenvolvimento de uma célula triaxial cambiável para amostras de diâmetros 5,0 cm ou 10,0 cm, altura duas vezes o diâmetro, com célula de carga interna e externa. A célula triaxial é híbrida para funcionar tanto com o sistema de colunas de mercúrio, quanto por um sistema hidráulico/pneumático com compressor. A célula triaxial conta com um sistema de medidas de pequenas deformações e foi resultado de uma cooperação técnica com o LEGG - UFRGS.

As dificuldades encontradas na realização dos ensaios triaxiais são inerentes ao número de ensaios realizados, ao tempo de execução dos mesmos, ao tamanho e peso da célula triaxial e ao número de equipamentos envolvidos nos ensaios; também ao número de sensores instalados no equipamento, três sensores de efeito Hall, dois axiais e um radial, duas células de pressão (tensão confinante e contra-pressão), medidor de deslocamento externo, medidor de variação volumétrica e célula de carga externa.

### **8.1. Conclusões**

As conclusões a serem apresentadas nesta pesquisa são as seguintes:

#### **- Quanto às Caracterizações Físicas, Químicas e Mineralógicas dos Solos da Falésia da Ponta do Pirambu**

Os solos apresentaram características físicas típicas da FB, classificados como areia argilosa e areia silto argilosa, com IP variando de 5,0% a 11,0%, índice de vazios variando de 0,41 a 0,53 e pesos específico aparente variando entre 17,2 kN/m<sup>3</sup> a 18,8 kN/m<sup>3</sup>. O comportamento é não dispersivo;

As análises químicas mostraram que Si, Fe e Al são os elementos químicos predominantes e a análise mineralógica mostrou a Caulinita como o argilo-mineral das frações de solo e concreções;

A análise mineralógica morfoscópica da fração graúda dos solos apresentaram pedregulho e areia quartzosa, cimentados em maior ou menor grau, com óxido de ferro, resultando nas concreções lateríticas;

A acumulação dos óxidos de ferro é o principal requisito de formação de concreções (cimentação).

#### **- Quanto ao Comportamento Tensão-deformação das Amostras dos Blocos Indeformados e Compactadas**

As amostras dos blocos B2 e B3 apresentaram plano de ruptura no cisalhamento e um comportamento rígido inicial;

As amostras dos blocos B2 e B3 apresentaram um comportamento típico de solos pré-adensados, ou com algum grau de cimentação, conforme as observações de Leroueil e Vaughan (1990);

Nos ensaios com tensões efetivas confinantes de 20 kPa e 100 kPa o solo apresentou inicialmente um comportamento mais rígido, aparentemente linear, até um ponto de escoamento bem definido. A partir daí, as deformações aumentam até a ruptura.

O parâmetro B, de Skempton e a saturação após a ruptura variaram de 0,98 a 1,00 e de 95,42% a 100,00% respectivamente, considerando todas as amostras naturais.

#### **- Quanto ao Comportamento Tensão-deformação das Amostras Cimentadas artificialmente**

Quanto maior a cimentação das amostras maior a tensão desvio “q” e quanto maior o peso específico aparente seco, para um mesmo teor de cimento, maior a tensão desvio ”q”;

Quanto ao comportamento volumétrico, as amostras apresentaram um comportamento compressivo inicial até próximo da ruptura e a seguir um comportamento expansivo;

Os teores de cimento mais elevados, 3,5% e 5,0%, provocam uma maior expansibilidade;

As amostras apresentaram um comportamento rígido inicial e ruptura apresentando um pico bem definido. Amostras apresentaram plano de ruptura no

cisalhamento bem pronunciado;

O parâmetro de Skempton médio ficou em torno de 0,60, a saturação dessas amostras ficou entre 93 e 100%. Compatível com resultados de outros autores em solos cimentados e rochas brandas.

#### **- Quanto às Envoltórias de Tensões das Amostras dos Blocos Indeformados e Compactadas**

Os ângulos de atrito de pico para todas as amostras foram da mesma ordem, sendo o relativo as amostras B2 o de maior valor, provavelmente devido a maior quantidade da fração pedregulho em sua granulometria, devida as concreções lateríticas;

As coesões foram baixas para as amostras A1 e B1 e elevadas para as amostras B2 e B3;

Nas condições de realização dos ensaios, as coesões elevadas dos blocos B2 e B3, são indicativos de um certo grau de cimentação, parecendo confirmar as observações de Clough et al (1981) que afirma que a introdução de um agente cimentante em um solo arenoso aumenta a coesão, mas o ângulo de atrito é similar aquele do solo não cimentado.

#### **- Quanto às Envoltórias de Tensões das Amostras Cimentadas Artificialmente**

A variação da densidade das amostras provocou um aumento tanto da coesão, quanto do ângulo de atrito;

A variação do teor de cimento provocou um aumento da coesão, parecendo ser o fator preponderante no ganho de resistência mecânica para os teores de cimento e densidades estudados;

A variação do teor de cimento das amostras não provoca claramente um aumento do ângulo de atrito, para os teores de cimento e densidades estudados;

### **- Quanto à Influência do Fator Vazios/cimento**

A tensão desvio cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade, observações de Consoli et al. (2007) e Cruz (2008);

As curvas tensão versus fator vazios/cimento com respectivos coeficientes de ajuste para o solo nos três níveis de tensão confinantes efetivas estudados apresentaram um expoente de ajuste de 0,60;

O fator vazios/cimento foi menor do que o de solos de granulometria mais grossa já estudados e maior do que o de solos de granulometria mais fina, corroborando os estudos de Consoli et al. (2007) e Cruz (2008), ao estudar as variáveis-chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento, que observaram que quanto maior a granulometria do solo, maior é o expoente de ajuste no denominador do fator vazios/cimento ( $n/(Civ)^{\text{expoente}}$ ) nas curvas  $q \propto n/(Civ)^{\text{expoente}}$ .

