

RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE UMA AREIA ESTABILIZADA COM CIMENTO E FIBRAS DE POLIPROPILENO

INÊS MARGARIDA GONÇALVES CALDEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana Da
Fonseca

Co-Orientador: Professor Doutor Nilo Cesar Consoli

MARÇO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais e às minhas irmãs.

“O pessimista culpa o vento, o otimista espera que o vento mude, o realista ajusta as velas”.

William George Ward

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer aos meus pais pelo grande apoio e sacrifícios feitos, durante esta longa etapa, e não me refiro só à realização da tese.

Ao meu orientador Professor António Viana da Fonseca por se ter mostrado sempre disponível, e por ter apoiado desde o início a minha vontade de realizar parte da tese na UFRGS.

Ao meu Co-orientador Nilo Consoli, por me ter aberto as portas para o ramo da investigação proporcionando-me uma experiência bastante positiva.

Ao meu amigo e colega de laboratório Vítor Pereira Faro pelo companheirismo e amizade desenvolvidos durante os ensaios laboratoriais, bem como no restante tempo da minha estadia no Brasil.

Agradeço à equipa de ENVIRONGEO/LEGG pelo modo como fui recebida e pela disponibilidade de ajudar quando surgiam algumas adversidades.

Aos meus amigos que tive o prazer de conhecer em Porto Alegre em que partilhei bastantes momentos, José Carvalho, Benjamim Pereira, Sérgio Marques, Gonçalo Narciso, Ana Ivone, Mely Paredes, Vítor Faro.

Um muito Obrigado, como não podia deixar de ser, às minhas irmãs por estarem sempre presentes nos momentos certos.

Por último, mas não são menos significantes, aos meus Amigos de Portugal que estão presentes no meu dia-a-dia.

Muito Obrigado!

RESUMO

Na procura de soluções que tornem as obras de engenharia mais económicas, minimizando a agressão ao meio ambiente, vêm sendo estudados novos materiais para aplicação em campo real.

Nesse sentido, no presente trabalho foi feito um estudo acerca do comportamento de um solo arenoso estabilizado com cimento Portland e fibras de polipropileno dispostas aleatoriamente.

Para isso foram realizados ensaios de compressão simples e diametral, variando o índice de vazios (e), a percentagem de cimento e o comprimento das fibras, mantendo-se constantes a humidade ($w=10\%$) e a percentagem de fibra (0,5% da massa de areia e cimento). Devido às características da areia utilizada, foram feitos ensaios de compressão simples e diametral para os índices de vazios de 0,62; 0,70 e 0,78. Para cada índice de vazios definidos variou-se a percentagem de cimento nos valores de 1, 2, 3, 5, e 7% da massa de areia. Para os diferentes índices de vazios bem como para as diferentes percentagens de cimento fez-se variar o comprimento de fibras em 50mm, 25mm e 12,5 mm. A areia utilizada nesta pesquisa é a reconhecida areia de Osório/RS-Brasil, de granulometria fina, limpa, uniforme e sem conter matéria orgânica. As fibras de comprimento 50 mm, levaram à utilização de corpos de prova com 20 cm de altura e 10 cm de comprimento. Para os restantes comprimentos (25 e 12,5mm) utilizaram-se corpos de prova de 5 cm de diâmetro para 10 cm de altura. O cimento foi o Portland (CP V – ARI), de alta resistência inicial. O tempo de cura adotado foi de 7 dias, como refere a norma NBR 6457/86.

A partir dos resultados obtidos, tem-se como principal objectivo estabelecer relações entre a razão Volume de Vazios/ Volume de Cimento (V_v/V_c) e as resistências à Compressão Uniaxial e Compressão Diametral, bem como as formas das curvas de Tensão- Deformação.

PALAVRAS-CHAVE: Fator Vazios-Cimento, Fibras de Polipropileno, Reforço de Solos, Ensaio de Compressão Simples, Ensaio de Compressão Diametral.

ABSTRACT

In search of solutions to turn engineering more economic, minimizing the aggression to the environment, some new materials have been studied for its application in real situations.

In that line of thought, the present work shows a study about the behavior of a sandy soil stabilized with Portland cement and polypropene fibers randomly disposed.

Simple compression and diametral tests were made, using voids, percentage of cement and length of fibers as variables of the problem, and keeping constant the humidity ($w=10\%$) and the percentage of fibers (0,5% of the mass of sand and cement). Due to the sand characteristics, tests were made to voids index of 0.62, 0.70 and 0.78. To each one, the percentage of cement used was 1, 2, 3, 5 and 7% of the mass of sand. Every variation was tested using different lengths of fibers: 50mm, 25mm and 12.5mm. The sand used in this study is the well known sand from Osório/RS-Brasil, of fine particle size, clean, uniform and without organic matter. Specimens of 20cm height and 10cm length were used to the 50mm fibers. To the rest of fiber lengths specimens of 5cm in diameter and 10cm height were used. The cement applied was Portland (CP V – ARI) of early high strength. The healing time adopted was 7 days, as specified in regulation NBR 6457/86.

From the results obtained, the main goal is to establish relations between Voids/Volume of cement (V_v/V_c) and the resistance to Uniaxial Compression and Diametral Compression, as well as Tension-Deformation curves.

KEYWORDS: Voids/Cement Ratio, Polypropylene Fibers, Uniaxial Compression Test, Diametral Compression Test

ÍNDICE GERAL

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|-----------|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO..... | 1 |
| 1.2. OBJECTIVOS | 2 |
| 1.3. DEFINIÇÕES BÁSICAS..... | 2 |
| 1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO | 3 |
| 2 COMPORTAMENTO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO 5 | 5 |
| 2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS..... | 5 |
| 2.2. CARACTERÍSTICAS COMPORTAMENTAIS DO SOLO-CIMENTO..... | 6 |
| 2.2.1. EFEITO DO TEOR DE CIMENTO..... | 6 |
| 2.2.2. EFEITO DA COMPACIDADE | 7 |
| 2.2.3. EFEITO DO TEOR DE ÁGUA..... | 8 |
| 2.2.4. EFEITO DA RELAÇÃO VAZIOS/ CIMENTO..... | 9 |
| 2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO..... | 11 |
| 2.3.1. RESISTÊNCIA..... | 11 |
| 2.3.2. RIGIDEZ INICIAL E MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO..... | 13 |
| 2.3.3. PLASTIFICAÇÃO | 13 |
| 2.3.4. COESÃO..... | 14 |
| 2.3.5. DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA | 15 |
| 2.3.6. MODO DE ROTURA | 15 |
| 2.3.7. ESTADO ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA | 16 |
| 3 FIBRAS COMO REFORÇO DE SOLOS | 17 |
| 3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS..... | 17 |
| 3.2. HISTÓRICO..... | 17 |
| 3.3. TIPOS DE FIBRAS UTILIZADAS COMO REFORÇO | 18 |
| 3.3.1. FIBRAS NATURAIS..... | 18 |
| 3.3.2. FIBRAS POLIMÉRICAS | 19 |
| 3.3.3. FIBRAS MINERAIS..... | 19 |
| 3.3.4. FIBRAS METÁLICAS | 20 |
| 3.4. INTERAÇÃO SOLO-FIBRA – ESTUDOS EXPERIMENTAIS | 20 |
| 3.5. ALTERAÇÕES NA PROPRIEDADE DOS SOLOS PELA INCLUSÃO DE FIBRAS..... | 26 |
| 3.5.1. COMPACTAÇÃO | 26 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 3.5.2. RESISTÊNCIA AO CORTE DE PICO | 27 |
| 3.5.3. RESISTÊNCIA AO CORTE PÓS-PICO | 31 |
| 3.5.4. DEFORMABILIDADE..... | 31 |
| 3.5.5. MODO DE ROTURA | 32 |
| 3.5.6. VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA..... | 33 |
| 3.5.7. RIGIDEZ INICIAL..... | 34 |
| 3.5.8. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E OUTRAS PROPRIEDADES | 34 |
| 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL | 35 |
| 4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS | 35 |
| 4.2. MATERIAIS | 35 |
| 4.2.1. AREIA DE OSÓRIO..... | 35 |
| 4.2.2. CIMENTO PORTLAND..... | 36 |
| 4.2.3. FIBRAS..... | 37 |
| 4.2.4. ÁGUA | 38 |
| 4.3. VARIÁVEIS INVESTIGADAS | 38 |
| 4.4. MOLDAGEM E PREPARAÇÃO DOS PROVETES | 39 |
| 4.4.1. MISTURA | 41 |
| 4.4.2. MOLDAGEM | 42 |
| 4.4.3. DESMOLDAGEM E ACONDICIONAMENTO..... | 43 |
| 4.4.4. CURA | 43 |
| 4.5. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES | 43 |
| 4.5.1. INTRODUÇÃO | 43 |
| 4.5.2. NORMAS E GRANDEZAS | 44 |
| 4.5.3. EQUIPAMENTO..... | 44 |
| 4.6. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL | 45 |
| 4.6.1. INTRODUÇÃO | 45 |
| 4.6.2. NORMAS E GRANDEZAS | 46 |
| 4.6.3. EQUIPAMENTO..... | 47 |
| 5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS | 49 |
| 5.1. INTRODUÇÃO..... | 49 |
| 5.2. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES..... | 49 |
| 5.3. ENSAIO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL | 59 |
| 5.4. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES VS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL | 68 |
| 5.5. CURVAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES..... | 73 |
| 5.6. CURVAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA ENSAIOS DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL | 77 |
| 5.7. MODO DE ROTURA | 81 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------|--------|
| 6 CONCLUSÕES E INVESTIGAÇÕES FUTURAS | 85 |
| 6.1. CONCLUSÕES | 85 |
| 6.2. INVESTIGAÇÕES FUTURAS | 86 |
| BIBLIOGRAFIA | 89 |
| 7 Anexos | 1 |
| 7.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL | 1 |
| 7.2. CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO | 6 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 2. 1 - Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento (Foppa, 2005) | 7 |
| Fig. 2. 2 - Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade | 8 |
| Fig. 2.3 - Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade (Caberlon Cruz, 2008) | 8 |
| Fig. 2. 4 - Efeito do teor de água da moldagem sobre a resistência do solo-cimento (Foppa 2005) | 9 |
| Fig. 2. 5 - Relação entre fator vazios/ cimento e resistência à compressão simples (Lanarch 1960).. | 10 |
| Fig. 2. 6 - Relação Vazios/ cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico do cimento (Foppa 2005) | 10 |
| Fig. 2. 7 - Resistência à compressão simples em função da relação vazios/ cimento com os coeficientes de ajuste (Caberlon Cruz, 2008) | 11 |
| Fig. 2. 8 - Envoltentes de rotura (Caberlon Cruz, 2008) | 15 |
| | |
| Fig. 3. 1 - Comparação da estaca com elemento de reforço do solo (McGown et al. 1978)..... | 21 |
| Fig. 3. 2 - Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994) | 22 |
| Fig. 3. 3 - Acréscimo da resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Oashi 1983)..... | 23 |
| Fig. 3. 4 - Curvas de tensão desvio em função de deformação axial de uma areia: (a)Solo + cimento + fibra (b) Solo + fibra (Feuerharmel, 2000)..... | 28 |
| Fig. 3. 5 - Influência de adição de fibras numa areia cimentada. (Feuerharmel, 2000) | 29 |
| Fig. 3. 6 - Curva de resistência em relação à deformação distorcional, para diferentes tensões confinantes e índices aspecto (Festugato, 2008) | 29 |
| Fig. 3. 7 - Envoltente de roturas de uma areia não reforçado e reforçada com fibras de polipropileno – índices aspecto 0, 240 e 1043 respectivamente (Festugato, 2008) | 30 |
| Fig. 3. 8 - Envoltente de rotura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras para um índice de aspecto de 500 (Festugato, 2008)..... | 31 |
| Fig. 3. 9 - Índices Aspecto para uma argila com 7% de cimento Feuerharmel (2000)..... | 33 |
| | |
| Fig. 4. 1 - Curva granulométrica da areia de Osório | 35 |
| Fig. 4. 2 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland | 37 |
| Fig. 4. 3 - Fibras de polipropileno..... | 38 |
| Fig. 4. 4 - Secagem ao ar, destorroamento e envoltente | 39 |
| Fig. 4. 5 - Molde (a), dimensões 50×100mm; Molde (b) 100×200mm..... | 40 |
| Fig. 4. 6 - (a) mistura do solo com o cimento (b) as fibras são acrescentadas e (c) por fim adiciona-se a água..... | 41 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 4. 7 - Equipamento de compactação para as duas dimensões dos moldes..... | 42 |
| Fig. 4. 8 - – Cápsulas retiradas da estufa..... | 42 |
| Fig. 4. 9 - Fases de desmoldagem e acondicionamento para os provetes de dimensões de 50x100mm..... | 43 |
| Fig. 4. 10 - Prensa e corpo de prova num ensaio de compressão simples. | 45 |
| Fig. 4. 11 - Igreja de São Pedro e Simulação dos deslocamentos idealizados | 45 |
| Fig. 4. 12 - Proвете solicitado por forças opostas de igual valor e distribuição | 46 |
| Fig. 4. 13 - Prensa e corpo de prova durante ensaio de compressão diametral. | 47 |
| | |
| Fig. 5 1 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 120..... | 50 |
| Fig. 5 2 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 240..... | 50 |
| Fig. 5 3 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 500..... | 51 |
| Fig. 5 4 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,62. | 52 |
| Fig. 5 5 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,70. | 52 |
| Fig. 5 6 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,78. | 53 |
| Fig. 5 7 - RCS em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 120. | 54 |
| Fig. 5 8 - RCS em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 240 | 54 |
| Fig. 5 9 - RCS em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 500. | 55 |
| Fig. 5 10 - Resistência à compressão simples em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 120..... | 56 |
| Fig. 5 11 - Resistência à compressão simples em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 240..... | 56 |
| Fig. 5 12 - Resistência à compressão simples em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 500..... | 57 |
| Fig. 5 13 - Curvas de resistência à compressão simples (RCS) em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto sem os coeficientes de ajuste. | 58 |
| Fig. 5 14 - Curvas de resistência à compressão simples (RCS) em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto com os coeficientes de ajuste. | 59 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 5 15 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 120..... | 60 |
| Fig. 5 16 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 240..... | 60 |
| Fig. 5 17 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 500..... | 61 |
| Fig. 5 18 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,62. | 62 |
| Fig. 5 19 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,70. | 62 |
| Fig. 5 20 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,78. | 63 |
| Fig. 5 21 - Resistência à tração em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 120. | 64 |
| Fig. 5 22 - Resistência à tração em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 250. | 64 |
| Fig. 5 23 - Resistência à tração em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 500. | 65 |
| Fig. 5 24 - Resistência à tração em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 120. | 65 |
| Fig. 5 25 - Resistência à tração em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 250. | 66 |
| Fig. 5 26 - Resistência à tração em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 500. | 66 |
| Fig. 5 27 - Curvas de resistência à tração em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto sem os coeficientes de ajuste. | 67 |
| Fig. 5 28 - Curvas de resistência à tração em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto com coeficiente de ajuste..... | 68 |
| Fig. 5 29 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 120. | 69 |
| Fig. 5 30 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 120, com coeficiente de ajuste. | 69 |
| Fig. 5 31 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 240. | 70 |
| Fig. 5 32 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 240, com coeficiente de ajuste. | 70 |
| Fig. 5 33 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 500. | 71 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 5 34 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 500, com o coeficiente de ajuste..... | 71 |
| Fig. 5 35 - Efeito do comprimento na razão da resistência à tração pela resistência à compressão. .. | 72 |
| Fig. 5 36 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 120..... | 74 |
| Fig. 5 37 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 120..... | 74 |
| Fig. 5 38 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 120..... | 74 |
| Fig. 5 39 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 240..... | 75 |
| Fig. 5 40 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 240..... | 75 |
| Fig. 5 41 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 240..... | 75 |
| Fig. 5 42 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 500..... | 76 |
| Fig. 5 43 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 500..... | 76 |
| Fig. 5 44 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 500..... | 76 |
| Fig. 5 45 – Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 120..... | 78 |
| Fig. 5 46 – Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 120..... | 78 |
| Fig. 5 47 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 120..... | 78 |
| Fig. 5 48 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 240..... | 79 |
| Fig. 5 49 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 240..... | 79 |
| Fig. 5 50 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 240..... | 79 |
| Fig. 5 51 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 500..... | 80 |
| Fig. 5 52 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 500..... | 80 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 5 53 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 500..... | 80 |
| Fig. 5 54 - Provete durante o ensaio de compressão simples, $l/d=500$, $e=0,62$ e 5% de cimento..... | 82 |
| Fig. 5 55 - Modo de rotura de um provete sujeito ao ensaio de compressão simples. | 82 |
| Fig. 5 56 - Modo de rotura de provetes sujeitos ao ensaio de tração por compressão diametral (a) $l/d=120$, $e=0,78$ e 3% de cimento; (b) $l/d=120$, $e=0,78$ e 7% de cimento; | 83 |
| Fig. 5 57 - Modo de rotura de um provete sujeito ao ensaio de tração por compressão diametral. | 83 |
| | |
| Fig. 7. 1 - Curva tensão-deformação relativa aos dados expostos na tabela 7.7..... | 7 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 4. 1 - Índices físicos da areia de Osório..... | 36 |
| Tabela 4. 2 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial..... | 36 |
| Tabela 4. 3 - Resumo das propriedades mecânicas das fibras..... | 37 |
| Tabela 4. 4 - Programa dos ensaios de compressão simples e diametral..... | 39 |
| | |
| Tabela 7. 1 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para índices aspecto de 120..... | 1 |
| Tabela 7. 2 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para índices aspecto de 240..... | 2 |
| Tabela 7. 3 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para índice aspecto de 500..... | 3 |
| Tabela 7. 4 - Resultados dos ensaios de resistência à tração para índice aspecto de 120..... | 3 |
| Tabela 7. 5 - Resultados dos ensaios de resistência à tração para índice aspecto de 240..... | 4 |
| Tabela 7. 6 - Resultados dos ensaios de resistência à tração para índice aspecto de 500..... | 5 |
| Tabela 7. 7 - Tabela representativa de em ensaio de compressão para obtenção de uma curva tensão-deformação. | 7 |

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto Latino

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

ACI – *American Concret Institute*

ABNT – Associação Brasileira de Normas técnicas

C' – Coesão efetiva

C – Teor de cimento calculado em relação à massa de solo seco e expresso em percentagem

C_c – Coeficiente de curvatura

C_u – Coeficiente de uniformidade

C_{iv} – Teor de Cimento Volumétrico

CP – Cimento Portland

DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes

dtex – unidade representativa da espessura dos filamentos (1 dtex = 1g/10000m)

D_{10} – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% do material passado numa curva granulométrica

D_{50} – Diâmetro médio das partículas

E – Módulo de deformabilidade

$e_{máx}$ – Índice de vazios máximo

$e_{mín}$ – Índice de vazios mínimo

EN – Norma Europeia

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

LEEG/ENVIROGEO – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

LDT – *local deformation transducer*

l/d – Fator de forma ou Índice Aspecto

n - porosidade

NBR – Norma Brasileira

PCA – *Portland Cement Association*

PET – Polietileno “tereftalado”

P_y – Ponto de plastificação

q – Tensão de desvio

q' – Tensão média efetiva

q_t - Resistência à Compressão Diametral

q_u - Resistência à Compressão Simples

RCS – Resistência à compressão simples

R^2 – Coeficiente de determinação

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

V_{ci} – Volume absoluto de Cimento

V_v – Volume absoluto de Vazios (água + ar)

W – Teor em água

Alfabeto Grego

γ_d – Peso volúmico seco

ε - Deformação

σ - Tensão

Π - Porosidade

Φ' – ângulo de atrito efetivo

1 INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

A técnica de melhoramento de solos implementada “*in situ*” é cada vez mais usada em inúmeras obras de engenharia com o principal objectivo de adequar as características mecânicas e hidráulicas nos solos a melhorar com as exigidas em projeto, bem como tornar as obras de engenharia mais económicas, nomeadamente para obviar custos de transporte de elevados volumes de terra que inviabilizam a opção da remoção completa e substituição do solo por um de características adequadas, e tornando-se uma das soluções menos agressivas ao meio ambiente.