### **- Quanto à Rigidez das Amostras**

As amostras do bloco B1 e compactado A1 apresentaram uma rigidez menor do que as amostras do bloco B2 e B3;

A rigidez dos blocos B2 e B3 foram muito semelhantes quando consideradas nas mesmas tensões confinantes, assim como as amostras do Bloco B1 foram semelhantes as compactas A1;

As amostras cimentadas com o mesmo  $n/Civ$  e diferentes tensões de confinamento mostraram que quanto maior a tensão de confinamento maior o módulo secante.

Amostras moldadas com mesmo fator vazios/cimento, tem módulo secante semelhante.

### **- Quanto à Dilatância das Amostras**

As amostras do bloco B1 e compactadas A1 apresentaram comportamento de material sem cimentação e as amostras do bloco B2 e B3 pareceram apresentar comportamento de amostras com algum grau de cimentação;

A dilatância máxima se mostrou independente do teor de cimento; amostras agrupadas pelo mesmo teor de cimento distribuem-se de forma muito semelhante;

Considerando todas as amostras cimentadas artificialmente, estimou-se uma tendência friccional, em que a reta que corta o eixo das ordenadas ( $q/p'$ ) em um valor  $M$  é praticamente o mesmo valor  $M$  encontrado para as amostras sem cimentação artificial do bloco B1 e compactadas A1;

A tendência friccional do material não cimentado e do cimentado convergiu para  $M = 1,4$ . O material cimentado naturalmente B2 e B3, apresentaram um valor de  $M$  de 1,7.

### **- Quanto à Influência da Cimentação Natural nos Parâmetros de Resistência dos Solos**

As amostras do bloco B2 e do bloco B3 apresentaram um comportamento semelhante, tanto na tensão-deformação como na variação volumétrica, ao das amostras cimentadas artificialmente, enquanto que as amostras do bloco B1 apresentaram um comportamento semelhante ao das amostras compactadas sem cimentação A1;

Um maior grau de cimentação pode provocar além do aumento da tensão desviatória, o aumento da variação volumétrica. As amostras dos blocos B2 e B3 apresentaram maior variação volumétrica do que as amostras dos blocos B1 e B2 e pouco menor do que as amostras cimentadas 2A1;

As amostra do bloco B2 e do bloco B3 romperam em um plano bem definido de ruptura, em torno de  $45^\circ$ , semelhante aos das amostras com cimentação artificial, as

amostras do bloco B1 e compactadas sem cimento A1 romperam de forma dúctil, apresentando um embarrigamento característico.

#### **- Quanto à Caracterização Geológico-geotécnica da Falésia da Ponta do Pirambu**

A Falésia da Ponta do Pirambu apresenta uma fácies francamente fluvial de menor energia de transporte. Perfil inclinado formando um ângulo de 40° com a horizontal e vinte e um metros de altura;

Identificados três processos naturais passíveis de ocorrência: erosão pluvial, escorregamentos na parte superior e erosão do mar na base;

A falésia apresenta proteção da vegetação em toda sua extensão;

Os solos das camadas que compõe a falésia não ficaram completamente saturados e o nível freático está abaixo da base;

Os ângulos de atrito de pico das camadas de topo, meio e base da encosta não variaram significativamente, ficando entre 28,3° e 30,5°;

As coesões de pico variaram significativamente entre as camadas. A camada do topo apresentou coesão de 6,5 kPa. A camada do meio 62,7 kPa. A camada da base apresenta coesão de 110 kPa;

A falésia apresenta enrocamento de pedras, presença de arenitos de praia “beach rocks” a sua frente e a presença de arenitos ferruginosos nas suas porções sul e norte, o que dificulta a ação do mar em sua base.

## **- Conclusões Finais**

A análise dos ensaios triaxiais CID realizados ratificou a estrutura conceitual sobre o comportamento resistência-tensão-deformação existente sobre solos cimentados, apresentada na revisão bibliográfica e identificou a contribuição da cimentação do solo no comportamento da encosta.

Para as tensões efetivas estudadas, a resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por uma coesão, que é função da cimentação e por um ângulo de atrito que parece ser pouco afetado pela cimentação.

Os resultados sugerem a existência de um estado último que parece não ser afetado pela cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial.

As amostras dos blocos B2 e B3 apresentaram um comportamento de solos com algum grau de cimentação, menores do que os teores de cimentação artificial estudados, demonstrando um comportamento rígido inicial e ruptura apresentando um pico bem definido.

Os solos das camadas do meio, base e fortemente cimentada apresentam grau de cimentação que exerce influência favorável no comportamento da falésia.

De acordo com as características geotécnicas da área estudada; mantidas as condições atuais na falésia da Ponta do Pirambu, com a presença de camadas de solos sedimentares da Formação Barreiras com variados graus de cimentação as condições de estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu estão mantidas.