Com o intuito de combater as dificuldades enumeradas, os métodos utilizados para enquadrar o comportamento dos solos às características exigidas em projeto, podem ser inúmeros, como por exemplo compactação, consolidação por pré-carregamento e/ou drenos verticais, injeção de materiais estabilizantes, vibro-compactação, compactação dinâmica, inclusão de elementos resistentes, entre outros.

Nem todos os métodos existentes apresentam a mesma eficácia, ou seja, a eficácia dos métodos é condicionada pelas propriedades a melhorar e pelas especificidades do solo, sendo importante a existência de um projeto de melhoramento de solos para garantir o sucesso destas atividades. A título de exemplo, o método de compactação dinâmica profunda não é apropriado para solos argilosos saturados.

Relativamente à injeção de materiais estabilizantes, existem vários tipos de estabilizantes, sendo os mais comuns e divulgados a cal aérea e os ligantes hidráulicos (cimento, cal hidráulica, cinzas volantes, escórias entre outros materiais), em que cada aditivo se adequa, respectivamente, a solos argilosos ou muito argilosos e solos não argilosos ou pouco argilosos. Para o tratamento de solos com estabilizantes uma outra opção é a de adicionar corretores granulométricos que conferem ao material desempenhos mecânicos superiores aos que exibem no seu estado natural. Todas as técnicas descritas podem ser utilizadas no mesmo tratamento de forma a otimizar o resultado final.

Aliando qualquer dos tratamentos descritos no parágrafo anterior ao reforço com adição de fibras (elemento resistente), este torna-se adequado em casos onde a resistência pós-pico, a grandes deformações, é requisito de projeto. Uma das aplicações onde este tipo de tratamento é utilizado é em fundações diretas, coberturas de aterros sanitários, proteção de taludes, encapsulamento de solos, entre outros.

Embora existam inúmeras aplicações de estabilização de solos com recurso à adição de estabilizantes e elementos resistentes, ainda não são utilizadas metodologias de dosagem e projeto das misturas baseadas em critérios racionais como existe para a dosagem do betão, onde o factor água/cimento tem um papel preponderante na obtenção da resistência desejada. Atualmente o procedimento de dosagem de solo-cimento-fibra é definido pela escolha, baseada em literatura já existente, de um teor em cimento e fibras, seguido da execução de uma série de ensaios laboratoriais, até a obtenção das propriedades requeridas para que tal solução possa ser aplicada à prática, sem comprometer o projeto e a execução.

Esta investigação através da manipulação adequada das variáveis por meio de dosagem, tem como objetivo fornecer informações sobre as propriedades da estabilização de uma areia com cimento reforçada com fibra.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo do presente trabalho é analisar a influência, no comportamento mecânico de um solo granular fino, da adição de vários teores de cimento e da inclusão de fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente, de diferentes comprimentos.

Os ensaios de compressão diametral e de compressão simples constituíram a base experimental deste estudo. Estes ensaios serviram para avaliar a resistência à compressão simples e a resistência à tração.

Para atingir o objectivo geral proposto, foram estabelecidos os objectivos específicos:

- Avaliar a influência isolada de cada uma das variáveis: quantidade de cimento e porosidade da mistura compactada sobre a resistência à compressão simples e sobre a resistência à tração do solo cimento-fibra estudado;
- Avaliar a influência da inclusão das fibras de polipropileno, do comprimento destas fibras no comportamento de uma areia artificialmente cimentada, sobre a resistência à compressão e tração;
- Estudar o comportamento tensão-deformação para os diferentes tipos de fibras, para os ensaios de compressão simples e diametral. Estas curvas têm como único objecto compreender o comportamento da mistura, pois o equipamento não era adequado para tal medição.

1.3. DEFINIÇÕES BÁSICAS

Para uma melhor compreensão do trabalho, alguns conceitos são apresentados:

- Material compósito é aquele originado pela combinação de dois ou mais materiais que apresentam propriedades que não são encontrados nos materiais que lhe dão origem;
- Material compósito fibroso é aquele compósito em que um dos materiais constituintes tem a forma de fibra (filamentos em que uma das dimensões é muito superior às outras duas);
- Os termos solo e fibras são referidos de forma genérica pelos termos matriz e reforço, respectivamente.
-

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado em seis capítulos. No capítulo inicial, o presente, é feita uma introdução, é apresentada uma visão geral da tese bem como os objetivos e as razões da investigação.

No capítulo dois e três são apresentados estudos efetuados por vários autores relacionados com solo-cimento e fibra como reforço de solo, respectivamente.

No quarto capítulo encontram-se descritos, detalhadamente, os procedimentos adoptados na realização dos diversos ensaios realizados nesta dissertação bem como as normas e as características dos equipamentos utilizados. Neste capítulo também se encontra a descrição das características dos materiais utilizados na moldagem dos provetes (solo, cimento, água e fibra).

No quinto capítulo apresenta-se a análise dos resultados obtidos a partir dos ensaios realizados de compressão simples e diametral.

As conclusões e investigações futuras estão apresentadas no sexto capítulo da dissertação.

Em anexo incluíram-se as tabelas referentes aos resultados obtidos a partir dos ensaios de compressão simples e compressão diametral e a descrição de forma como se obtiveram as curvas de tensão deformação apresentadas no capítulo cinco.

2

COMPORTAMENTO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Apesar dos solos estabilizados com cimento não representarem a parte mais relevante deste trabalho, considere importante inserir este pequeno capítulo com o objectivo de elucidar sobre o tema, sendo tal importante para uma melhor compreensão deste trabalho.

Segundo a definição apresentada pela norma brasileira NBR 12253/92 o solo-cimento é *“um produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através da dosagem conforme este projeto, e executada de acordo com a NBR 12254”*.

O solo-cimento, segundo o Departamento Nacional de Infraestruturas de Transporte (DNIT, 2004) é uma mistura de solo, cimento Portland e água, devidamente compactados, de forma a garantir alguns pré-requisitos relativos ao comportamento mecânico: compactidade, durabilidade e resistência. Estas exigências levam à obtenção de um material duro, consistente e de elevada resistência para que possa ter utilidade desempenhando funções como elementos estruturais.

O Instituto Americano de Betão (ACI) apresenta uma definição similar, definindo-o como sendo, *“a mistura de solo e uma quantidade medida de água, compactada a uma alta densidade”* (ACI, 2009).

Há várias formas de designar a adição de cimento ao solo, variando estas de autor para autor. As várias designações que podem aparecer são solo estabilizado, solo melhorado, solo modificado ou solo tratado. A ACI distingue solo cimentado e solo melhorado. O solo cimentado tem que reunir características de resistência e/ou durabilidade de forma a resistir a solicitações impostas (como por exemplo trânsito no caso de vias de comunicação) ou fenómenos naturais (ciclos gelo/degelo, molhagem/ secagem, erosão, etc...). O solo melhorado tem como objectivo melhorar uma propriedade específica (ACI, 2009).

Segundo Ingles & Metclaf (1972), a estabilização de solos é uma técnica que visa a melhoria das características do comportamento do solo, especialmente a resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade. A estabilização pela adição de cimento, bem como pela adição de cal, representa uma estabilização físico-química.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002) afirma que o produto final desta mistura é um material com boa resistência à compressão, baixo coeficiente de permeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade.

Esta técnica, na engenharia geotécnica, é cada vez mais frequente. Entre todas as técnicas existentes de estabilização de solos, a técnica de estabilização com cimento é, possivelmente, das mais utilizadas. Segundo a Portland Cement Association (PCA,1971), o solo-cimento é maioritariamente utilizado em bases e sub-bases de pavimentos. O ACI (2009) enumera outros exemplos onde a estabilização com solo-cimento pode ser empregue, tais como: proteção de taludes de barragens e margens de rios, revestimento de canais, reservatórios e lagoas, bases de diques e estabilização de fundações. Recentemente o solo-cimento também está presente na área ambiental, como estabilização e encapsulamento de solos contaminados e liners de fundo e cobertura (Caberlon Cruz, 2004; Knop, 2003; Lemos, 2006).

Este tipo de técnica pode trazer várias vantagens a nível económico e ambiental. Esta pode tornar-se em alguns casos mais viável economicamente, quando em presença de solos com baixa capacidade de suporte se substitui a solução de fundações profundas pelo uso da técnica de estabilização solo-cimento. Em obras de baixo custo, as fundações profundas, pelo seu preço elevado, são inviáveis.

A gestão de recursos naturais também se torna mais fácil com esta técnica, pois 90% do material para a mistura é obtido em obra (solo), restando apenas 10% (cimento) a exigir transporte para a obra. Os benefícios ambientais (poluição) e económicos são evidentes.

Alguns exemplos destas vantagens são citados pela ACI (2009):

- Em 1980, a estabilização com cimento de uma camada de 3,7 m de espessura de um depósito de calcário pouco consistente, em substituição de tubulões e pilares, para a construção de 38 edifícios comerciais em Tampa, Flórida, geraram uma economia de 400 mil dólares;
- A substituição de betão por solo cimentado (10% de cimento) nas fundações (89 900m³) da barragem de Richland Crick, Texas, proporcionou uma poupança de 7,9 milhões de dólares.

Nos itens seguintes serão analisados os comportamentos das areias com a variação do nível de cimentação, bem como as propriedades das areias que podem influenciar o comportamento.

2.2. CARACTERÍSTICAS COMPORTAMENTAIS DO SOLO-CIMENTO

Para Ingles & MetCalf (1972), as propriedades gerais do solo dependem do tipo de cimento e do modo de compactação.

Foram realizados ensaios em amostras de areias artificialmente cimentadas para testar o efeito da quantidade do agente ligante bem como da densidade. Assim concluiu-se que há vários factores que influenciam o comportamento desta, dos quais é de salientar a quantidade de agente cimentante, compacidade da areia, pressão confinante e distribuição granulométrica (Clough et al., 1981)

Conforme a ACI (2009), as propriedades do solo podem ser influenciadas por vários fatores: tipo de composição do solo, teor de cimento e água, grau de compactação, tipo e uniformização da mistura e condições de cura.

2.2.1. EFEITO DO TEOR DE CIMENTO

Segundo Ingles & Metcalf (1972), as mudanças das propriedades do solo-cimento começam por ser mais evidentes a partir de um teor de cimento de 2%.

Clough et al. (1981) afirmam que, para a mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cimento provoca um aumento da tensão de pico e a diminuição da deformação na qual o pico é atingido.

Analisando a Figura 2.1, Foppa (2005) concluiu que a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o teor de cimento. No mesmo conjunto de dados, o mesmo autor concluiu que o ganho de resistência aumentou com o aumento do peso específico seco aparente. Este aumento é representado pela inclinação das rectas de ajuste. Este aumento, mais evidente para pesos específicos secos superiores, indicou que a efetividade da cimentação é superior nas misturas mais compactas. O autor completou ainda que esta efetividade da cimentação é consequência de um número maior de partículas em contacto, o que aumenta a possibilidade de o cimento promover a união das partículas nesses contactos. Posteriormente, um conjunto de autores chegou à mesma conclusão (Lopes Junior 2007, Caberlon Cruz 2008 e Consoli et al., 2007, 2009, 2010a, 2010b)

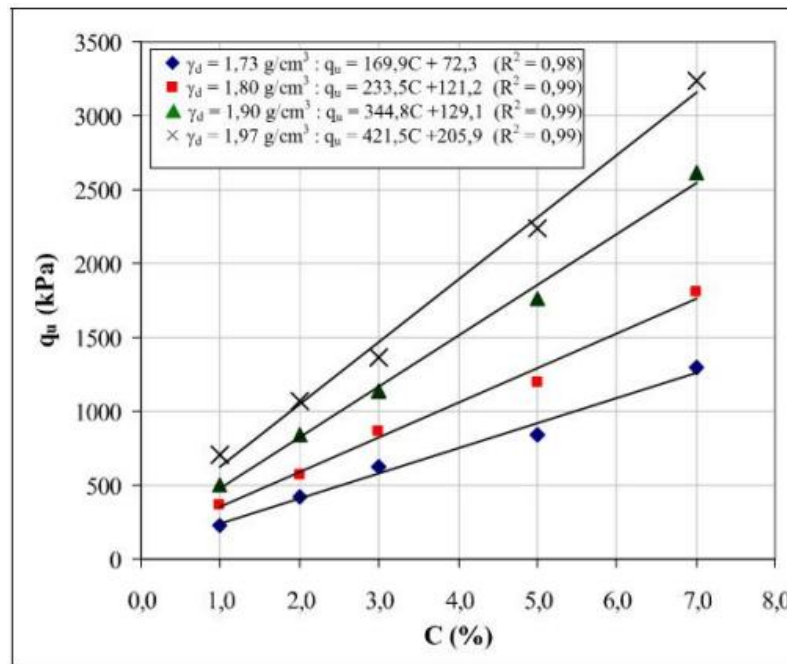


Fig. 2. 1 - Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento (Foppa, 2005)

2.2.2. EFEITO DA COMPACIDADE

A densidade à qual a mistura de solo-cimento é compactada também tem grande influência nas propriedades mecânicas do solo-cimento.

Com o aumento da compactidade (redução da porosidade), a resistência tem tendência a aumentar (Ingles & MetCalf, 1972).

Clough et al. (1981), a partir de ensaios triaxiais em areia, verificaram um aumento substancial da coesão (de 120KN/m² para 150KN/m²) e do ângulo de resistência de corte (de 29° para 41°) com o aumento do índice de compactidade (60% para 90%), mantendo o teor de cimento constante.

Foppa (2005) verificou que, independentemente da quantidade de cimento adicionada, a redução da porosidade do material compactado promove ganhos de resistência. Como mostra a Figura 2.2, a resistência à compressão simples aumenta exponencialmente com a redução da porosidade.

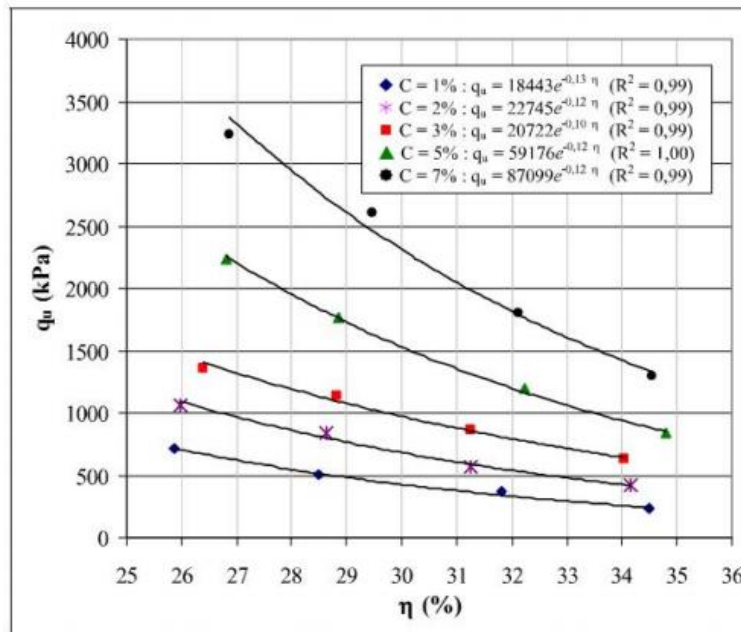


Fig. 2. 2 - Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade

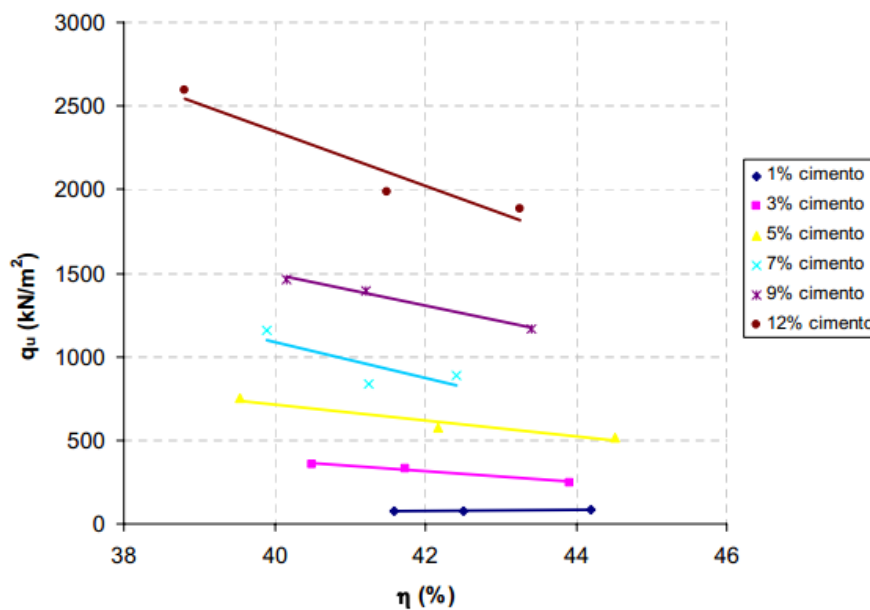


Fig. 2.3 - Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade (Caberlon Cruz, 2008)

2.2.3. EFEITO DO TEOR DE ÁGUA

O teor de água, como os outros parâmetros referidos, também é influente nos resultados. A água melhora a trabalhabilidade e facilita a compactação da mistura. O teor de água ótimo corresponde à massa volúmica aparente máxima da mistura, mas o teor em água máximo não corresponde à resistência máxima. A resistência máxima é obtida para valores inferiores ao teor em água ótima para solos granulares e para solos argilosos os teores de teor de água são superiores (Gomes Correia et al., 2002, citado por Lopes Pereira, 2010).