## 8.2. Sugestões Para Futuras Pesquisas

- Determinar o teor de cimento CP V ARI – RS que incorporado aos solos estudados produza uma mistura que resulte uma resistência mecânica semelhante aos respectivos solos naturais, com o objetivo de melhor estudar os solos naturais em diversos tipos de ensaios;
- Realizar estudos com a utilização de ensaios triaxiais do tipo extensão axial, de fluência e utilizar a técnica de *bender elements* (elementos de flexão) nos solos estudados com a adição de cimento obtida no item anterior;
- Estudar o comportamento tensão-deformação de solos da Formação Barreiras de outras regiões em função do fator vazios/cimento;
- Analisar a influência da incorporação de fibras de polipropileno e cimento aos solos estudados e outros solos da Formação Barreiras, com vistas à pavimentação, controle de erosão e mitigação de risco de deslizamento em encostas ocupadas;
- Melhorar a instrumentação da falésia estudada com a colocação de tubos de inclinômetro, marcos de superfície e outros para acompanhar seu comportamento ao longo do tempo;
- Realizar a análise de estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu com base nos parâmetros geotécnicos obtidos;
- Realizar estudos que visem quantificar a contribuição da cimentação natural do solo na estabilidade de falésias e estabilidade de cortes executados em estradas sobre solos da Formação Barreiras, com vistas a diminuir o volume de escavação em obras lineares.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AIREY, D. W. **Triaxial Testing of Naturally Cemented Carbonate Soil**. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 119, N. 9, p. 1379-1398, 1993.
- ALHEIROS, M. M.; LIMA FILHO, F., M. ; MONTEIRO, F. A. J.; OLIVEIRA FILHO, S. J. **Sistemas deposicionais da Formação Barreiras no Nordeste Oriental**. Anais do Congresso Brasileiro de Geologia, 1, Belém. v. 2. p. 753-760, 1998.
- ALHEIROS, M.M. E LIMA FILHO, M.F. **Revisão Geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte e do seu Embasamento. Capítulo 8 – A Formação Barreiras**, Boletim do Departamento de Geologia da UFPE, Série Estudos e Pesquisas, v. 10, p. 77-88, 1991.
- ALHEIROS, M. M.; FERREIRA, M. G. V. X. **Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte e dos seu embasamento - a sub-bacia cabo**. Boletim. DGEO/UFPE - Série Estudos e Pesquisas, v. 10, p. 45-56, 1991.
- ALHEIROS, M. M. **Riscos de Escorregamentos na Região Metropolitana de Recife**. 1998. Tese (Doutorado em Geociências), Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- ALMEIDA, M. S. S.; RIOS FILHO, M. G.; FUTAI, M. M.; RICCIO FILHO, M. **Laboratory and in Situ Studies on a Compacted Clayey Soil Fill**. Geotechnical Engineering, ICE, v. 164, Issue GE1, p.13, 2011a.
- ALMEIDA, M. S. S.; OLIVEIRA, J. R. M. S.; MOTTA, H. P. G.; ALMEIDA, M. C. F; BORGES, R. G. **CPT and T-bar Penetrometer for Site Investigation in Centrifuge Tests**. Soils and Rocks, v. 34:1, p. 79-88, 2011b.
- AMARAL, R. F. **Contribuição ao Estudo da Evolução morfodinâmica do litoral oriental sul do Rio Grande do Norte, entre a Ponta de Búzios e Baía Formosa**. 2000. Tese (Doutorado em Geociências) – Programa de Pós-Graduação em Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- AMARAL, R.F. **A Dinâmica Ambiental e o Problema da Erosão na Zona Costeira do Município de Tibau do Sul**. IDEMA, Relatório Interno. 45p. 2001.
- ANJOS, C. A. M.; CARVALHO, J. B. Q. **Análise da estabilidade de encostas em Maceió, Brasil**. 2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – II PSL/COBRAE, ABMS/ABGE/ISSMGE, Rio de Janeiro, v. 1, p. 593-599. 1997.
- ASGHARI, E.; TOLL, D. G.; HAERI, S. M. **Triaxial Behaviour of a cemented Gravely sand, Tehran Alluvium**. Geotechnical and Geological Engineering. n. 21, p. 1-28. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial**. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação Para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Determinação do Limite de Liquidez.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Análise Granulométrica.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação.** Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas.** Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13601: Solo – Avaliação da Dispersibilidade dos Solos Argilosos pelo Ensaio do Torrão (Crumb Test).** Rio de Janeiro, 1996.

BANDEIRA, A. P. N. **Mapa de Risco de Erosão e Escorregamento das Encostas Ocupadas do Município de Camaragibe-PE.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

BANDEIRA, A. P. N.; COUTINHO, R. Q.; ALHEIROS, M. M. **Landslide Hazard Map in one Area of The Municipal District of Camaragibe-PE/Brazil.** 9<sup>th</sup> International Symposium On Landslides, Rio de Janeiro, p. 303-309. 2004.

BANDEIRA, A. P. N. **Caracterização Geológico-geotécnica de Encostas da Formação Barreiras e Estudo de Chuvas Críticas na Região Metropolitana do Recife.** 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

BEZERRA, F. H. R.; MELLO, C. L.; SUGUIO, K. **A Formação Barreiras: recentes avanços e antigas questões.** 10<sup>th</sup> Congresso da Associação Brasileira de Estudos do Quaternário, ABEQUA, Guarapari, p. 3-4. 2005.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurements of soil properties in the triaxial test.** 2. ed. London: Edward Arnold, 1962. 227p.

BRAGA, K. G. **Uso do Checklist na Identificação dos Processos Erosivos**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

BURLAND, J. B. **On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays**. *Géotechnique*, London, v. 40, n.3, p. 329-378, 1990.

CHAVES, L. F. M. **Propriedades Químicas e Mineralógicas de Três Solos Vermelhos Tropicais do Estado do Rio Grande do Norte**. 1979. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande.

CLAYTON, C. R. I.; HIGHT, D. W.; HOPPER, R. J. **Progressive Destructuring of Bothkemar Clay: implications for sampling and reconsolidation procedures**. *Géotechnique*, London, v. 42, n. 2, p. 219-239, 1992.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; SHAFII RAD, N. **Cemented Sands Under Static Loading**. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, v. 107, n. 6, p.799-817, 1981.

COLINS, B. D.; SITAR, N. **Geotechnical Properties of Cemented Sands in Steep Slopes**. *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 135, n. 10, p.1359-1366, 2009.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. **The Influence of Curing Under stress on the Triaxial Response of Cemented Soils**. *Géotechnique*, London, v. 50, n. 1, p. 99-105. 2000.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, LP. D. M. **The Influence of Curing Under stress on the Triaxial Response of Cemented Soils**. *Géotechnique*, London, v. 52, n. 5, p. 382-384. 2002.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO. **Yielding-compressibility-strength Relationship for an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress**. *Géotechnique*, London, v. 56, n. 1, p. 69-72. 2006.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. **Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Division, ASCE*, v.133, n. 2, p.197-205. 2007.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. da S.; HEINECK, K. S. **Key Parameters for Strength Control of Lime Stabilized Soils**. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, p. 210-216. 2009a.

CONSOLI, N. C *et al.* **Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand** . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, p. 1347-1353. 2009b.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Division, ASCE*, v.136, n. 5, p.759-763. 2010.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V. da; RIOS, S. **Stress-Strain-Dilatancy Behavior os a Mixture of Silty Sand with Cement**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, 2010.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The Mechanics of Cemented Carbonate Sands**. Géotechnique, v. 43, n. 1, p. 53-67. 1993.

COOP, M. R.; WILSON, S. M. **Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, ASCE, v. 129, n.11, p. 1010-1019, 2003.

COUTINHO, R. C. & ORTIGÃO, J. A. R. (1990). **O desempenho da instrumentação de um aterro sobre solo mole**. Simpósio sobre instrumentação de campo – SINGEO. Rio de Janeiro, pp.95- 105.

COUTINHO, R. C.; COSTA, F.Q. & SOUZA NETO, J.B (1997). **Geotechnical characterization and slope stability evaluation of a slope in residual soil from Pernambuco, Brazil**. 2nd Pan-American Symposium on Landslides, 2nd COBRAE, Rio de Janeiro, vol.1. pp 287-298.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. R., LIMA FILHO, M. F., COELHO, F. A. A., SANTOS, L. M. **Estudo da Erosão da Encosta do Horto de Dois Irmãos – PE**. 9<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia (CD-ROM), São Paulo, ABGE, 1999.

COUTINHO, R. Q.; SOUZA NETO, J. B; COSTA, F. Q. (2000). **Design Strength Parameter of a Slope on Unsaturated Gneissic Residual Soil**. Advances in Unsaturated Geotechnics / GEODENVER, Denver. p. 247-261.

COUTINHO, R. Q.; SOUZA NETO, J. B; DOURADO, K.C.A. (2004). **General Report: Characterization of Non-textbook Geomaterials**. Proceedings ISC'2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne eds. – Porto, Portugal, 2004 Millpress, Rotterdam, Vol.2, pp.1233-1257.

COUTINHO, R. Q. & SILVA, M. M. **Classificação e Mecanismos de Movimentos de Massa**. 4<sup>o</sup> Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Salvador, 2005.

COUTINHO, R. Q.; SOUZA NETO, J.B; SANTOS, L.H & LAFAYETTE, K.P.V. **Geotechnical characterization of an unsaturated soil in the Barreiras Formation, Pernambuco, Brazil**. 4<sup>th</sup> International Conference on Unsaturated Soils. Carefree-AZ, USA, 2006.

COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. **Conferência Investigação Geotécnica Para Projeto de Estabilidade de Encostas**. 5<sup>o</sup> Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, COBRAE, São Paulo. p. 55. 2009.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **Yielding and Pre-failure Deformation of Structured Sands**. Géotechnique, London, v. 47, n. 3, p. 481-508. 1997.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the Mechanics of Structured Sands**. Géotechnique, London, v. 49, n. 6, p.741-760. 1999.

CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2008. 216 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CRUZ, R. C.; CONSOLI, N. C. **Metodologia de Dosagem de um Solo Cimentado Submetido à Tração**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, 2010.

DALA ROSA, F. **Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curado Sob Tensão em Ensaio Triaxiais**. 2006. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DAS, B. M.; YEN, S. C.; DASS, R. N. **Brazilian Tensile Strength Test of Lightly Cemented Samples**. Canadian Geotechnical Journal, v. 32, p. 166-171. 1995.