Foppa (2005) analisou a influência do teor de água, em solos cimentados, na resistência à compressão uniaxial. Verificou um aumento de resistência até um valor ótimo (10%), a partir do qual a resistência começa a diminuir. Ainda no mesmo estudo verificou que o teor em água ótimo não sofre praticamente alterações com a variação das percentagens de cimento utilizado. O comportamento descrito anteriormente pode verificar-se na figura 2.4.

Ainda referente ao estudo feito por Foppa (2005), este concluiu que o efeito do teor de água sobre a resistência à compressão simples é mais evidente para percentagens de cimento mais elevadas. Ele explica este fenómeno com o aumento do teor de finos, que são mais sensíveis à variação do teor de água, provocado pelo aumento do teor de cimento.

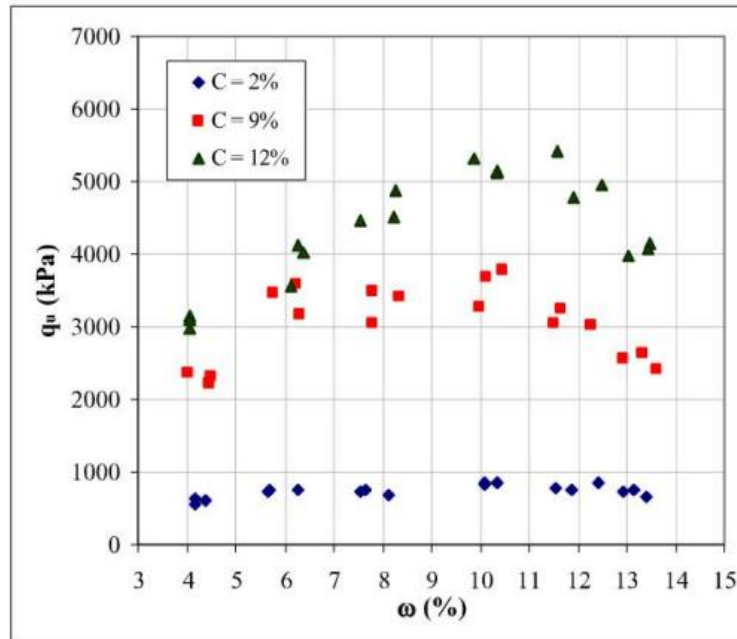


Fig. 2. 4 - Efeito do teor de água da moldagem sobre a resistência do solo-cimento (Foppa 2005)

2.2.4. EFEITO DA RELAÇÃO VAZIOS/ CIMENTO

Segundo Lanarch (1960), sendo no processo da compactação impossível expulsar completamente todo o ar do sistema solo-água-ar, bem como do solo-cimento-água-ar, é errado relacionar a relação água/cimento com a resistência.

Lanarch (1960) realizou um estudo no qual foram realizados ensaios de compressão uniaxial e de flexão em provetes tipo “vigotas”. Os ensaios foram realizados numa areia e numa argila. As percentagens de cimento foram 5,3%, 11,1% e 17,7%. As vigotas foram moldadas a diferentes teores de água e massas específicas aparentes secas. A relação vazios/cimento utilizada por Lanarch (1960) é definida pela seguinte expressão:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água+ar)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (2.1)$$

A figura 2.5 representa os resultados obtidos, por Lanarch (1960), dos ensaios de compressão simples realizados com provetes de solo-cimento curados previamente a 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

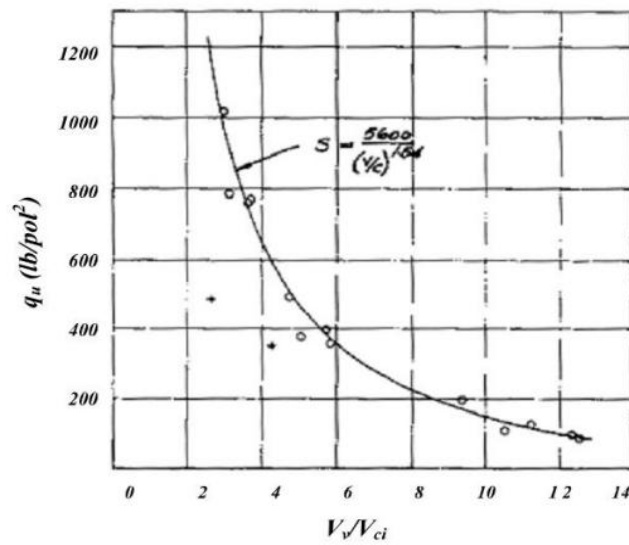


Fig. 2. 5 - Relação entre fator vazios/ cimento e resistência à compressão simples (Lanarch 1960)

Foppa (2005) concluiu que, utilizando o arenito de Botucatu, apesar de apresentar uma correlação razoável (V_v/V_{ci}) para os valores obtidos de resistência à compressão simples ($R^2=0,90$), é possível chegar a uma correlação mais precisa, pois desde que, para uma dada variação do volume de vazios, o fator variação em relação ao volume de cimento pode ser suficiente para contrabalançar a perda ou ganho de resistência. O autor expressa a relação V_v/V_{ci} em termos de porosidade da mistura compactada e teor de cimento volumétrico (Figura 2.6) ajustado por um expoente igual a 0,28, sendo $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$.

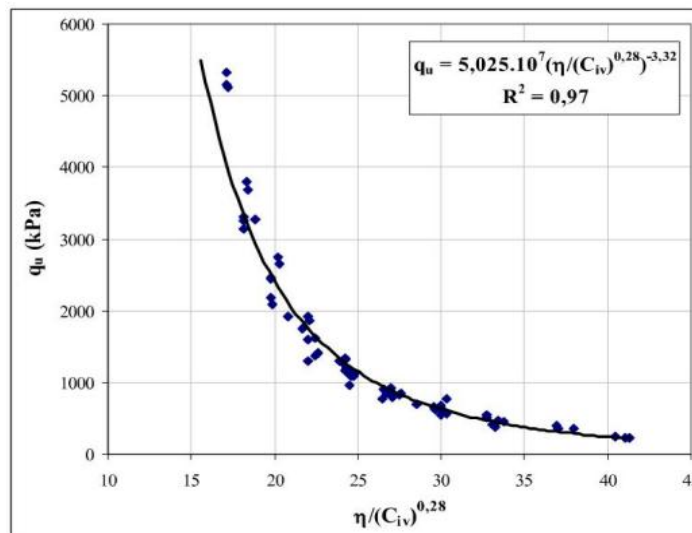


Fig. 2. 6 - Relação Vazios/ cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico do cimento (Foppa 2005)

Lopes Junior (2007) também chegou a um melhor ajuste dos dados experimentais para uma relação vazios/cimento expressa em porosidade da mistura e do teor volumétrico de cimento ajustado por um

expoente a 0,35, sendo $[\eta/(Civ)^{0,35}]$. Acredita-se que este expoente depende do tipo de solo e do cimento utilizado.

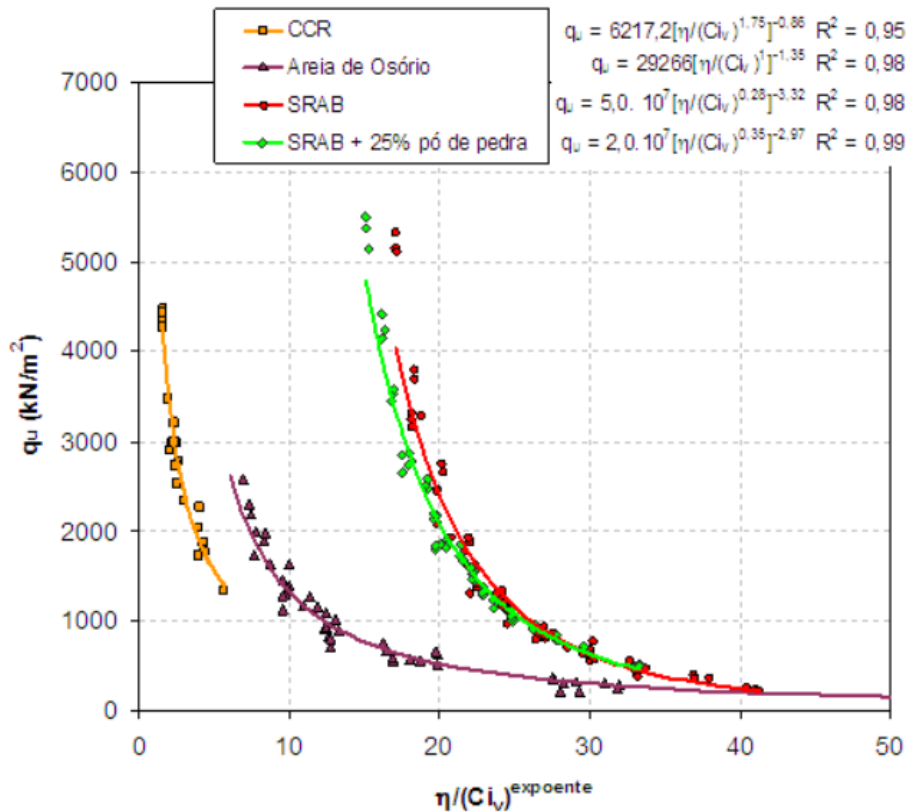


Fig. 2. 7 - Resistência à compressão simples em função da relação vazios/ cimento com os coeficientes de ajuste (Caberlon Cruz, 2008)

Analisando os resultados obtidos a partir de ensaios de compressão simples em 4 solos artificialmente cimentados de características diferentes, Caberlon Cruz (2008) verificou que o expoente aumenta com o D_{10} do material, ou seja, o expoente aumentou com a dimensão dos grãos do material.

Outros estudos realizados na UFRGS, Caberlon Cruz 2008 e Consoli et al. 2007b, 2009, 2010a, 2010b, para diferentes tipos de solos cimentados, mostraram que a correta dosagem é obtida quando a correlação da compressão simples é feita com a relação porosidade e quantidade de cimento em volume $[\eta/(Civ)]$ e não em função do fator vazios/cimento (V_v/V_{Ci}). Foppa 2005 verificou que para a mesma relação vazios/cimento, ao se variar o teor de água de moldagem, as resistências obtidas foram diferentes, o que o levou a concluir, em princípio, a relação vazios/cimento é válida apenas quando consideramos teores de água de moldagem constantes.

2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO

2.3.1. RESISTÊNCIA

Segundo Saxena & Lastrico (1978), para uma melhor compreensão deste item, terá de se compreender as três componentes da resistência ao corte- coesão, dilatância e fricção. A coesão deve-se a qualquer destes fatores: cimentação, artificial ou natural, sendo tipo de ligação estrutural entre partículas. As restantes componentes estão diretamente relacionadas com a força normal atuante no plano de corte. A parcela coesiva na resistência ao corte é mobilizada a pequenas deformações. Com o aumento das

deformações, as ligações entre as partículas começam a partir mobilizando-se assim a resistência granular (dilatância e fricção). Para grandes deformações e visto que a cimentação estrutural está completamente destruída, a única resistência existente é de natureza friccional.

Os efeitos friccionalis têm mais influência do que a cimentação para altas tensões de confinamento. (Lade et. al, 1990 citado por Caberlon Cruz, 2008.)

Clough et al. (1981) observaram, através do estudo do comportamento mecânico de areias cimentadas naturalmente e artificialmente, que as areias que apresentam melhor distribuição granulométrica adquiriram uma resistência mais elevada perante as mal graduadas. Este facto é explicado pela superfície de contacto das partículas, pois as areias bem graduadas propiciam um maior número de pontos em contacto do que as mal graduadas, tornando assim a cimentação mais eficaz. Concluíram ainda que a cimentação é mais eficaz nas areias compactas do que nas areias soltas.

Ainda os mesmos autores concluíram:

- A resistência de pico aumenta com o grau de cimentação;
- Quanto maior a resistência de pico, menor é a deformação necessária para a mobilizar;
- O ângulo de atrito a volume constante de um solo não cimentado é semelhante ao ângulo de atrito de um solo cimentado, facto que é contrariado por estudos mais recentes (Caberlon Cruz et al. 2011)
- Outros autores observaram comportamentos semelhantes (e.g. Acar & El-Thair, 1986; O'Rourke & Crespo, 1988, citados por Prietto, 2004).

Há autores que não têm a mesma opinião quanto à influência do grau de cimentação no ângulo de atrito. (e.g. Wissa et al., 1965, 1989; Dupas & Pecker, 1979; Lade & Overton, 1989, citados por Feuerharmel 2000, Viana da Fonseca, 1996, Silva, 2011, Caberlon Cruz, 2011).

A cimentação concede resistência à tração à mistura solo-cimento, logo o intercepto coesivo se verifica no critério de resistência de Mohr Coulomb (Leroueil & Vaughan, 1990).

A resistência à tração, nas condições de teor de água ótimo e peso específico aparente seco, atinge cerca de 10% a 12% da resistência à compressão simples nas mesmas condições (Ingles & Metcalf, 1972), segundo Clough et al. (1981), a resistência à tração de uma areia cimentada pode variar entre 9 e 13% da resistência à compressão não confinada.

Segundo Schnaid et al. (2001) parece existir uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento das amostras. Também conclui, como expectável, que a cimentação tem uma grande influência tanto na resistência uniaxial como na triaxial.

Consoli et al. (2010b) encontraram valores de resistência à tração de 15% da resistência à compressão simples para uma areia fina homogénea artificialmente cimentada (Areias de Osório/RS).

Caberlon Cruz (2008) verificou que quanto maior a tensão de confinamento, menor a queda na resistência pós-pico. A queda de resistência pós-pico acentua-se com o grau de cimentação.

Ahmed et al. (2011), realizou uma série de ensaios numa areia melhorada com cimento (3%, sempre constante) e resíduos reciclados de gesso em que parte da sua constituição faz parte da do cimento. Concluiu que tanto a resistência à tração como a resistência à compressão aumentam com a quantidade dos resíduos reciclados de gesso. Também verificou que o uso dos resíduos no melhoramento dos solos apresenta um efeito mais significativo na resistência à compressão do que na resistência de tração.

2.3.2. RIGIDEZ INICIAL E MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO

A adição de cimento provoca um aumento de rigidez do solo, conforme já verificado por diversos autores. (Clough et al., 1981; Viana da Fonseca, 1988, 1996; Leroueil & Vaughan, 1990; Bressani et al., 1994; Prietto et al., 1997; entre outros).

Bressani (1990), citado por Feuerharmel (2000), ao estudar o comportamento de um solo artificialmente cimentado através de triaxiais, variando diferentes parâmetros como percentagem de cimento ou índice de vazios, observou uma queda da rigidez normalizada com a tensão de confinamento. Outra conclusão é que a variação da rigidez, em termos absolutos, não depende unicamente da tensão confinante mas também da percentagem de cimento e do índice de vazios.

Já Rotta et al. (1998), Rotta (2000) e Consoli et al. (2000) realizaram ensaios triaxiais do tipo CID com o objectivo de chegar a um procedimento para a obtenção da rigidez de solos cimentados. Os provetes foram submetidos a condições de cura confinada e não confinada (prática usual). Os autores constataram uma perda de rigidez para os provetes submetidos a uma cura não confinada perante os curados de forma confinada. Os autores explicaram este fenómeno devido aos diferentes índices de vazios da cura das amostras bem como à destruição da estrutura cimentada das amostras curadas sob pressão atmosférica devido à aplicação da tensão confinante.

Segundo Akinmusuru (1987) a rigidez aumenta quando aumentada a tensão confinante referente ao comportamento tensão-deformação.

Caberlon Cruz (2008), através de ensaios triaxiais, concluiu:

- O módulo secante (E) diminui com o aumento da relação vazios/cimento;
- Quanto maior a tensão de confinamento, maior a rigidez;
- Quanto maior a quantidade de cimento, maior a rigidez das amostras.

2.3.3. PLASTIFICAÇÃO

Tendo por base Leroueil & Vaughan (1990), o ponto de plastificação caracteriza-se por uma descontinuidade no comportamento tensão versus deformação. Quando existe plastificação da estrutura, significa que há uma mudança irreversível da rigidez e da resistência do material.

Os mesmos autores ainda afirmam que existem vários modos de plastificação: compressão isotrópica e carregamento distorcional, corte e descarregamento. Após a plastificação a cimentação vai degradando-se gradualmente.

As curvas de consolidação mostram em geral pontos de plastificação distintos, e após a plastificação, eles tendem a convergir para a curva de consolidação do material não estruturado. A trajetória k_0 de tensões para o material cimentado também tende para a trajetória k de tensões características de solo equivalente não estruturado. (Viana da Fonseca, 1988; Leroueil e Vaughn, 1990; Viana da Fonseca 1996).