DINIZ, R. F. **A Erosão Costeira ao Longo do Litoral Oriental do Rio Grande do Norte: Causas, Conseqüências e Influência nos Processos de Uso e Ocupação da Região Costeira**. 2002. Tese (Doutorado em Geociências), Universidade Federal da Bahia, Salvador.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. **Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 96, n. SM5, pp. 1629-1653. 1970.

ELIOT, G.; BROWN, E. T. **Yield of a Soft, High-porosity Rock**. Géotechnique, London, v. 35, n. 4, p. 413-423, 1985.

FLOSS, M. F.; CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S. **Metodologia de Dosagem para Solos Arenos-Pedregulhosos Cimentados**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, 2010.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica dos Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S.; VIANA DA FONSECA, A. **Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Misturas Solo-cimento**. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, SPG, ABMS, ABGE. N. 109, p. 25-42. 2007.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S. **An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil**. Géotechnique, London, v. 55, n. 3, p. 201-213. 2005.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. **The laboratory of a residual tropical soil**. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan, Phoon, Hight & Leroueil (Eds), Singapore, p. 2477-2505. 2007.

GENS, A.; NOVA, R. **Conceptual Bases for a Constitutive Model for Bonded Soils**

**and Weak Rocks.** In: ANAGNASTOPOULOS ET AL. (Eds.) Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks. Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. p. 485-494.

GOMES, F. de S. **Caracterização Pedológica-geotécnica / Estudo de Erosão de Encosta.** 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

GUERRA, A.J.T. (1994). **Processos Erosivos na Encostas.** In: Guerra A. J. T. Cunha S. B. Geomorfologia: uma atualização de bases e conceitos. Rio de Janeiro: Ed. Bertrand Brasil, p.149-208.

GUERRA, A.T.; GUERRA, A.J.T. (1997). **Novo Dicionário Geológico-Geomorfológico.** Rio de Janeiro. Ed. Bertrand Brasil. 652p.

GUERRA, A.J.T.; SILVA, A.S.; BOTELHO, R.G.M. (1999). **Erosão e conservação dos solos: conceitos, temas e aplicações.** Rio de Janeiro: Bertrand Brasil.

GUSMÃO FILHO, J. A. DE MELO, L. V., ALHEIROS, M. M. (1992), **Estudo das Encostas de Jaboatão dos Guararapes, PE.** In Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro. ABMS-ABGE-ISSMGE, V 1, pp.191-209.

HAERI, S. M.; HOSSEINI, S. M.; TOLL, D. G.; YASREBI, S. S. **The Behaviour of an Artificially Cemented Sandy Gravel.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 23, p.537-560, 2005.

HEINECK, K. S. **Estudo do Comportamento de Cimentações Introduzidas sob Tensão.** 1998. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. **Properties of an Artificially Cemented Carbonate Sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, v. 124, n. 6, p. 492-499. 1998.

KAVVADAS, M. J. **General report: Modelling the soil behaviour – Selection of soil parameters.** The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proceedings of the Second International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks. Nápoles, v. 3, p. 1441-1481. 2000.

KONDNER, R. L. **Hyperbolic Stress-Strain Response: cohesive Soils.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 89, n. SM1, pp. 115-143. 1963.

LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. **Engineering Properties of Regional Soils: Residual Soils and Soft Clays.** Tenth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art Lecture, Mexico, 44p, 1995.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. **Cementation Effects in Frictional Materials.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v. 115, p. 1373-1387, 1989.

LAFAYETTE, K. P. V.; COUTINHO, R. Q.; CAVALCANTI, B. C. H. **Avaliação da erosão no Cabo de Santo Agostinho/PE-Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcante.** 5<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental. CD-ROM.

2003.

LAFAYETTE, K. P. V.; COUTINHO, R. Q.; QUEIROZ, J. R. S. **Avaliação da erodibilidade como parâmetro no estudo de sulcos e ravinas numa encosta no Cabo de Santo Agostinho – PE.** 4<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Estabilidade de Encostas, COBRAE, Salvador, v. 1, p. 387-399. 2005.

LAFAYETTE, K. P. V. **Estudo Geológico-Geotécnico do Processo Erosivo em Encostas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho/PE.** 2006. 358 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics.** New York: Wiley, 1969.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Behaviour and Properties of Natural Soils and Soft Rocks.** In: TAN et al. (Eds.) **Characterization and Engineering Properties of Natural Soils.** Lisse: Swets & Zeitlinger, p. 29-254. 2003.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks.** *Géotechnique*, v. 40, n. 3, p. 467-488. 1990.

LEE, I. K; COOP, M. R. **The Intrinsic Behavior of a Decomposed Granite Soil.** *Géotechnique*, v. 45, n. 1, p. 117-130, 1995.

LO, S. R.; WARDANI, S. P. R. **Strenght and Dilatancy of a Silt Stabilized by a Cement and Fly Ash Misture.** *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v. 39, n. 1, p. 77-89. 2002.

MABESOONE, J.M.; SILVA, J.C. **Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e do Rio Grande do Norte – Aspectos geomorfológicos.** Recife: UFPE – Dept Geologia, 1991.

MARTINS, F. B. **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado.** 2001. 300 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. G. **Drained Probing Triaxial Tests on a Weakly Bonded Artificial Soil.** *Géotechnique*, v. 50, n. 2, p. 141-151. 2000.