Segundo Yoshinaka & Yamabe (1981) que, ao analisarem curvas de consolidação de várias rochas brandas, verificaram a influência da estrutura tendo encontrado três padrões de comportamentos. Estes três padrões podem comparar-se a argilas pré-consolidadas, areias densas e argilas normalmente consolidadas. No primeiro padrão, comparado às argilas pré-consolidadas, há um ponto de plastificação (p_y) bem definido e que geralmente coincide com a resistência à compressão simples, e é semelhante ao comportamento de materiais com elevado índice de vazios. A compressibilidade neste

padrão muda de forma significativa acima e abaixo do p_y , esta parece depender da cimentação, isto é, da sua estrutura. Já no segundo padrão, comparado com areias densas, não há uma definição muito clara do p_y . Esta característica relaciona-se com materiais com baixos índices de vazios. No terceiro padrão, a definição do p_y é impossível, indicando que os vazios são facilmente comprimidos com a pressão. Para estes níveis elevados de compactação a matriz fina intergranular tem forte influência. Assim, e como consequência, a sua compressibilidade é maior que uma areia limpa com a mesma porosidade. Tal diferença é devido à estrutura pluridimensional.

Bressani et al. (1994) compararam superfícies de plastificação de areias naturalmente cimentadas com outros materiais naturais e chegaram à conclusão que estas são similares embora sejam dependentes do ligante que se adopte. O mesmo afirmaram em relação à mudança de comportamento após o ponto de plastificação.

Para solos cimentados, a matriz cimentante inicialmente suporta a tensão confinante, prevenindo que haja uma rotura. Quando a matriz atinge a rotura, as partículas entram em processos de instabilização do tipo granular, ou seja, dilatante-friccional. O início da rotura coincide com a plastificação das ligações cimentantes (Coop e Atkinson, 1993).

A cimentação aumenta a superfície de plastificação para pressões confinantes menores que a pressão de pré-consolidação virtual aparente. Para pressões confinantes superiores, o efeito da cimentação é bem menor, tendendo o solo a comportar-se como um material granular. (Viana da Fonseca 1988; Huang e Airey, 1993; Viana da Fonseca 1996)

De uma forma significativa, o comportamento tensão-deformação dos solos cimentados apresenta-se como inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação que tendencialmente se identifica bem e a partir do qual o comportamento é fortemente não linear. A partir deste, o solo sofre um aumento nas deformações plásticas até à rotura (Viana da Fonseca, 1996; Schnaid et al., 2001)

2.3.4. COESÃO

Segundo Akinmusuru (1987) em amostras estudadas com percentagem de cimento até 10%, o parâmetro de resistência predominante é a coesão e não o ângulo de atrito, ou seja, a alteração da percentagem de cimento reflete-se em variações significativas de coesão e menos no ângulo de atrito (Viana da Fonseca, 1996; Silva, 2011)

Devido às diferenças verificadas nas curvas tensão-deformação com a variação da taxa de cimento, a coesão das misturas solo-cimento reflete diferenças. Akinmusuru (1987) conclui que para cada percentagem de cimento e tempo de cura a coesão é independente da quantidade de água utilizada.

A cimentação concede coesão real ao material e é um facto que a cimentação em baixas tensões faz com que a coesão aumente (Leroueil e Vaughan, 1990; Lade et. al., 1990).

Consoli et al. (2002) concluiu que quanto maior o teor de cimento maior o ângulo friccional ultimo e maior o intercepto coesivo.

Caberlon Cruz (2008), através de ensaios triaxiais analisou a influência da relação vazios/cimento no intercepto coesivo e no ângulo de atrito (Figura 2.8). Através dos dados obtidos, concluiu que quanto maior a relação vazios/cimento, menor o intercepto coesivo, bem como o ângulo de atrito, devido à menor quantidade de cimento e maior volume de vazios da amostra.

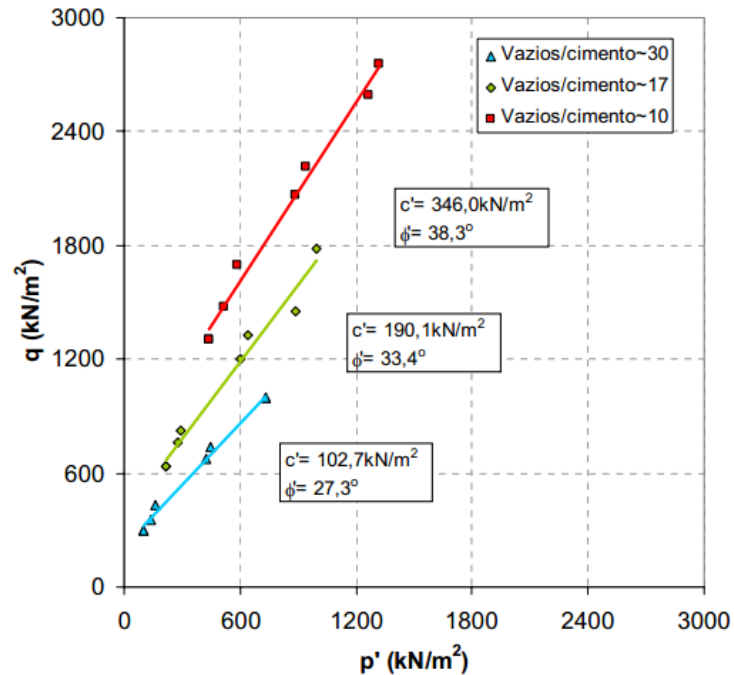


Fig. 2. 8 - Envoltórias de ruptura
(Caberlon Cruz, 2008)

2.3.5. DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA

Segundo Yoshinaka & Yamabe (1981), a deformação volumétrica é composta por dois estágios: deformações elásticas nos estágios iniciais de deformação e dilatância ao longo do corte. As deformações elásticas dão-se até próximo da máxima tensão. A partir deste ponto, começa a ganhar relevância a dilatância ao longo do corte. Perante os resultados observados, este comportamento tem pontos similares a solos granulares. Contudo, quando a pressão de confinamento é aumentada, ocorre a ruptura de ligações entre as partículas levando a deformações de compressão volumétrica mais pronunciadas.

Mais tarde, conforme observado por outros autores (e. g. Clough et al., 1981; Viana da Fonseca, 1988; Bressani et al., 1994; Leroueil & Vaughan, 1990; Viana da Fonseca, 1996) a máxima tensão não ocorre na máxima dilatância mas sim a deformações maiores, isto é, após a máxima tensão.

2.3.6. MODO DE ROTURA

A rotura é definida quando a tensão-desvio atinge o seu valor máximo (Saxena e Lastrico, 1978).

Os modos de rotura, como se sabe, são variáveis com a pressão confinante, nível de cimentação e densidade da areia (Clough et al, 1981).

Segundo estes autores, verificou-se que, para areias fracamente cimentadas, o seu modo de rotura é frágil a baixas tensões de confinamento e dúctil para tensões mais elevadas. Esta observação é explicada pelas componentes da resistência. Para baixas pressões de confinamento a componente “cimentação” é mais relevante do que a componente friccional. Assim, como há rotura frágil das ligações cimentíceas, o solo apresenta uma rotura frágil para baixas pressões. Contrariamente, para pressões de confinamento superiores, a componente friccional tem mais relevância, tendo assim uma

rotura dúctil. Esta perda de ligações cimentíceas é mais clara em solos com baixas percentagens de cimento, enquanto que para areias fortemente cimentadas pode observar-se um comportamento frágil mesmo para altas pressões, pois a componente cimentação tem um papel mais ativo do que a componente friccional tanto para altas como para baixas pressões. Tudo, portanto se resume a um efeito conjunto do grau de cimentação e nível de tensão efetiva média de quebra da estrutura (cedência).

Quando a tensão de confinamento aumenta as amostras em estudo tendem a transitar de um comportamento frágil/dilatante para um comportamento dúctil/compressivo. (Leroueil et Vaughn, 1990). A fragilidade aumenta com o aumento da quantidade de cimento e diminui com o aumento da tensão efetiva média (Schnaid et al., 2001)

2.3.7. ESTADO ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA

O estado último é definido na condição para o qual a tensão do solo e correspondente deformação volumétrica se tornam constantes com a deformação distorcional.

Alguns autores verificaram uma certa dificuldade em caracterizar o estado último de materiais cimentados em roturas frágeis (e. g. Yoshinaka & Yamabe, 1981; Viana da Fonseca, 1988, 1996; Coop & Atkinson, 1993; Aversa et al., 1993; Silva 2011).

Este assunto é hoje objecto de grande desenvolvimento, em particular por se vir a constatar que este estado limite é em algumas circunstâncias quase e único em solos cimentados mais incipientemente, em que as partículas tendem quase a individualizar-se, em diversos solos, em que as partículas cimentíceas tendem a desagregar-se em grumos de maiores dimensões acontecendo comportamentos friccional distintos, logo estados últimos diversos (Silva, 2011)

3

FIBRAS COMO REFORÇO DE SOLOS

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é apresentado uma revisão bibliográfica da técnica de reforço de solos com fibra, suas definições e propriedades gerais.

Foi procurado estruturar o presente capítulo, começando por relatar os primeiros trabalhos documentados em que se utiliza fibras. Seguidamente, abordam-se definições e propriedades gerais dos solos melhorados e reforçados com fibra, bem como os compósitos fibrosos. Já no terceiro item, apresentam-se o tipo de fibras atualmente utilizadas, seguindo-se os aspectos técnicos acerca dos mecanismos de interação solo-cimento. Para concluir, são abordados as alterações do comportamento dos solos causadas pela introdução de fibras.

3.2. HISTÓRICO

Em termos históricos, a técnica de melhoramento das características do solo, bem como do seu comportamento, já é conhecida e utilizada pelo homem há muito tempo. Esta técnica, segundo Van Impe (1989), é uma das mais antigas e, ainda assim, é das mais intrigantes de todos os métodos executivos comuns de engenharia civil. Esta técnica encontra-se empregue desde a antiguidade quando hastes de bambu e junco eram empregadas no reforço de tijolos de barro e solos granulares para auxiliar na construção de diversas obras de terra. A pirâmide de Ziggurat e a torre de Agar Quf, na Mesopotâmia (1400 A.C), foram construídas intercalando camadas de solo e mantas de raízes. Indícios do emprego desta técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lama como reforço (Palmeira, 1992). Há vestígios de utilização de palha em tijolos de argila, citados no Êxodo (Illston, 1994). São também conhecidas aplicações de mantas de folhas e galhos sobre camadas de solos moles antes da construção de aterros no interior do Brasil e em outros países.

Supõe-se que as primeiras técnicas a ser aplicadas que se assemelham aos geossintéticos atuais foram realizadas na Carolina do Sul, Estados Unidos, concretizando-se na aplicação de mantas de algodão, em 1926, como reforço de camadas asfálticas em pavimentos (Palmeira, 1992).

Apesar de esta ser uma técnica antiga, só começou a ser investigada, nos moldes atuais, há pouco mais de três décadas. A técnica inicialmente desenvolvida focava o reforço de solos através de inclusões aleatoriamente distribuídas dentro de uma massa de solo, onde se procurava avaliar o efeito das raízes de plantas na resistência ao corte dos solos e na estabilidade dos taludes (Gray o Ohashi, 1983).

A técnica de reforçar solos com fibras encontra-se inserida na tecnologia dos materiais compósitos, a qual vem despertando um interesse cada vez maior no meio científico. Provas disso encontram-se em alguns livros mais recentes de engenharia dos materiais, onde materiais compósitos fibrosos são abordados em capítulos específicos (Taylor, 1994; Hannant, 1994; Hollaway, 1994; Illston, 1994; Johnston, 1994; e Budinski, 1994 citados por Festugato 2008).

Segundo Van Impe (1989), os processos de estabilização podem ser classificados como temporários, e permanentes com adição de novos materiais. A estabilização temporária é utilizada, como o próprio nome indica, para um certo intervalo de tempo, geralmente para uma fase de obra, como por exemplo congelamento de solos e o rebaixamento do nível freático por drenos ou electro-osmose. A estabilização permanente sem adição de materiais consiste em processos de compactação, profunda e superficial. A estabilização permanente com adição de novos materiais normalmente combina a compactação com adição de um novo material, tal como a estabilização com cal e cimento, injeção de materiais estabilizantes, colunas de brita ou areia, pré-carregamento e uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos.

O Fibrossolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas para utilização em pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande et al., 2002).

3.3. TIPOS DE FIBRAS UTILIZADAS COMO REFORÇO

Existem vários tipos de fibras que são utilizadas para o reforço do solo. As características do comportamento de cada uma delas, que, por sua vez, vai afetar o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas com a natureza do seu material e com o processo de fabricação. Assim, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases para o comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser utilizado (Feurharmel, 2000).

Devemos ter em conta certas características relevantes na escolha das fibras para reforço de material de forma a não pôr em causa o desempenho do material compósito. A fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou alcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

3.3.1. FIBRAS NATURAIS

As fibras naturais foram as primeiras fibras a serem utilizadas pelo homem. A maior parte destas são de origem vegetal que podem ser, segundo Hannant (1994), de bambu, juta, capim elefante, malva, coco, piaçava, sisal, linho e cana-de-açúcar. Algumas destas fibras podem atingir grandes resistências. As fibras de bambu atingem normalmente resistências acima de 100 MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa.

A durabilidade dos compostos formados com fibra vegetal é um dos problemas a ser investigado, pois as fibras vegetais podem ser degradadas por ataques de fungos e microorganismos (Festugato, 2008).

3.3.2. FIBRAS POLIMÉRICAS

A família das fibras poliméricas talvez seja a mais promissora para ser utilizada como reforço de solos. Os polímeros, de acordo com a sua estrutura química, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras.

Atualmente vários tipos de fibras têm sido utilizados como reforço de solos. Existem as fibriladas, que se apresentam num formato trançado quando esticadas transversalmente, projetadas de tal forma para se “abrirem” durante o processo de mistura com o solo. Vários autores têm estudado tais fibras, a citar Al Wahab & Al-Qurna (1995), Al Wahab & El-Kedrah (1996), Al Wahab et al. (1996) e Nataraj et al. (1996) citados por Feuerharmel, 2000.

- Fibras de polipropileno: as fibras de polipropileno são constituídas de um tipo de material que adquire uma consistência plástica com o aumento da temperatura, denominado termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos por séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas, separadas entre si, de forma que possam deslizar umas sobre as outras (Hollaway, 1994). Estas fibras possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição. Seu módulo de elasticidade gira em torno de 8 GPa (menor que qualquer outra fibra) e à sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e ao alcalis (Taylor, 1994). Tais características conferem aos materiais, nos quais estas fibras são incorporadas, uma substancial resistência ao impacto;
- Fibras de polietileno: as fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, a aderência à matriz cimentada é fraca e são altamente resistentes aos alcalis. A sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência, o que significa que, se elas forem utilizadas para suportar tensões altas permanentes num compósito fissurado, podem ocorrer consideráveis alongamentos e flexões ao longo do tempo (Hannant, 1994). Procurando minimizar o problema de baixa aderência e módulo, tem sido desenvolvido o polietileno de alta densidade.
- Fibras de poliéster: o poliéster apresenta alta densidade, rigidez e resistência, conferindo tais características às fibras feitas deste material. Essas fibras possuem um aspecto bastante similar às de polipropileno e podem ser utilizadas para as mesmas aplicações (Taylor, 1994). O poliéster atualmente mais conhecido é o polietileno “tereftalado”, cuja sigla é PET. É o material constituinte das garrafas plásticas de refrigerantes, águas minerais e óleos de cozinha, entre outros.
- Fibras de Poliamida (Kevlar): polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez, uma vez que as suas moléculas dispõem-se em espiral e dobradas. Entretanto, se estas moléculas forem esticadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (Taylor, 1994). A fibra de poliamida aromática, comercialmente conhecida por Kevlar, é a fibra orgânica de maior sucesso. Existem dois tipos de Kevlar, o Kevlar 29, cuja resistência mecânica é da ordem de 3000MPa e o módulo de elasticidade médio é de aproximadamente 64GPa, e o kevlar 49, cuja resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 3GPa (Hollaway, 1994).

3.3.3. FIBRAS MINERAIS

De entre as fibras minerais, são citadas as de carbono, de vidro e de amianto, apresentadas a seguir:

- Fibras de carbono: baseada na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na baixa densidade, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420GPa. Características que torna imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras (Taylor,1994).
- Fibras de vidro: as fibras de vidro são geralmente manufacturadas na forma de fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente na ordem de 10µm (Taylor, 1994). Cerca de 99% das fibras de vidro são produzidas a partir do vidro tipo E, que é susceptível ao ataque dos alcalis.
- Fibras de amianto: as fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1GPa e módulo de elasticidade em torno de 160GPa, e apresentam uma óptima aderência com uma matriz composta por cimento. O seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1µm (Taylor,1994). Essa fibra, quando cortada, liberta partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Assim, a sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

3.3.4. FIBRAS METÁLICAS

As fibras de aço conduziram a um número considerável de pesquisas como método de melhoria das propriedades mecânicas de materiais de construção. As fibras de aço utilizadas na construção civil apresentam índice aspecto na faixa de 30 a 50, um comprimento variando de 10,0 a 76,2mm de diâmetro entre 0,13 e 0.90mm. A rotura do composto é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não à sua rotura (Festugato, 2008).

A resistência à tração da fibra é da ordem de 1,1GPa e o módulo de elasticidade é de 200GPa. Este tipo de fibra tem uma grande variedade de formatos para aumentar a resistência ao arrancamento. Dependendo do meio em que estão inseridas, podem apresentar problemas de corrosão. Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (Taylor, 1994). O seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar a sua aderência com a matriz (Hannant, 1994).

3.4. INTERAÇÃO SOLO-FIBRA – ESTUDOS EXPERIMENTAIS

Grandes partes dos estudos focam-se em analisar as consequências da inclusão de reforço nos solos comparando com os parâmetros, como resistência ou deformabilidade, de solos não reforçados. Assim, conhecendo as mudanças na estrutura do material pela inclusão de fibras como reforço, podemos identificar os mecanismos que regem o comportamento dos solos reforçados. Deste modo, este item tem como objectivo identificar as principais causas.

Um dos primeiros efeitos provocados pela adição de fibras ocorre na fase da compactação, formando uma estrutura distinta da do solo sem inclusão de fibras. Mantendo-se constante a energia de compactação, o efeito provocado é identificado pelo aumento do índice de vazios do solo. O efeito depende do atrito desenvolvido entre o solo e o reforço. Na mecânica dos solos tradicional, a porosidade é o único indicador que nos permite avaliar a estrutura do solo reforçado com fibras.

Hoare (1979) demonstrou, através de ensaios de compactação, que a inclusão de fibras aleatoriamente distribuídas num solo arenoso, mantendo-se a energia de compactação constante, ocasiona um aumento da sua porosidade, sendo este aumento proporcional à quantidade de fibras. Observou também que este efeito não é alterado pelo método de compactação e dá-se com maior ou menor intensidade dependendo do tipo de fibra. Sob estas condições, o autor classifica a interação entre solo e reforço como um factor muito importante na fase de compactação da mistura, mais que a resistência

última da fibra. Isto inclui factores tais como a distribuição granulométrica, o formato das partículas do solo, a textura superficial do reforço e a sua superfície específica. Esta última controla a área efetiva do reforço sobre a qual se desenvolvem esforços de adesão com a matriz.

As fibras só passam a exercer uma ação efetiva dentro da massa do solo quando estas, submetidas a esforços externos, sofrem deformações. O funcionamento das fibras como elementos de reforço é então comandado pelas características de deformabilidade do solo e pela forma de distribuição destas deformações, que dependem do tipo de solicitação ao qual o material está a ser submetido.

Procurando compreender melhor o processo, McGown et al. (1979) estabeleceram uma analogia entre o elemento de reforço de solo e uma estaca cravada. Conforme a figura 3.1, em sistemas de estacas, pode existir estacas comprimidas ou traccionadas, dependendo das forças externas aplicadas a estas. As estacas, por sua vez, induzem deformações à massa de solo. Já no sistema de solo reforçado ocorre o contrário, carregamentos externos de compressão ou alívio de tensões agem na massa de solo provocando deformações internas que acabam por transferir esforços para os elementos de reforço. Porém, as deformações internas do solo envolvidas nestas condições não são analogamente correspondentes às envolvidas no sistema de estacas. Outra observação extraída pelos autores a partir desta analogia é que, para obtermos o máximo benefício das inclusões de fibras, estas devem estar dispostas na direção das deformações principais dentro da massa do solo, o que se consegue com a distribuição o mais possível aleatória e equitativa em volume e sobre ação das fibras na massa do solo (o que é um grande desafio).

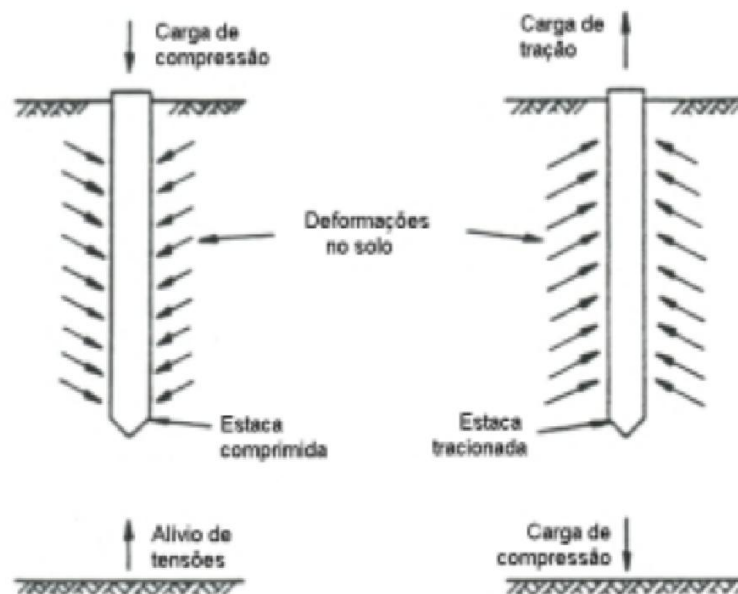


Fig. 3. 1 - Comparação da estaca com elemento de reforço do solo (McGown et al. 1978)

As características de resistência e de deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento de tensão-deformação do solo reforçado. Os autores citados, perante estes parâmetros, propuseram uma classificação para os elementos de reforço:

- Extensíveis: quando apresentam deformações de rotura maior que a máxima deformação de tração do solo sem reforço. A sua principal função é aumentar a ductilidade e diminuir a perda de resistência pós-pico.

- **Inextensíveis:** quando apresentam deformações de rotura menores que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Este confere ganho de resistência mecânica; porém, as suas roturas são catastróficas se o reforço romper.

Jewell & Wroth (1987) estudando o comportamento de areias reforçadas com inclusões orientadas concluíram, através de uma análise de compatibilidade de deformações, que são principalmente as deformações plásticas que governam a mobilização dos esforços de adesão entre solo e reforço.

Os autores também avaliaram a distribuição das deformações em amostras reforçadas, submetidas a ensaios de corte direto de grandes dimensões, através de radiografias. Concluíram que o reforço provoca uma distribuição também das deformações, diminuindo deformações de corte localizadas e expandindo a zona deformada. Assim, cada fibra possui uma zona de abrangência, sendo que fora desta zona, o solo comporta-se como não reforçado.

O factor de forma (l/d), que consiste na relação comprimento (l) e diâmetro (d) da fibra, é considerado por muitos autores como um factor determinante pois este relaciona as forças distorcionais, que se desenvolvem na interface solo-fibra, com as forças de tração, que se desenvolvem na secção transversal da fibra.

Assim, Taylor (1994) procura otimizar as fibras de forma a compatibilizar as resistências à tração e ao atrito. O autor apresenta a relação l/d esquematizada de forma idealizada na figura 3.2 e descrita pelas equações 3.1 e 3.2.

Onde:

d = diâmetro das fibras;

l = comprimento das fibras;

F_a = resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra;

F_t = resistência à tração da fibra.

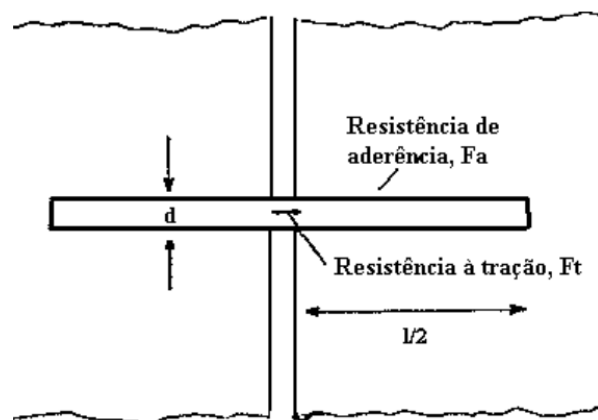


Fig. 3. 2 - Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994)

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot F_t = \pi \cdot d \cdot \frac{l}{2} \cdot F_a \quad (3.1)$$

$$\frac{l}{d} = \frac{F_t}{2F_a} \quad (3.2)$$

Ensaio de corte direto foram executados, por Gray & Ohashi (1983), em areia nos estados solta e compacta, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a inclusão de fibras aumentou a resistência ao corte de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível identificar a existência de uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, as fibras são arrancadas e, acima destas, as fibras são alongadas. As fibras com módulo baixo comportam-se como uma inclusão extensível, ou seja, não romperam durante o ensaio. O aumento do comprimento das fibras resultou num aumento de resistência. Porém, esse aumento é verificado até um certo ponto.

A tensão de confinamento crítica corresponde à mudança de mecanismo de interação solo-fibra. Esta caracteriza o ponto onde a resistência ao corte, desenvolvida na interface da solo-fibra, iguala ou supera a resistência à tração da fibra. Abaixo da tensão crítica, a resistência última de tração da fibra é superior provocando uma ruptura por deslizamento entre o solo e a fibra e não por arrancamento.

Maher (1988), citado por Maher & Gray (1990), concluiu que a tensão de confinamento crítica é sensível a vários parâmetros, como factor de forma das fibras (l/d), formato e distribuição granulométrica das partículas do solo. Porém, esta não é afectada pelo diâmetro efetivo (D_{50}) das partículas e pela quantidade de fibra.

Gray & Ohashi (1983), nos ensaios de corte direto, referido anteriormente, também fizeram variar a orientação das fibras concluindo que este parâmetro tem grande influência na resistência de corte. Na figura, estão representados os resultados desses ensaios, em que se conclui que a inclinação de 60° em relação ao plano de ruptura tem a maior contribuição em termos de resistência e que a inclinação de 120° representa a redução de resistência ao corte.

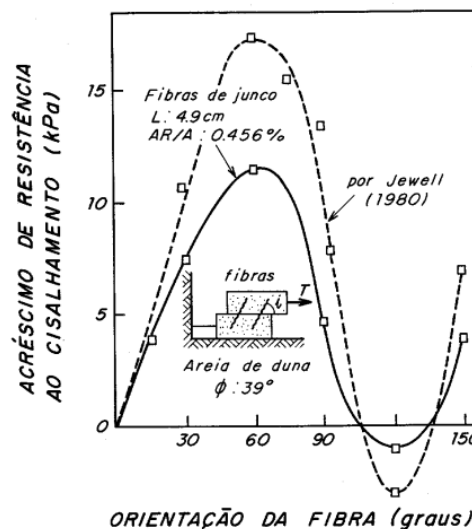


Fig. 3. 3 - Acréscimo da resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Oashi 1983)

Gray e Maher (1990) salientam que uma massa de solo reforçada com fibras discretas distribuídas aleatoriamente utiliza processos tradicionais de mistura do solo estabilizado com cimento, cal ou outro aditivo. O mesmo pode dizer-se para processos de compactação. Uma das principais vantagens da distribuição aleatória das fibras é a resistência isotrópica e a ausência de planos de fraqueza que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientados.

Shwbridge & Siltar (1989) avaliaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de corte de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras. Foram realizados ensaios em equipamento de corte

direto cujas dimensões eram maiores que as convencionais. Para o solo reforçado, a faixa de corte era mais larga e aumentava com a concentração, rigidez e aderência entre solo e o reforço.

Ao contrário de Gray & Ohashi (1983) a partir de ensaios de corte direto, realizados em areias siltosas reforçadas com fibras metálicas flexíveis, semirrígidas e rígidas, concluíram que a orientação do reforço a 90°, em relação ao plano de corte, e as fibras distribuídas aleatoriamente são mais eficazes no aumento de resistência.

Maher & Ho (1994), através de ensaios de compressão não confinada, de compressão diametral e flexão, estudaram as propriedades mecânicas de um compósito caulinita com fibra de diferentes tipos. As fibras utilizadas foram de polipropileno, vidro e celulose. Com estes ensaios concluiu-se que a inclusão de fibras aleatoriamente:

- Aumentou significativamente a resistência bem como a ductilidade do compósito;
- Mantendo o teor em fibras constante; as fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz, aumentando a probabilidade de se encontrarem na superfície de rotura contribuindo para um aumento de resistência;
- As fibras mais curtas são arrancadas mais facilmente não sendo tão significativas para o aumento da ductilidade do compósito.

Ranjan & Charan (1996), com o objectivo de estudar a influência das características das fibras (teor, relação l/d, superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao corte, realizaram ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente. Os autores verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica e que esta é reduzida com o aumento da relação l/d. Assim, com a redução da tensão crítica de confinamento, o intervalo em que as fibras são suscetíveis ao arrancamento também diminui.

Tanto em solos arenosos como em solos argilosos, a adição de fibras não provoca grandes alterações nos parâmetros de compactação do solo. No entanto, verifica-se um aumento da resistência ao corte das areias, sendo o aumento mais pronunciado com o aumento do teor em fibras. (Nataraj et al., 1996 citado por Festugato 2008).

Tendo em atenção os problemas ambientais existentes, Omine et al. (1996) aproveitaram resíduos de plástico para investigarem as propriedades mecânicas de um solo argiloso cimentado reforçado com pedaços de plástico e com pedaços de garrafas PET por meio de ensaios de compressão não confinada. Com estes ensaios, os autores avaliaram o efeito de esbelteza, bem como a influência do teor de cimento. Concluíram que a adição de pedaços de plástico aumenta a resistência à compressão não-confinada, sendo este aumento mais pronunciado para pedaços de plástico mais esbeltos.

Consoli et al. (1998) analisaram o efeito da inclusão de fibras num solo arenoso, artificialmente cimentado e não cimentado a partir de ensaios de compressão não confinada, diametral e triaxiais drenados. Fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem um efeito mais pronunciado na resistência de pico, ao passo que o comportamento de fibras mais flexíveis (polipropileno) é mais pronunciado no modo de rotura e no comportamento último.

Montardo (1999) baseado numa série de resultados, avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento a partir da resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra. Os materiais utilizados foram uma areia fina uniforme, cimento Portland (CP V - ARI) e fibras de polietileno tereftalato (PET). A inclusão de fibras num solo artificialmente cimentado provocou:

- Aumento da resistência à compressão não confinada;
- Aumento da resistência à compressão diametral;

- Ambas as resistências têm um aumento mais pronunciado para teores de fibra mais elevados;
- Aumento da tensão desvio de pico;
- Melhoria do comportamento pós pico;
- A fragilidade do solo cimentado foi reduzido sensivelmente;
- Rigidez inicial não foi afetada, sendo esta em função do nível de cimentação.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibriladas (formada por pequenos filamentos unidos), acerca das propriedades de resistência e deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob condições de carregamento estático e dinâmico. O autor concluiu que, para as fibras em forma de filamentos (extensíveis) forma mais efetivas no comportamento pós-rotura do compósito aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga. Entretanto, as fibras fibriladas (inextensíveis) foram mais eficazes na redução da deformabilidade e no aumento da resistência de pico.

Casagrande (2001) a partir de ensaios laboratoriais realizados numa areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno, observou um crescimento constante da resistência com o aumento da deformação axial, caracterizando o comportamento elasto-plástico. Segundo os autores, as fibras começaram a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência a partir de 2,5% de deformação axial.

Vendruscolo (2003), com o propósito de avaliar a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios triaxiais, concluiu que a influência da inclusão destas fibras sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades da matriz, onde a adição de fibras é mais evidente para grandes teores e para maiores comprimentos de fibras, sendo ainda mais eficaz para materiais compósitos com maiores pesos específicos. O autor cita também que a influência das fibras na resistência de pico última do material compósito depende do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo.

Consoli et al. (2004), baseando-se num amplo estudo realizado, avaliou o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, poliéster e de polipropileno. A influência, da inclusão de distintas fibras, sobre as propriedades mecânicas, foram diferentes. Para as fibras de poliéster e vidro há uma redução da rigidez e aumento do ângulo de atrito em ambas as matrizes (cimentada e não cimentada). A redução do índice de fragilidade é mais perceptível no compósito cimentado. Ao contrário das fibras de poliéster e vidro, as fibras de polipropileno reduziram drasticamente o índice de fragilidade da areia cimentada, mudando o modo de rotura de frágil para dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida.

Casagrande (2005) realizou ensaios de prova de carga em placa com o objectivo de investigar a contribuição de fibras de polipropileno na mobilização de resistência de um solo arenoso fino, para diferentes níveis de densidade de compactação. Os resultados mostraram que as camadas compactadas com mais densidade apresentam características relacionadas com o mecanismo de rotura generalizada e, para as camadas de menor densidade, foi observada rotura localizada, constituída por superfícies de deslizamento em forma de cunha, que se iniciaram junto às bordas da placa, com um levantamento expressivo do solo ao redor desta após grandes deslocamentos. Foi verificado que a inclusão do reforço melhorou significativamente a resposta do solo e a variação da densidade relativa das camadas teve um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, onde o ganho de resistência era mais pronunciado quanto mais densa fosse a mistura. Segundo o autor, as fibras inibem a propagação de fissuras, distribuindo as tensões em uma área maior. Consequentemente, o acréscimo

de resistência pela adição das fibras ao solo deve-se à inibição da formação e propagação de possíveis superfícies de corte.

Com o intuito de avaliarem o comportamento de uma bentonita reforçada com fibras de polipropileno, Casagande (2005), realizaram ensaios do tipo ring shear. A inclusão aleatória das fibras aumentou a resistência ao corte de pico do solo. Porém, o ganho de resistência era reduzido a deformações maiores e as resistências residuais dos materiais com reforço e sem reforço eram semelhantes. O aumento da resistência de pico foi mais evidente com o aumento do comprimento das fibras, bem como com o aumento da quantidade destas. Os autores também verificaram que após a realização dos ensaios, as fibras sofreram alongamentos e grande parte rotura.

Através dos mesmos ensaios realizados em amostras de areia reforçadas com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente, Consoli et al. (2007-a) investigaram o comportamento dos provetes a elevadas deformações variando o comprimento das fibras, quantidade de fibras, tensão normal efetiva e densidade relativa. A influência do reforço foi mais evidente para fibras mais longas, para maiores teores de fibras e para provetes mais densos. Nas amostras em estudo, o ganho de resistência proporcionado pelas fibras não sofreu redução mesmo a deformações cisalhantes muito elevadas, superiores a 3000%. Depois dos ensaios realizados, as fibras foram separadas da restante amostra e foi descoberto que estas sofreram alongamento e rotura para todas as tensões normais e para todos os comprimentos iniciais. Concluiu-se também que o desempenho das fibras depende do deslocamento cisalhante ocorrido.

Festugato (2008) mediu as fibras antes e após dos ensaios triaxiais realizados numa areia reforçada com fibras de polipropileno. Perante os dados recolhidos, permitiu-lhe afirmar que sob as condições de compressão triaxial no interior da massa de solo, as fibras não romperam por tração. Quando a rotura do compósito ocorre no primeiro trecho da envolvente de resistência, abaixo da tensão crítica, a interação solo-fibra dá-se maioritariamente por deslizamentos. Quando os provetes rompem no segundo trecho o alongamento é mais pronunciado.