MEIRA, F. F. D. **Estudo do Processo Erosivo em Encostas Ocupadas.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

MEIRA, F. F. D.; COUTINHO, R. Q.; CANTALICE, J. R. B. **Estudo do Processo Erosivo em uma Encosta Ocupada Pertencente à Formação Barreiras.** 5<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Estabilidade de Encostas, COBRAE, São Paulo. p. 6. 2009.

MENEZES, M.S.S.; CAMPOS, L.E.P. **Estabilização de Taludes em Solos Residuais Tropicais.** 1<sup>a</sup> Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Rio de Janeiro, v. 1, p. 101-109. 1992

MERRITT, E.K. (1984). **The identification of four stages during micro-rill development.** Earth Surface Processes and Landforms, 9, 493-496.

MITCHELL, J. K.; & COUTINHO, R. Q. **Occurrence, Geotechnical Properties, and Special Problems of Some Soils of America.** Special Report. 9<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile, p.1-91. 1991

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior.** New York: Wiley & Sons, 1976. 422p.

NASCIMENTO, K. C. **Monitoramento por DGPS e análise dos processos erosivos da linha de costa na praia de Pirangi do Norte - Parnamirim / RN.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, P. E. S. . **Parâmetros Geotécnicos do Arenito do Estaleiro Atlântico Sul Suape - PE.** Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 15, Gramado, COBRAMSEG, 2010.

OLIVEIRA, C. P. DE; AZEVEDO, R. F. DE; CAMPOS, T. M. P. de. **Características de um Solo Residual Naturalmente Cimentado.** Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 15, Gramado. COBRAMSEG. v. 1. p. 1-5. 2010.

PINYOL, N.; VAUNAT, J.; ALONSO, E. E. **A constitutive Model for Soft Clayey Rocks That Includes Weathering Effects.** Géotechnique, London, v. 57, n. 2, p. 137-151. 2007.

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: uma abordagem teórico-experimental.** 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

RANDOLPH, M. F.; JOER, H. A.; AIREY, D. W. **Foundation design in cemented soils.** The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proceedings of the Second International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks. Nápoles, v. 3. p. 1373-1387, 2000.

RIOS, S.; VIANA DA FONSECA, A.; CONSOLI, N. C. **Stress-strain-dilatancy behaviour of a mixture of silty sand with cement.** Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 15, Gramado. COBRAMSEG. v. 1. p. 1-7. 2010.

RIOS SILVA, S.; VIANA DA FONSECA, A.; CONSOLI, N. C. **Strength and stiffness properties of mixture granitic soil-cement.** 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE, Gramado. v. 1. p. 312-315. 2009.

ROCHA E SILVA, S. R. da. **A general framework for the geomechanical characterisation of artificially cemented soil.** 201. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **On the Yielding of Soils.** Géotechnique, London, v. 8, n. 1, p. 22-53. 1958.

ROTTA, G. V.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M. **Influência da Formação da Matriz Cimentante no Comportamento Tensão-Deformação de Solos Cimentados.** Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12, Brasília. ABMS, p. 1125-1132. 1998.

ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M.; GEHLING, W. Y. Y.; CONSOLI, N. C. **Comportamento Mecânico de Solos Cimentados submetidos a Compressão Isotrópica.** Solos e Rochas, v. 24, n. 2, p. 115-128, 2001.

ROTTA, G. V.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; COOP, M. R.; GRAHAM, J. **Isotropic Yielding in Artificially Cemented soil Cured Under Stress.** Géotechnique, London, v. 53, n. 5, p. 493-501, 2003.

ROTTA, G. V. **Plastificação de Um Solo Cimentado Curado Sob Tensão.** 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SANTOS, L. M. **Caracterização Geotécnica e Estudo da Erodibilidade Associado à Sucção de um Solo da Formação Barreiras-Horto Dois Irmãos/PE.** 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

SANTOS JR., O. F. **Estudo Experimental do Comportamento de um Solo Residual Submetido a Variações Cíclicas de Poro-pressão.** 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SANTOS JR., O. F.; LACERDA, W. A.; EHRLICH, M. **Escoamento Plástico e Comportamento Tensão – Deformação do Solo Residual da Encosta do Soberbo – Rio de Janeiro.** Solos e Rochas, vol 27, n. 3, p. 203-213. 2004a.

SANTOS JR., O. F.; LACERDA, W. A.; EHRLICH, M. **Comportamento do Solo Residual da Encosta do Soberbo (Rio de Janeiro) em Ensaios Triaxiais com Variações Cíclicas de Poro-pressão.** Solos e Rochas, v. 27, n. 2, p. 117-130, 2004b.

SANTOS JR., O. F.; SCUDELARI, A. C.; AMARAL, R. F.: **Geotechnical Properties of Tertiary Sediments and Failure Mechanisms of a Sea Cliff in the State of Rio Grande do Norte, North East Brazil.** 6<sup>th</sup> International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, v. 1, p. 729-733, 2004c.

SANTOS JR, O. F.; SEVERO, R. N. F.; FREITAS NETO, O.; França, F. A. N.: **Análise da Estabilidade nas Falésias entre Tibau do Sul e Pipa - RN.** 6<sup>o</sup> Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Salvador. v. 1, p. 487-496, 2005.

SANTOS JR, O. F.; SEVERO, R. N. F.; SCUDELARI, A. C.; AMARAL, R. F. . **Processo de Instabilização em Falésias: Estudo de um Caso no Nordeste do Brasil.** Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, SPG, ABMS, ABGE. n. 114, p. 71-90. 2008.