3.5. ALTERAÇÕES NA PROPRIEDADE DOS SOLOS PELA INCLUSÃO DE FIBRAS

Neste ponto, são descritas as alterações do comportamento dos solos devido à inclusão de fibras. Deste modo, o objectivo é descrever as mudanças que os diversos autores relatam nos seus trabalhos acerca da mudança do comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras. As principais mudanças são a compactação, resistência, deformabilidade, modo de rotura, variação volumétrica, rigidez inicial e condutividade hidráulica.

3.5.1. COMPACTAÇÃO

Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho de areia. Observou que as fibras conferem uma certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para as mesmas energias de compactação, sendo este aumento linear em relação à quantidade de fibra e independente do tipo de compactação usada. A partir de resultados de ensaios usando-se dois tipos de reforço, concluiu-se que a influência na compactação é comandada pela interação entre solo e reforço, tendo atenção aspectos como a granulometria do solo, a forma das partículas, a textura e a área superficial do reforço.

Al Wahab & Al-Qurnam (1995), citados por Feuerharmel 2000, avaliaram os efeitos da inclusão de vários teores de fibra (0,5; 1 e 2%) na curva de compactação de uma argila. Os resultados encontrados

demonstram um decréscimo da densidade e um acréscimo do teor em água ótimo para a adição de 2% de fibra, considerados não muito significativos.

Bueno et al. (1996) observaram o mesmo comportamento em relação ao teor em água para um solo arenoso. Já para um solo argiloso não observaram nenhuma alteração no teor em água ótima. Em ambos os casos, a compacidade relativa não sofreu alterações.

Outros autores relataram não ter encontrado alterações significativas com a inclusão de fibras (e.g. Maher e Ho, 1994; Casagrande, 2001; Heineck, 2002)

3.5.2. RESISTÊNCIA AO CORTE DE PICO

Em geral, as fibras inibem a amplitude das fissuras associadas à rotura do compósito. Este facto leva a um aumento nas áreas sob as curvas tensão-deformação. Essa propriedade é comumente referida como tenacidade e representa o trabalho da fractura ou a capacidade de absorção de energia do compósito (Festugato, 2008).

O acréscimo de resistência pela adição de fibras, à luz da sua quantidade foi identificado por vários autores:

- Gray & Oashi (1983): de forma linear com a quantidade de reforço;
- Shewbridge & Sitar (1989): de forma não linear, tendendo a um valor assintótico;
- Jewell & Wroth (1989): de forma não linear, tendendo a um valor assintótico;
- Teodoro (1999): de forma não linear.

Estudos comparativos entre um material granular e um coesivo realizado por Bueno et al. (1996) mostraram que os solos coesivos são menos sensíveis ao aumento do comprimento das fibras. Análises baseadas em ensaios triaxiais revelaram um acréscimo no ângulo de atrito com a adição de reforço, sendo este maior quanto maior for a quantidade de fibras.

Ranjan & Charan (1996) observaram que a curva tensão-deformação de uma areia fina reforçada exhibia tendência de crescimento mesmo a deformações axiais na ordem dos 20%.

Teodoro (1999) observou um aumento na resistência de uma areia siltosa reforçada com o aumento do comprimento das fibras de polipropileno de 0 para 30mm, comportamento este distinto do solo argiloso, que apresentou um máximo de resistência para fibras de 15mm.

O estudo realizado por Maher e Gray (1990), utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios das partículas, mostrou que o aumento do tamanho das partículas ($D_{50}=0,25\text{mm}$ para $0,6\text{mm}$) não alterou a tensão de confinamento crítica, mas diminuiu a contribuição das fibras para a resistência.

Nataraj et al. (1996), citado por Festugato 2008, observaram que o pico de resistência coincide com o teor em água ótimo de compactação.

Grays & Ohashi (1983) mostraram, no que respeita à influência da densidade, que o acréscimo de resistência provocado pela adição de fibras é similar tanto para areias fofas como para areias densas.

Em relação à granulometria do solo, Stauffer & Holtz (1996), citados por Feuerharmel 2000, realizaram vários ensaios triaxiais em duas areias reforçadas com distribuições granulométricas distintas, uma bem graduada e uma uniforme, porém com o mesmo diâmetro médio (D_{50}) dos grãos de solo. Os autores observaram um aumento maior de resistência na areia bem graduada com adição de fibras. A forma das partículas também é um factor que tem influência na resistência de solos reforçados com fibras (Gray & Maher, 1989). A contribuição das fibras na resistência diminui com o

aumento do índice de esfericidade das partículas, ou seja, partículas de solo mais arredondadas prejudicam a eficiência do reforço.

Teodoro (1999) observou um aumento da resistência de uma areia siltosa com o aumento do comprimento das fibras de polipropileno até 30mm, enquanto para um solo argiloso só se verificou um aumento de resistência até o comprimento de 15mm.

Consoli et al. (1999), em amostras de solo cimentado, verificaram que quanto maior a quantidade de cimento adicionado ao solo, menos evidente o ganho de resistência devido à adição de fibras.

Feuerharmel (2000) verificou que, para solos reforçados só com areia, não existe resistência de pico contrariamente ao que acontece como areias cimentadas com fibras, mediante a figura 3.4. Tendo este comportamento sido verificado para três tipos de solos: areias, areia siltosa e argila.

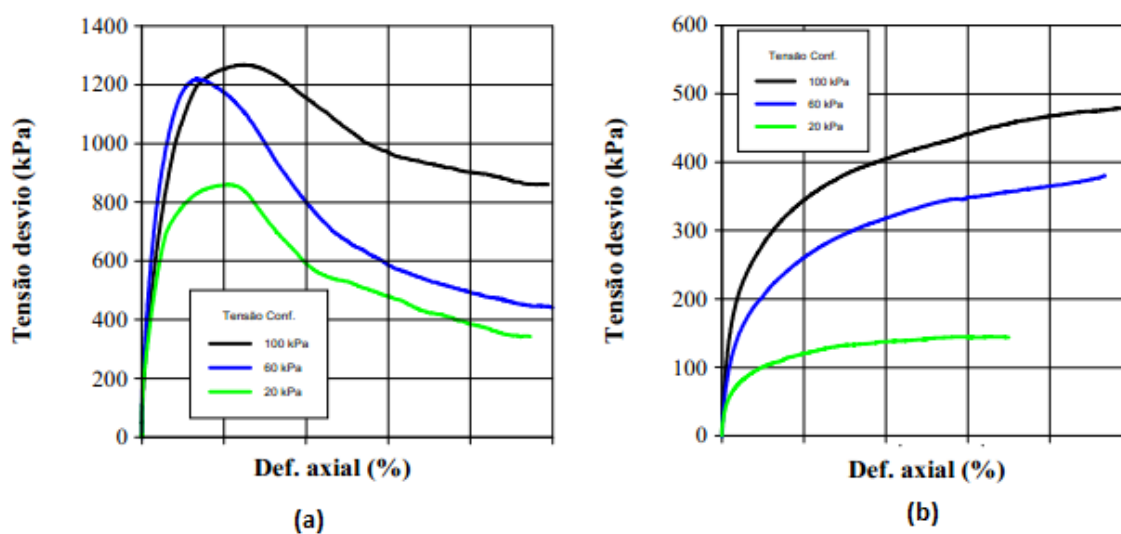


Fig. 3. 4 - Curvas de tensão desvio em função de deformação axial de uma areia: (a)Solo + cimento + fibra (b) Solo + fibra (Feuerharmel, 2000)

O mesmo autor concluiu que a incorporação das fibras de polipropileno a solos cimentados muito resistentes e rígidos ocasiona uma redução na resistência de pico destes materiais.

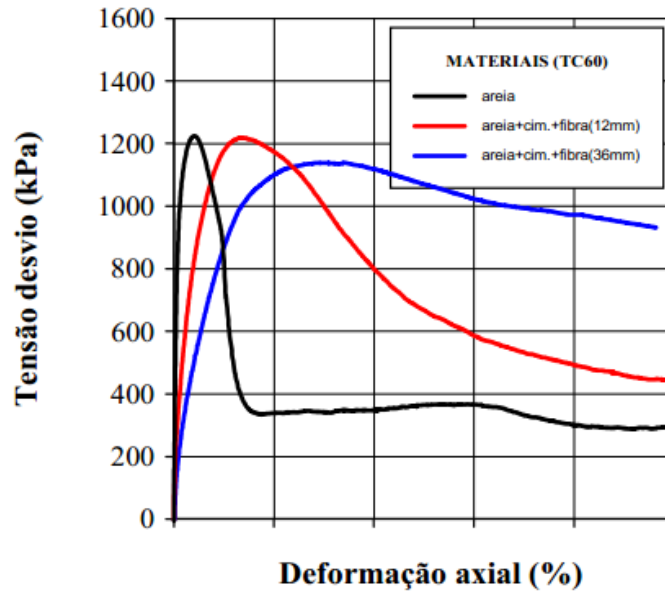


Fig. 3. 5 - Influência de adição de fibras numa areia cimentada. (Feuerharmel, 2000)

Festugato (2008) verificou, a partir de ensaios triaxiais realizados numa areia reforçada com fibras de polipropileno, para vários índices aspecto (l/d), que há um acréscimo de resistência, em relação ao solo sem reforço, no material reforçado, para todos os tipos de fibras adicionados. O autor também concluiu que a areia reforçada unicamente com fibra não apresenta resistência de pico e que a taxa de ganho de resistência do solo reforçado, a partir de uma certa deformação (2%), é constante e tende a aumentar com a tensão de confinamento (Figura 3.6).

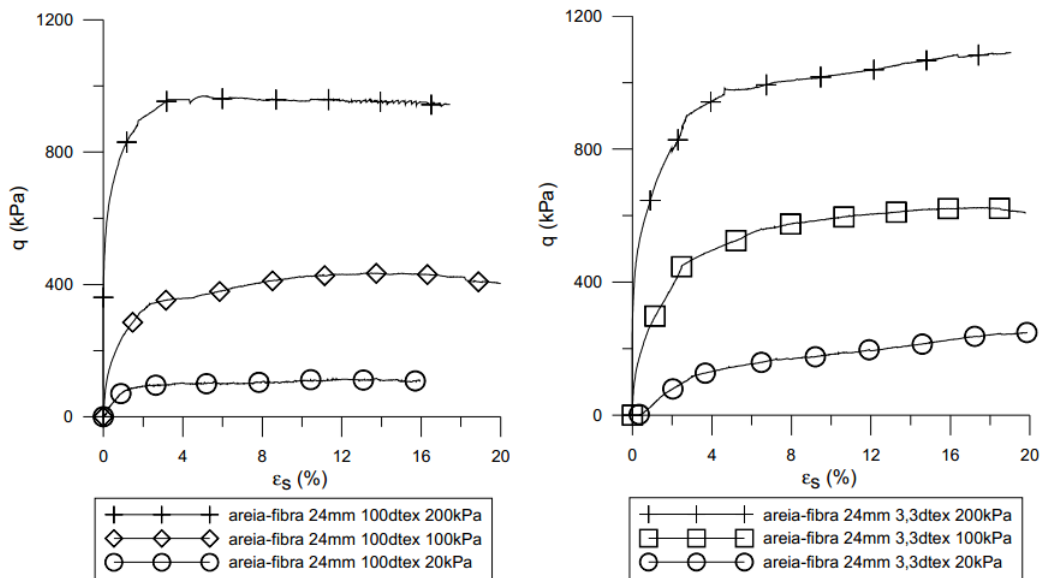


Fig. 3. 6 - Curva de resistência em relação à deformação distorcional, para diferentes tensões confinantes e índices aspecto (Festugato, 2008)

O índice aspecto (l/d) também tem uma grande influência sobre o comportamento dos compósitos. Quanto maior o índice aspecto, maior o ganho de resistência. Na figura 3.7, retirada de Festugato (2008), no gráfico da direita ($l/d=1043$) o ganho de resistência é mais evidente do que no gráfico da esquerda ($l/d=240$).

Feurharmel (2000) observou, através de triaxiais realizados em vários tipos de solos artificialmente cimentados e reforçados com fibras de polipropileno, que a inclusão das fibras em solos muito resistentes e rígidos ocasiona a redução na resistência de pico.

Montardo (1999) relatou o aumento do ângulo de resistência ao corte de uma areia uniforme cimentada artificialmente e não cimentada, reforçada com diferentes tipos de fibras. Em relação ao intercepto coesivo, apenas observou um aumento para areias não cimentadas e reforçadas com fibras de polipropileno.

Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram que o ângulo de resistência ao corte não é influenciado pela inclusão de fibras, tendo constatado apenas um aumento do intercepto coesivo.

Montardo (1999), Consoli et al. (2002) e mais tarde Festugato (2008) concluíram que a inclusão de fibras provoca um aumento do ângulo de atrito e um aumento do intercepto coesivo para areias reforçadas com fibra. O índice aspecto (l/d) não tem grande influência no ângulo de resistência ao corte, mas quando este aumenta o intercepto coesivo também aumenta (Figura 3.7).

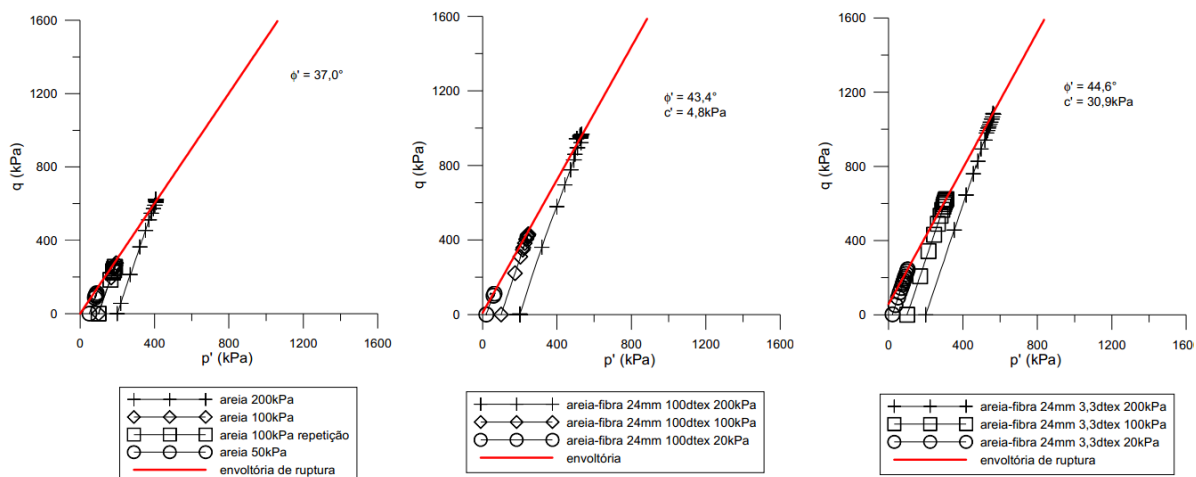


Fig. 3. 7 - Envolvente de roturas de uma areia não reforçado e reforçada com fibras de polipropileno – índices aspecto 0, 240 e 1043 respectivamente (Festugato, 2008)

Montardo (1999) e Consoli et al. (2002) também constataram um aumento de ângulo de resistência ao corte para areias cimentadas com fibras de vários tipos. Já a coesão não foi afectada.

Heineck (2002), numa areia siltosa reforçada com fibras e Festugato (2008), numa areia reforçada com fibras de polipropileno, observaram uma bi-linearidade na envolvente de rotura. A parte inicial da envolvente possui um intercepto coesivo quase insignificante e um ângulo de atrito que é superior ao do solo sem reforço. No segundo trecho da envolvente, acima da tensão de confinante crítica, o ângulo de atrito é semelhante ao do solo sem reforço e há um notável aumento do intercepto coesivo. Um exemplo de envolvente bi-linear pode-se observar na Figura 3.8.

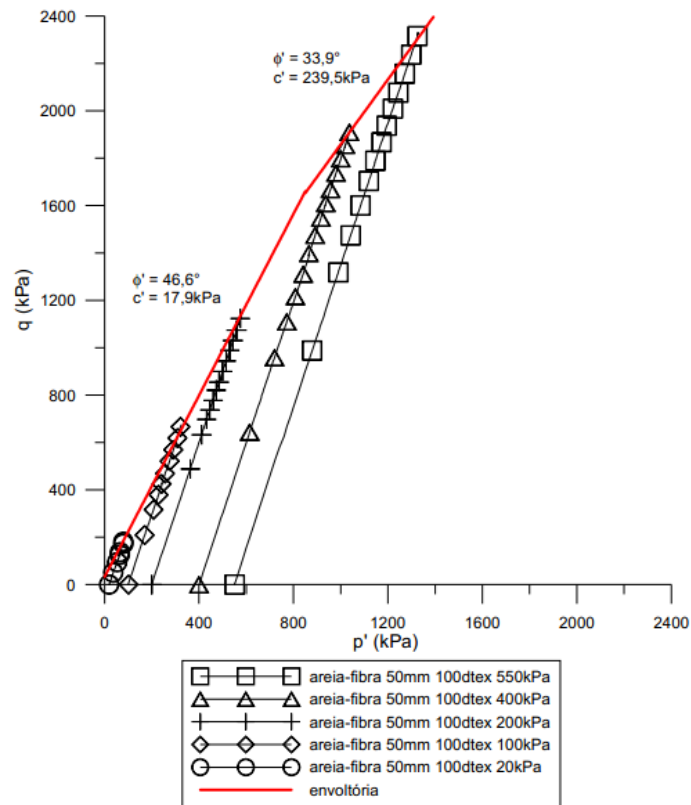


Fig. 3. 8 - Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras para um índice de aspecto de 500 (Festugato, 2008)

O efeito da adição de fibras, na resistência à compressão e à tração, foi mais pronunciado quando estas foram introduzidas em percentagens de cimento mais baixas. (Consoli et al., 2002).

Babu & Chouksey (2010) observaram que com a inclusão de resíduos plásticos há um claro melhoramento da resistência do solo. Esta investigação propõe mostrar como estas informações poderão ser úteis para o futuro na ajuda da gestão de resíduos plásticos.

Ahmed et al. (2011), através de ensaios de compressão simples e diametral numa areia reforçada com cimento, resíduos de gesso reciclados e tiras de resíduos de plástico, concluíram que a inclusão destas tiras afecta mais o aumento da resistência à tração do que a resistência à compressão simples.

3.5.3. RESISTÊNCIA AO CORTE PÓS-PICO

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência pós-pico (Gray & Ohashi, 1983; Ranjan et al., 1996; Consoli et al., 1997, 1999, 2002; Casagrande 2005; Consoli et al., 2007a).

3.5.4. DEFORMABILIDADE

McGown et al. (1988), para areias, e Maher & Ho (1994) e Nataraj et al. (1996), para argilas, relataram um aumento no módulo de deformabilidade tanto maior quanto maior o teor em fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997) e Consoli et al. (1999) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras, para areias cimentadas e não cimentadas.

Stauffer e Holtz (1996) relataram que a adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na rotura, sendo este aumento mais evidente para uma areia mal graduada que para uma areia bem graduada, ambas com o mesmo diâmetro D_{50} dos grãos.

Para Heineck (2002) e Heineck et al. (2003-a), a taxa de deformação onde as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência ao corte depende do tipo da matriz.

Foi observado por McGown et al. (1988), através de um ensaio de placa de pequenas dimensões, uma grande parcela de deformação recuperada com o descarregamento, referente a 20% da deformação total imposta.

3.5.5. MODO DE ROTURA

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras é uma observação feita com carácter unânime pelos vários autores que avaliaram este parâmetro (Hoare, 1979; McGown et al., 1988; Maher & Ho, 1994; Nataraj et al., 1996; Consoli et al., 1999), sendo este aumento mais pronunciado quanto maior a quantidade de fibras.

O modo de rotura das areias reforçadas por malhas de polipropileno foi estudado por Morel & Goure (1997), citados por Festugato 2008, num ensaio uniaxial. Os resultados mostraram que a inserção do reforço não modifica a posição da faixa de corte. Porém, modifica o comportamento de rotura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação da faixa de corte, as tensões continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo reforço. O desenvolvimento da banda também é diferente, pois após um nível de deformações limite, elas tornam-se menos ativas com o aumento das deformações. Mas, por outro lado, na medida em que as deformações progridem, faixas de corte secundárias iniciam-se e vão-se tornando mais largas, localizadas próximas da primeira banda.

Montardo (1999) concluiu que a inclusão de fibras de polipropileno no compósito de matriz cimentada altera significativamente o seu modo de rotura. Com a inclusão das fibras, o comportamento do material na rotura, que era frágil, torna-se dúctil. Estas constatações resultaram da análise dos índices de fragilidade e da verificação visual da ausência ou presença de planos de rotura nos provetes rompidos.

Segundo Feuerharmel (2000), a forma de rotura do solo é alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, reduzindo a fragilidade dos solos. A amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra, que pode ser atingida pela ação de um agente cimentante, formando uma estrutura cimentada bastante resistente ou por uma combinação apropriada dos factores comprimento das fibras e tensões efetivas médias normais atuantes (Figura 3.9).

O mesmo autor para avaliar a forma de rotura dos solos usou o índice de fragilidade definido por Maher & Ho (1993):

$$I_F = \frac{q_{rotura}}{q_{final}} - 1 \quad (2.3)$$

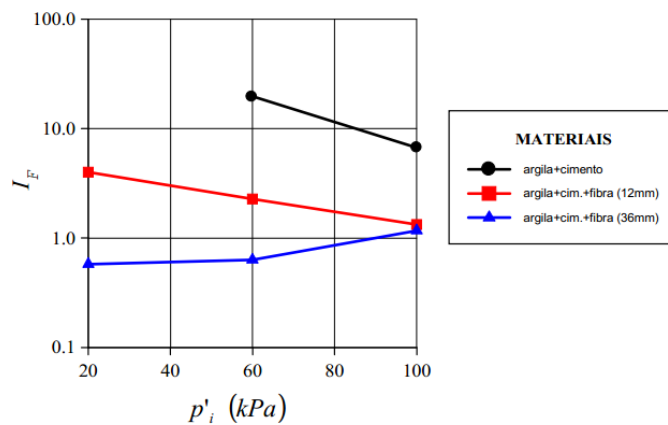


Fig. 3.9 - Índices Aspecto para uma argila com 7% de cimento Feuerharnel (2000)

A adição de fibras de polipropileno num solo não cimentado, não modificou a ductilidade, em relação ao solo sem reforço. Já a adição das mesmas fibras num solo cimentado reduz a fragilidade deste (Consoli et al., 2002).

Uma mudança significativa quanto ao modo de rotura foi verificada por Donato et al. (2004), onde todas as amostras cimentadas não reforçadas estudadas exibiram um comportamento frágil na rotura, enquanto as amostras reforçadas com 0,5% de fibras de polipropileno apresentam uma fragilidade menos pronunciada, mudando o comportamento de frágil para dúctil.

3.5.6. VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

Stauffer & Holtz (1996), citados por Casagrande 2005, observaram que a inclusão de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na rotura, sendo este aumento mais pronunciado para uma areia mal graduado do que para uma areia bem graduada, ambas com o mesmo diâmetro médio (D50).

Foose et al. (1996) observaram que a adição de tiras de borracha de pneus como reforço em solos arenosos provocou o aumento das deformações volumétricas. Segundo o autor citado e SheWbridge & Siltar (1989), este aumento das deformações volumétricas não cresce linearmente com a quantidade de reforço.

Segundo Feuerharnel (2000), os efeitos provocados pela inclusão de fibras de polipropileno sobre a variação volumétrica podem ser bastante distintos e dependem principalmente da forma como ocorre o colapso da matriz e como se distribuem as deformações provocadas pelo corte da amostra. Os efeitos são bastante distintos para solos cimentados e solos não cimentados.

- Solos não cimentados: a estrutura das fibras impõe uma resistência às deformações radiais, aumentando assim as deformações de compressão da amostra.
- Solos cimentados: as deformações concentram-se apenas na superfície de rotura. Assim, as fibras ou atuam de forma a ancorar as duas superfícies, o que tende a reduzir a dilatância ou têm como função redistribuir esforços, que causa a expansão da superfície de corte, tendendo a aumentar as deformações volumétricas.

3.5.7. RIGIDEZ INICIAL

Montardo (1999) observou uma queda bastante acentuada na rigidez inicial de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno. No entanto, para fibras de polietileno tereftalato e vidro não apresentaram alteração alguma no módulo.

Assim sendo, a rigidez inicial num solo reforçado depende das características do reforço. Segundo Michalowski & Cermák (2003), a adição de uma fibra sintética num solo arenoso provocou uma quebra na rigidez inicial. Contrariamente, a adição de fibras de aço no mesmo solo aumentou a rigidez inicial.

Já para Feuerharmel (2000), a rigidez inicial não depende só das características do reforço mas também da natureza do material. O autor realizou ensaios em argila, areia siltosa e areias reforçadas com fibras de polipropileno. Os resultados dos ensaios realizados nas argilas e areias siltosas indicaram uma grande redução do módulo enquanto na areia não se verificaram grandes modificações. Entretanto, considerando misturas cimentadas reforçadas com fibras, as reduções do módulo foram bastante acentuadas para os três solos analisados.

Consoli et al. (2002) e mais tarde Festugato (2008), comparando areia reforçada com fibras de polipropileno e areia não reforçada, concluiu que a inclusão destas não altera a rigidez do compósito. Logo, o índice aspecto também não exerce influência.

Ahmed et al. (2011) comparando amostras de solos sem reforço e amostras reforçadas com tiras de resíduos plásticos verificou um acréscimo de rigidez. O módulo (E50) aumentou 1,5 vezes em relação ao solo sem tiras de resíduos plásticos.

3.5.8. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E OUTRAS PROPRIEDADES

O aumento da condutividade hidráulica devido à adição de fibras em solos argilosos é relatado por vários autores:

- Maher & Ho (1994): reportam o aumento na permeabilidade, sendo maior esse aumento quanto maior a quantidade de fibras. Para fibras de polipropileno e fibras de vidro, há um acréscimo de $10\times$ para uma percentagem de 4%;
- Al Wahab & El-Kedrah (1995): verificaram, para a adição de 2% fibras de polipropileno, um aumento de permeabilidade em mais de uma ordem de grandeza;
- Bueno et al (1996): apresentam o aumento em uma ordem de grandeza.

Para solos granulares, Bueno et al (1996) relatou uma redução da permeabilidade causada pela adição de fibras.

Al Wahab & El-Kedrah (1995) observaram também a redução do potencial de retração e inchamento em torno de 30% a 35% com a adição de fibras, sendo este efeito mais pronunciado no ramo seco da curva de compactação e menos pronunciado no ramo húmido.

Feuerharmel (2000) observa que são obtidos valores de condutividade hidráulica bem mais elevados no momento em que são adicionadas fibras e cimento ao material argiloso, pois, com a floculação das partículas de argila, estas, que antes aderiram às fibras, passam a aglomerar-se ao redor de partículas de cimento, propiciando a segregação de fibras.

Segundo Heineck (2002) e Heineck et al. (2003-b), para todas as matrizes estudadas, a adição de fibras de polipropileno de 24mm não causou mudanças significativas na condutividade hidráulica avaliada.

4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A etapa do programa experimental tem como objectivo principal investigar o comportamento mecânico de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras. Nesta etapa, a investigação incide sobre a variação do comprimento de fibra, dos teores de cimento e do índice de vazios.

Este capítulo descreve os procedimentos experimentais realizados na pesquisa, os materiais utilizados, as características dos equipamentos e as normas seguidas.

4.2. MATERIAIS

4.2.1. AREIA DE OSÓRIO

A areia utilizada provém do município de Osório- RS- Brasil. O material caracteriza-se por ser uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme. Não contém matéria orgânica. A curva granulométrica do material, Figura 4.1, é determinada, por peneiração, no laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnia e Geotecnologia Ambiental LEGG/ENVIROGEO e complementada, por processos de laser, no laboratório de materiais cerâmicos LACER. Ambos os laboratórios são da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Os índices físicos do material são apresentados na tabela 4.1.

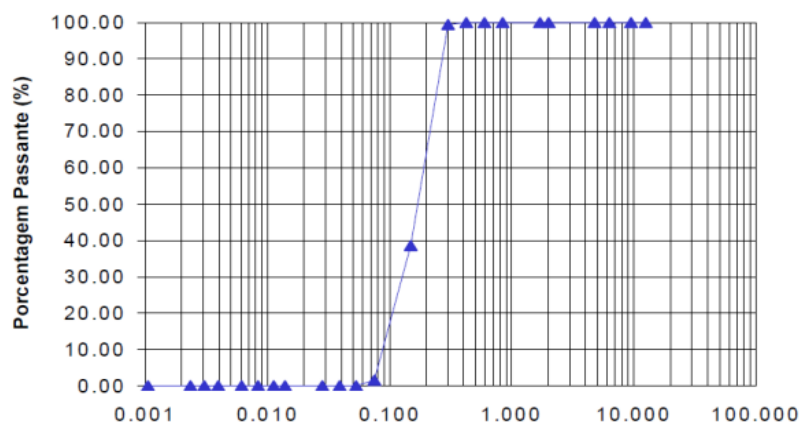


Fig. 4. 1 - Curva granulométrica da areia de Osório

Tabela 4. 1 - índices físicos da areia de Osório

| Índices Físicos | Areia de Osório |
|----------------------------------------------|-----------------------|
| Peso Volúmico das partículas sólidas | 2,65KN/m ³ |
| Coefficiente de uniformidade, C _u | 2,11 |
| Coefficiente de curvatura, C _c | 1,15 |
| Diâmetro efetivo, D ₁₀ | 0,09mm |
| Diâmetro médio, D ₅₀ | 0,17mm |
| Índice de vazios mínimo, e _{min} | 0,60 |
| Índice de vazios máximo, e _{max} | 0,85 |

4.2.2. CIMENTO PORTLAND

Os componentes essenciais são o CaO (obtido de calcário), SiO₂ e Al₂O₃ (obtidos de argilas, preferencialmente caulínicas), com pequenas quantidades de Fe₂O₃ (proveniente de impurezas de argilas). Calcário e argila, nas proporções aproximadas de 4:1, são moídos (50 a 200 mesh) e misturados (via seca ou húmida) e queimados (em longos fornos rotativos) a temperaturas de até 1450°C. Água e CO₂ são eliminadas, formando-se o clínquer, que são esferas vítreas de tamanho de bolas de gude. Ao clínquer é adicionado cerca de 2,5% de gipsita (CaSO₄H₂O), sendo o conjunto moído para constituir o cimento.

O cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI, no Brasil; CEM 1 52,5 R, em Portugal), embora contemplado pela ABNT com uma norma separada do cimento Portland comum, é na verdade um tipo particular deste, que tem a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias de aplicação.

O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento de modo que ao reagir com a água ele adquira elevadas resistências, com maior velocidade. (Tabela 4.2)

Tabela 4. 2 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial

| Tipo de cimento Portland | Sigla | Composição (% em massa) | | Norma Brasileira |
|--------------------------|------------|-------------------------|----------------------|------------------|
| | | Clínquer + Gesso | Material carbonático | |
| Alta resistência inicial | CP V - ARI | 100 - 95 | 0 - 5 | NBR 5733 |

A utilização de cimento Portland CP V-ARI é justificada pela Figura 4.2, onde a resistência à compressão simples para 3 dias de cura é equivalente à resistência à compressão simples do cimento Portland CP IV aos 28 dias de cura. Observa-se também que para dias de cura com cimento CP V-ARI a resistência à compressão simples equivale à resistência à compressão simples do cimento Portland CP III aos 28 dias de cura. Essa característica permite que o tempo de cura adotado para a execução dos ensaios seja de 7 dias.

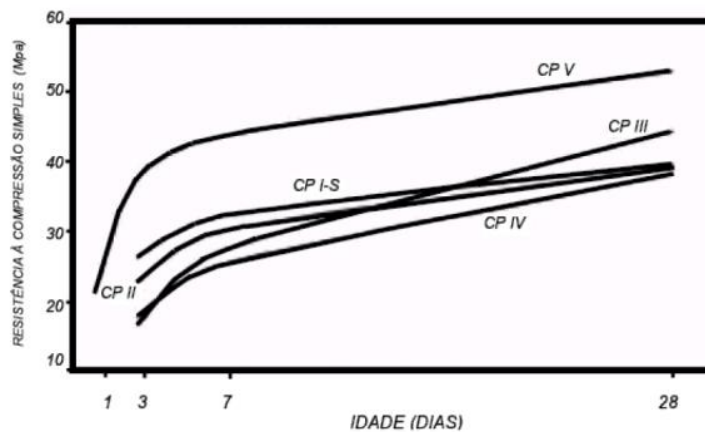


Fig. 4. 2 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland

4.2.3. FIBRAS

As fibras utilizadas como elemento de reforço são poliméricas de polipropileno. Foram escolhidas por apresentarem características bem definidas, por serem inertes quimicamente e por serem de fácil acesso. Como a disponibilidade no mercado é frequente, possibilita a extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

As fibras foram produzidas pela indústria Fitesa Fibras e Filamentos S/A e utilizadas principalmente na indústria têxtil.

Na indústria têxtil a grandeza que representa a espessura dos filamentos é o título, cuja unidade é o dtex (1 dtex = 1g/10000m). As fibras utilizadas neste estudo possuem 100dtex, que corresponde a um diâmetro de 0,100mm. Os comprimentos estudados são de 12, 25 e 50mm.

A tabela 4.3 apresenta as principais características definidas pelo fabricante.

Tabela 4. 3 - Resumo das propriedades mecânicas das fibras

| Propriedades mecânicas | Fibras 100dtex |
|-----------------------------|----------------|
| Espessura | 0,100mm |
| Densidade | 0,91 |
| Módulo de Elasticidade | 3GPa |
| Resistência à tração última | 120MPa |
| Deformação na rotura | 80% |



Fig. 4. 3 - Fibras de polipropileno

4.2.4. ÁGUA

Foi utilizada água da rede pública, mesmo podendo conter algumas impurezas, sendo este o tipo de água que mais se aproxima da utilizada em misturas para casos concretos de tratamento de solos.

4.3. VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Há um grande número de variáveis envolvido no processo de reforço do solo com fibras, não podendo dar mais ou menos importância a nenhuma delas. Assim, com necessidade de delimitar a pesquisa, o estudo restringiu-se à influência do comprimento da fibra, do teor de cimento e do índice de vazios do solo reforçado (areia + cimento + fibra).

A escolha destas variáveis, bem como das taxas de variação, foi baseada em trabalhos já realizados e mencionados no capítulo anterior. Os vários comprimentos utilizados são 12, 25 e 50mm. Os teores de cimento são 1, 2, 3, 5 e 7%. Devido às características dos materiais utilizados, foram considerados três índices de vazios que se situam entre os índices de vazios máximo e mínimo da referida areia. Os valores dos índices de vazios utilizados foram 0,62; 0,70 e 0,78 de forma a ter uma ampla gama de resultados. Mantém-se constante o teor em água de moldagem de 10%. A percentagem de fibra definida é constante, 0,5%, em relação à massa de solo e cimento seco, bem como o diâmetro de 0,100mm. A percentagem de 0,5% de fibras de polipropileno, segundo Consoli et al. (1999 e 2000) e Montardo (1999), representa o limite de trabalhabilidade e homogeneidade da mistura solo-fibra.

Deste modo, já escolhidas as variáveis e as taxas de variação, a pesquisa foi estruturada fazendo variar os parâmetros referidos, mantendo as demais fixas, de uma forma controlada, com intuito de chegar a uma conclusão referente à influência destas no comportamento mecânico do solo-cimento-fibra.

Na tabela seguinte, estão sistematizados os ensaios realizados e as combinações das várias variáveis. Como se pode verificar nesta tabela, para cada índice de vazios, combinou-se os diferentes comprimentos de fibra e, para cada comprimento de fibra, fez-se variar as percentagens de cimento. Para cada combinação diferente, realizaram-se dois provetes válidos.