SANTOS JR., O. F.; COSTA, Y. D. J.; CHAVES, L. F.; COSTA, C. M. L. **Avaliação**

**de processos erosivos de falésias em pirangi do norte, Parnamirim -RN.** Conferência. 5a. Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. COBRAE, São Paulo. p. 9. 2009.

SAXENA, S. K.; LASTRICO, R. M. **Static Properties of Lightly Cemented Sand.** Journal of Geotechnical Engineering Division, New York, v. 104, n. 12, p. 1449-1465. 1978.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. **Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York: ASCE, v. 127, n. 10, p. 857-868. 2001.

SCHOFIELD, A.; WROTH, C. P. **Critical State Soil Mechanics.** London: McGraw-Hill, 1968.

SEVERO, R. F. **Análise da Estabilidade das Falésias entre Tibau do Sul e Pipa – RN.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

SEVERO, R. N. F; SANTOS JR. O. F. ; FREITAS NETO, O. . **Propriedades Geotécnicas de Sedimentos da Formação Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte.** Anais do Congresso Brasileiro De Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13, Curitiba. COBRAMSEG, v. 1. p. 1. 2006.

SEVERO, R. N. F ; SANTOS JR., O. .F.; SCUDELARI, A. C. ; BRAGA, K.G. . **Estudo dos Processos Erosivos Costeiros no Município de Tibau do Sul - RN.** Anais do Congresso sobre Planejamento e Gestão das Zonas Costeiras dos Países de Expressão Portuguesa, 4, Portugal. 2007a.

SEVERO, R. N. F; SANTOS JR., O. F.; MOURA, D. S. S. ; FREITAS NETO, O.; PEREIRA, A. C. **Análise de Risco de Deslizamento nas Encostas do Município de Tibau do Sul - RN.** 5<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, 2007b.

SEVERO, R. N. F ; FREITAS NETO, O. ; SANTOS JR., O. F. **Determination of Geotechnical Properties of Barreiras Formation Sediments in the coast of Rio Grande do Norte - Brazil.** 13<sup>a</sup> Conferência Panamericana de Mécanica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, PCSMGE, Isla de Margarita. 2007c.

SEVERO, R. N. F ; SANTOS JR., O. F.; SCUDELARI, A. C. ; FREITAS NETO, O. ; MOURA, D. S. S. ; PEREIRA, A. C. **Estudo dos Processos Erosivos nas Encostas do Município de Tibau do Sul -RN.** Anais do Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental e V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, REGEO, Recife. 2007d.

SEVERO, R. N. F ; SANTOS JR., O. F.; COUTINHO, R. Q. **Efeito do Teor de Cimento e da Densidade Sobre a Resistência à Compressão de Misturas de Solo-Cimento.** Anais do Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, 4, Coimbra, 2008.

SILVA, W. S. **Estudo da Dinâmica Superficial e Geotécnica das Falésias do Município de Tibau do Sul – Litoral Oriental do RN.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

SILVA, M. M.; COUTINHO, R.Q.; LACERDA, W.A., ALHEIROS, M. M. **Caracterização Geológica - geotécnica de um Deslizamento numa Encosta em Camaragibe, Pernambuco.** Anais do Congresso Brasileiro de Estabilidade de Encostas, 4, Salvados, COBRAE, v.1, p. 345-360. 2005.

SILVA, M. M.; COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A. **Caracterização Geotécnica de uma Encosta em Processo de Movimento de Massa em Solo Residual de Granito e Formação Barreiras no Município de Camaragibe – PE.** Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13, Curitiba, COBRAMSEG, v. 4, p. 2267-2272. 2006.

SILVA, M. M. **Estudo geológico - geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no Município de Camaragibe – PE.** 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

SILVA, M. M.; COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A. **Geotechnical characterization of the calcareous soil from a landslide in Pernambuco, Brazil.** 13<sup>th</sup> Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, PCSMGE, Margarita Island, Em CD ROM. 2007.

SILVA, M. M. & COUTINHO, R.C. **Caracterização geotécnica de um solo não saturado da Formação Barreiras envolvido num movimento de massa em Camaragibe – PE.** Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6, Salvador. v.1, p. 391-398. 2007.

SILVA, S. R.; VIANA DA FONSECA, A.; CONSOLI, N. C. (2009). **Strenght and stiffness properties of mixtures of granitic soil-cement.** 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria. p. 312-315, 2009.

SKEMPTON, A. W. **The Pore-pressure Coefficients A and B.** Géotechnique, London, v. 4, p. 143-147. 1954.

STAVRIDAKIS, E. I. **Evaluation of Engineering and Cement-stabilization Parameters of Clayey-sand Mixtures Under Soaked Conditions.** Geotechnical and Geological Engineering. n. 23, p. 635-655. 2005.

STAVRIDAKIS, E. I. **A Solution to the Problem of Predicting the Suitability of Silty-clayey Materials for Cement-stabilization.** Geotechnical and Geological Engineering. n. 24, p. 379-398. 2006.

VAUGHAN, P. R. **Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Particularly as Related to their Structure and Mineral Components.** 1<sup>th</sup> International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Tropical's 85, Brasília, v. 3, p. 231-263, 1985.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. **Indexing the Engineering Properties of Residual Soil.** Quaterly Journal of Engineering Geology, v. 21, p. 69-84. 1988.

VIANA DA FONSECA, A. **Identifying the reserve of strenght and stiffness characteristics due to cemented structure of a saprolitic soil from granite.** Proc. 2nd

International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks, Naples. v. 1, p. 361-372. 1998.

VIANA DA FONSECA, A. 2003. **Characterizing and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto.** Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Eds. Tan et al. Vol.2, pp.1341-1378. Swets & Zeitlinger, Lisse.

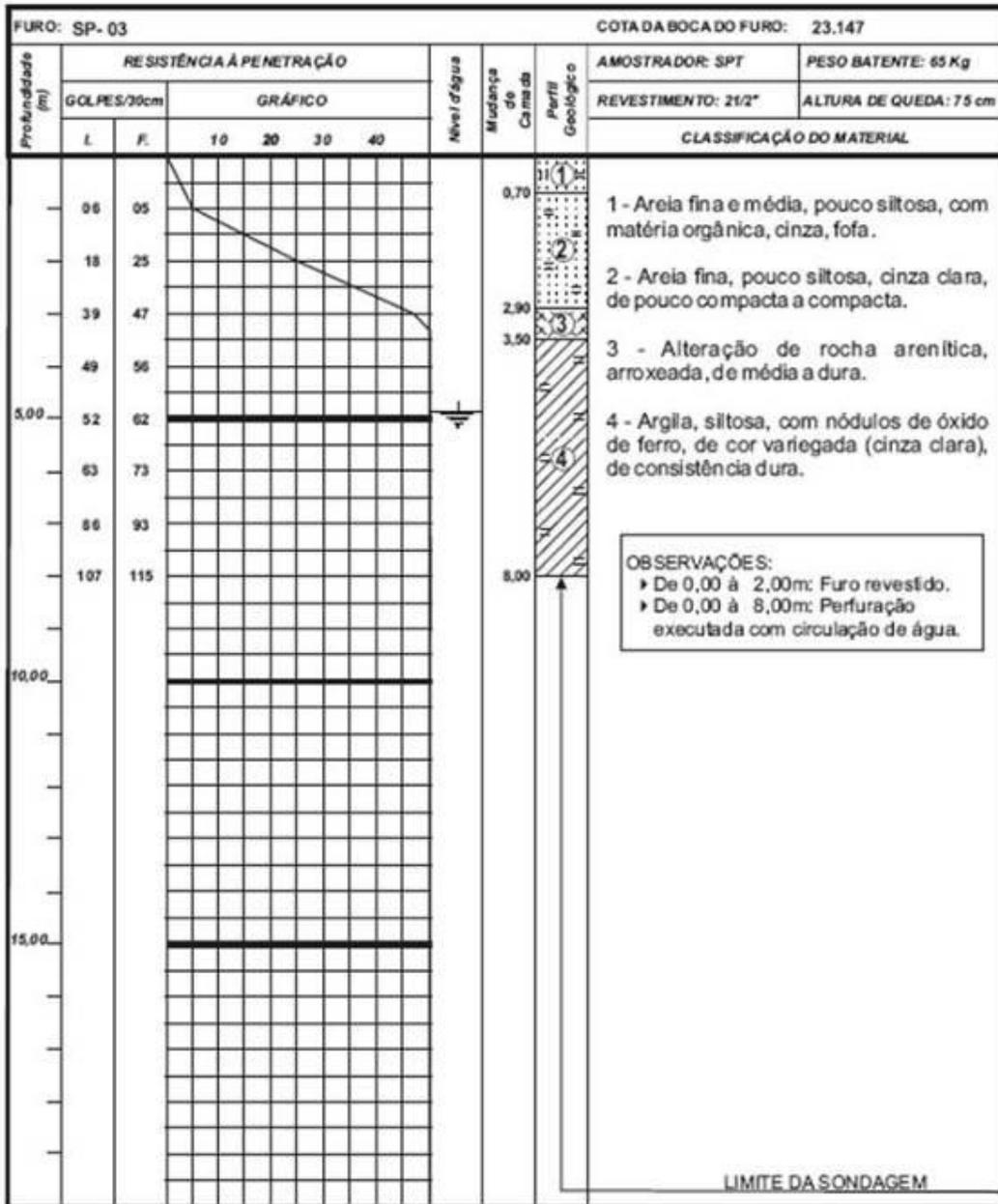
VIANA DA FONSECA, A. E COUTINHO, R.Q. **Characterization of residual soils.** Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Huang & Mayne (Eds), London,UK, p. 195-248. 2008.

WENG, M. C.; JENG, F. S.; HUANG, T. H.; LIN, M. L. **Characterizing the deformation of tertiary sandstone.** International Journal of Rocks Mechanics & Mining Sciences. v. 42, p. 388-401. 2005.

WESLEY, L. D. **Influence of Structure and Composition on Residual Soil.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 116, n. 4, p. 589-603. 1990.







<b>RELATÓRIO</b>  N.º 5.253-02/07	CLIENTE: SR. ANDREAS FRIEDRICH WAGNER	DESENHO: N.º 03.04
	OBRA: EMPREENDIMENTO TURÍSTICO	ESCALA: 1:100
	LOCAL: PONTA DO PIRAMBÚ, TIBAU DO SUL/RN	DATA: 01-02-07
	ENG. RESPONSÁVEL:	DES <sup>ta</sup> : Priscila