Tabela 4. 4 - Programa dos ensaios de compressão simples e diametral

| Ensaio | Índice de vazios | Comprimento das fibras | % de cimento utilizadas | Nº de ensaios | |
|--------------------|----------------------|------------------------|-------------------------|---------------|----|
| Compressão Simples | 0,62 | 50 | 1,2,3,5,7 | 10 | |
| | | 25 | | 10 | |
| | | 12 | | 10 | |
| | 0,70 | 50 | 1,2,3,5,7 | 10 | |
| | | 25 | | 10 | |
| | | 12 | | 10 | |
| | 0,78 | 50 | 1,2,3,5,7 | 10 | |
| | | 25 | | 10 | |
| | | 12 | | 10 | |
| | Compressão Diametral | 0,62 | 50 | 1,2,3,5,7 | 10 |
| | | | 25 | | 10 |
| | | | 12 | | 10 |
| 0,70 | | 50 | 1,2,3,5,7 | 10 | |
| | | 25 | | 10 | |
| | | 12 | | 10 | |
| 0,78 | | 50 | 1,2,3,5,7 | 10 | |
| | | 25 | | 10 | |
| | | 12 | | 10 | |
| Total | | | | 180 | |

4.4. MOLDAGEM E PREPARAÇÃO DOS PROVETES

A preparação da amostra para a moldagem de corpos de prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiração e determinação do teor em água higroscópica seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457/86.



Fig. 4. 4 - Secagem ao ar, destorroamento e envolvente

A moldagem dos provetes para os ensaios de compressão simples e diametral foram realizados de forma semelhante. Todos os provetes passaram pela mesma sequência de procedimentos: peneiração, pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, armazenamento e cura. No processo de moldagem usou-se três tipos de moldes metálicos, todos tripartidos, em que as dimensões dependeram do tamanho de fibra que se estudou. Para as fibras mais compridas, de 50mm, o molde tinha dimensões de 100mm de diâmetro por 200mm de comprimento para os ensaios à compressão simples. Para o mesmo tamanho de fibra, mas, para o ensaio de tração por compressão diametral, foi necessário fazer uma adaptação ao molde existente, devido a restrições técnicas existentes no equipamento, diminuindo a altura do provete para 100mm e mantendo o diâmetro de 100mm. Para os restantes tamanhos de fibras, 25mm e 12mm, os moldes utilizados tiveram como dimensões 50mm de diâmetro e 100mm de altura, para os ensaios de compressão simples e diametral.



(a)



(b)

Fig. 4. 5 - Molde (a), dimensões 50x100mm; Molde (b) 100x200mm

A percentagem de cimento é definida pela razão entre a massa de cimento e a massa de solo seco. A massa de fibra utilizada é 0,5% da massa do solo seco e do cimento.

A preparação dos corpos de prova contém as seguintes etapas:

4.4.1. MISTURA

Todos os materiais (solo, cimento, fibra e água) foram pesados com resolução de $\pm 0,01$. Em seguida foi misturado o solo com o cimento, com o auxílio de uma colher, até a mistura ficar homogênea. Seguidamente, desfizeram-se as fibras de forma a facilitar a junção destas ao solo com cimento. Depois de ter obtido a homogeneidade desejada, acrescentou-se a água. A mistura estava pronta quando completada a homogeneização visual.

Foram adoptadas medidas de prevenção para se efetuar a moldagem o mais rápido possível, para que não houvesse riscos de perdas de teor em água.

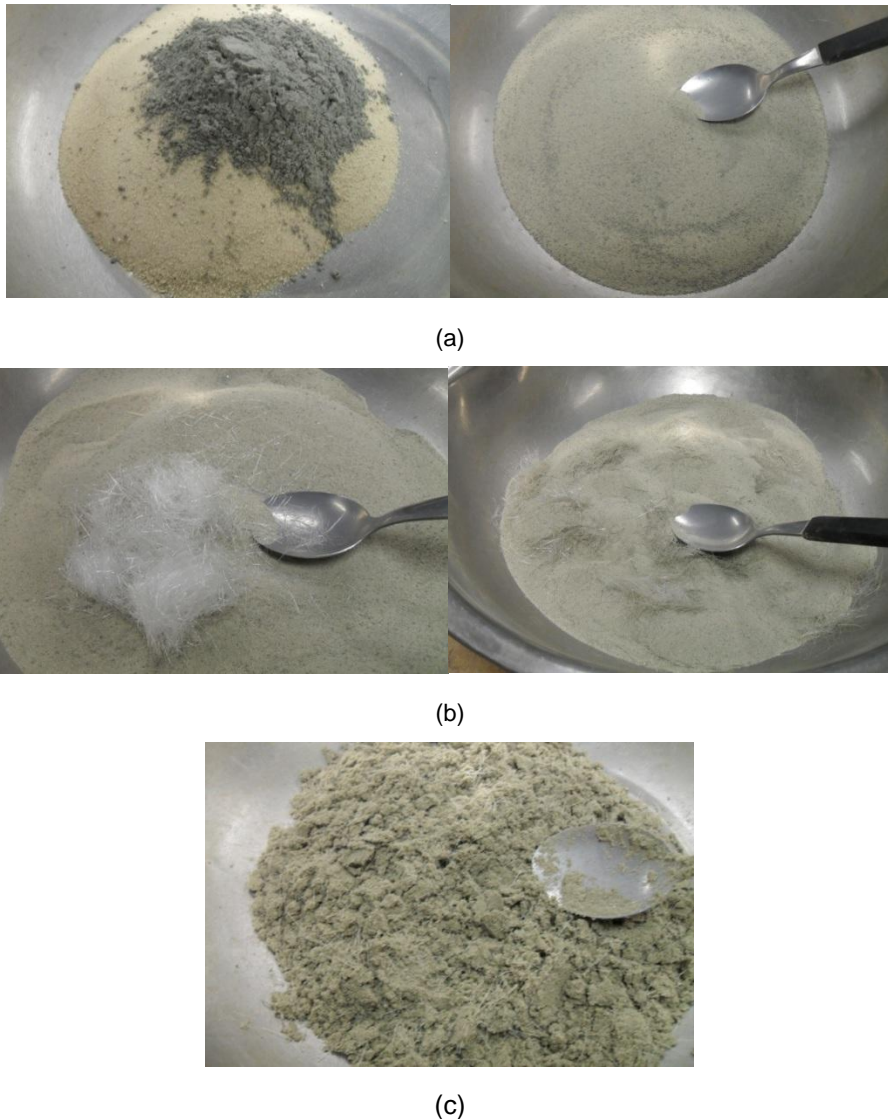


Fig. 4. 6 - (a) mistura do solo com o cimento (b) as fibras são acrescentadas e (c) por fim adiciona-se a água.

4.4.2. MOLDAGEM

Imediatamente após a mistura concluída, pesaram-se as três camadas, seguindo-se a compactação. O molde já se encontrava devidamente lubrificado. O controlo da densidade foi feito monitorando-se as alturas das camadas e controlando a massa por camada.

A técnica de compactação usada foi a estática, na qual um êmbolo metálico é introduzido dentro do molde a uma velocidade aproximadamente constante, compactando estáticamente o solo. Para controlo da compactação seguiu-se o especificado na norma NBR 12024/92 (ABNT, 1992) que diz que o grau de compactação tem que se situar entre os 98 e os 102%, sendo o “grau de compactação = relação percentual entre a massa específica aparente seca, efetivamente alcançada na moldagem do corpo de prova, e a massa específica aparente seca máxima” (NBR 12024/92, ABNT 1992)



Fig. 4. 7 - Equipamento de compactação para as duas dimensões dos moldes.

Para determinar o teor em água de moldagem do solo, retirou-se duas cápsulas representativas da mistura obtida, seguindo-se o procedimento descrito pela norma NBR 12024/92 ou pela norma ABNT 1990. O teor em água definido para a realização dos corpos-de-prova foi de 10%, e quando feito o controlo deste verificou-se uma variação de +/- 5%.



Fig. 4. 8 - -- Cápsulas retiradas da estufa.

4.4.3. DESMOLDAGEM E ACONDICIONAMENTO

Ao extrair o provete do molde, registou-se as duas dimensões (altura e diâmetro) e o seu peso. Para o provete ser válido restringiu-se uma variação de $\pm 0,01$ cm para os provetes de menores dimensões e 0,1cm para os de maiores dimensões, para ambas as dimensões. Para o peso admitiu-se uma variação de 0,01 g, para ambos.

De imediato, depois do controle das dimensões e do peso, estes foram armazenados em sacos de plástico devidamente identificados e vedados para evitar mudanças no seu teor em água.

A identificação de forma a não confundir os vários corpos de prova foi feita com a seguinte notação: ex_cy_ij onde x representa o índice de vazios (e), y a percentagem de cimento, i o número do ensaio da combinação entre o índice de vazios e a percentagem de cimento, e j o tipo de ensaio (compressão ou tração).



Fig. 4. 9 - Fases de desmoldagem e acondicionamento para os provetes de dimensões de 50x100mm.

4.4.4. CURA

Os provetes foram realizados com um tempo de cura de 7 dias como refere a norma NBR 12024/92 (ABNT 1992) – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos.

Os corpos de prova, após serem curados 6 dias dentro dos sacos de plástico eram colocados em imersão num tanque com água por um período de 24h, visando aproximar às condições de saturação.

4.5. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

4.5.1. INTRODUÇÃO

O ensaio de compressão simples é um dos ensaios mais utilizados de forma a avaliar as características mecânicas de solos estabilizados. Este ensaio permite-nos verificar a influência de diversos parâmetros sobre a resistência das misturas dos solos estabilizados.

Este ensaio é bastante usado, principalmente no estudo de betões, devido à sua fiabilidade, rapidez e baixo custo. A sua aplicabilidade na área de solos estabilizados com cimento tem alguns factores que põem em causa a fiabilidade deste, pois a deformação (e, no limite, plastificação e rotura) nas camadas “nobres”, onde os materiais granulares são geralmente estabilizados com agentes cimentíceos, é predominantemente de tração e não de compressão.

4.5.2. NORMAS E GRANDEZAS

A norma utilizada nos ensaios de compressão simples é a norma EN 13286-41 (CEN, 2003a) e a NBR 12025-90.

Baseado na norma, o ensaio consiste num carregamento crescente constante até que seja atingida a rotura do provete. A força de rotura deverá ser registada para que se possa calcular a tensão de rotura através da expressão seguinte:

$$R_c = \frac{F}{A_c} \quad (4.1)$$

Em que:

R_c é a tensão de rotura (N/mm²)

F é a força de rotura (N)

A_c é a área do provete (mm²)

A norma tem várias regras em que especifica quais os provetes que podem ser considerados válidos para o ensaio, bem como regras de posicionamento do provete e forma de carregamento. As regras são:

- Provetes com danos aparentes na sua estrutura devem ser excluídos;
- Qualquer humidade excessiva deverá ser retirada do provete antes da sua colocação;
- As placas que entram em contacto com o provete devem ser limpas anteriormente ao ensaio e deverá ser retirada qualquer excesso de partículas na face do provete;
- Não poderão ser colocadas qualquer tipo de peças entre o provete e as placas associadas à máquina de compressão;
- O provete será colocado no centro da placa inferior com um erro inferior a 1% do diâmetro do provete;
- Tanto as placas como as faces do provete deverão ser o mais paralelas possível;
- O carregamento será efectuado de forma a não ser provocado um choque na sua fase inicial.
- Quando o carregamento é feito de forma automática, a velocidade deverá ser vigiada de forma a garantir um carregamento a velocidade constante.
- Relativamente à massa, caso o provete sofra perdas, devido a evaporações, superiores a 2% da sua massa inicial, os resultados deverão ser desprezados pois poderão não ser representativos.
- Como critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, estipulou-se que as resistências individuais de dois corpos de provetes, considerados idênticos, não devem afastar-se mais de 10 % da resistência média do conjunto. Este é o mesmo critério adoptado pela NBR 12253/92 (ABNT, 1992).

4.5.3. EQUIPAMENTO

Para a realização dos ensaios, foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 50 kN, além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 kN e 50 kN e resolução de 0,005 kN (0,5kgf) e 0,023 kN (2,3kgf) respectivamente. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 milímetros por minuto.



Fig. 4. 10 - Prensa e corpo de prova num ensaio de compressão simples.

4.6. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

4.6.1. INTRODUÇÃO

O ensaio de compressão diametral, também conhecido como ensaio brasileiro, desenvolvido por Lobo Carneiro, surgiu durante a abertura da Avenida Presidente Vargas, na cidade do Rio de Janeiro, em 1943, quando houve necessidade de mover uma igreja com o objectivo de preservar o património local.

A igreja de S. Pedro era uma igreja de 1732, de estilo barroco e igual a ela só havia uma em Ouro Preto. A solução imaginada na época foi deslocá-la para o lado, usando rolos de betão de 60cm de diâmetro. Posta esta proposta, era necessário saber se os rolos suportariam a carga a que iam estar sujeitos. Assim, os rolos foram submetidos numa prensa, colocadas nesta da mesma forma a que iam ser solicitados em serviço. Os rolos apresentaram uma forma de rotura totalmente diferente do já estudado no aço. Uma fissura vertical percorreu os provetes de betão abrindo-os em duas partes muito semelhantes e simétricas. Na figura 4.12 conseguimos ver o modo de rotura que se verificou no ensaio.

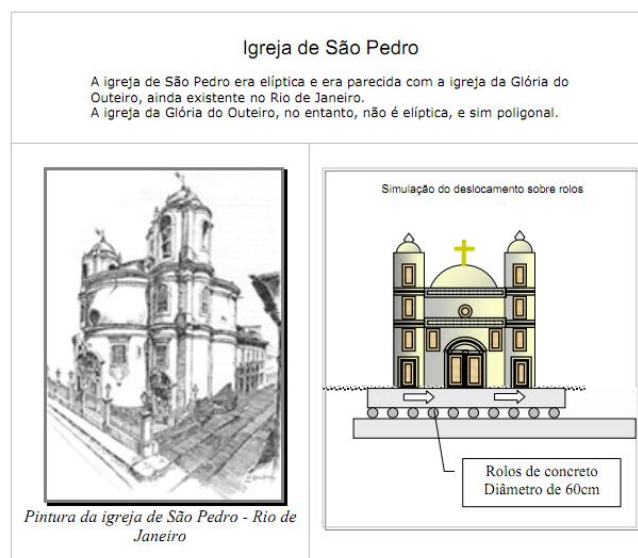


Fig. 4. 11 - Igreja de São Pedro e Simulação dos deslocamentos idealizados

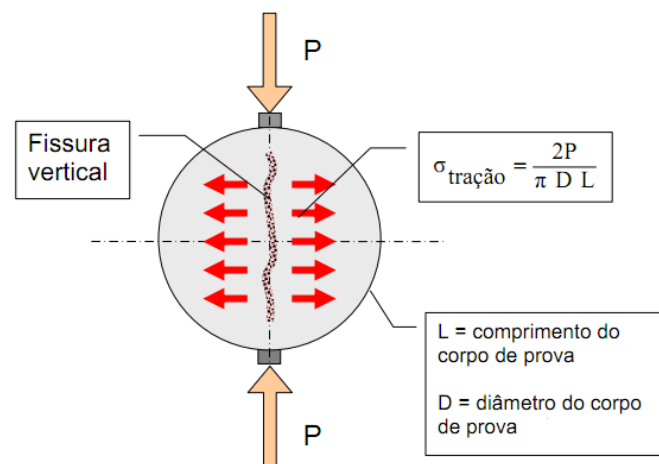


Fig. 4. 12 - Provete solicitado por forças opostas de igual valor e distribuição

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral é usado como ensaio de controlo, pois, em projeto, o mais correto é obter a resistência à tração por ensaio de viga à flexão, normalizado para o betão, mas nem sempre é possível de realizar.

4.6.2. NORMAS E GRANDEZAS

A norma seguida para a realização do ensaio de compressão diametral foi a EN 13286-42 (CEN-2003a). As regras de fabrico dos provetes, bem como a velocidade de incremento de força, definidas nesta norma são iguais às já descritas na norma referente ao ensaio de compressão simples.

A equação sugerida pela norma referida, para o cálculo de resistência à tração, que neste ensaio se obtém indiretamente, é:

$$R_{it} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot H \cdot D} \quad (4.2)$$

Em que:

R_{it} é a resistência à tração (MPa)

F é a força de rotura (N)

H é a altura do provete (mm)

D é o diâmetro do provete (mm)

Relativamente à forma e dimensão do provete deve ser garantida a relação entre a altura e o diâmetro do provete no intervalo compreendido entre 0,8 e 1.

As tiras em que o provete é assente são de madeira e só devem ser utilizadas num ensaio. O comprimento das tiras tem de ser superior à altura do provete e a sua largura tem que ser superior a 10% do diâmetro e a sua altura de 4mm, com variação admissível de 1mm.

Relativamente à massa, caso o provete sofra perdas, devido a evaporações, superiores a 2% da sua massa inicial, os resultados deverão ser desprezados pois poderão não ser representativos. A superfície do provete e as tiras em que o provete está assente têm de estar limpas.

O carregamento é feito de forma contínua e uniforme, sendo que a velocidade do carregamento não pode exceder 0,2MPa por segundo. A nível da aquisição de dados neste ensaio, a norma obriga a gravação do valor máximo da força de carregamento.

4.6.3. EQUIPAMENTO



Fig. 4. 13 - Prensa e corpo de prova durante ensaio de compressão diametral.

Este ensaio foi realizado no mesmo equipamento que o ensaio de resistência à compressão simples, estando as características descritas no item referente ao item do ensaio de RCS.

5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

As características do solo usado, areia de Osório, para esta pesquisa bem como os procedimentos e os ensaios utilizados estão descritos no capítulo anterior.

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios relativos ao comportamento mecânico e suas respectivas análises, seguindo os objectivos propostos para esta pesquisa.

Para melhorar a análise de dados desta pesquisa, os resultados serão comparados aos resultados obtidos na pesquisa realizada por Caberlon Cruz (2008). A pesquisa dele consistiu em realizar ensaios de resistência à compressão simples, e ensaios de resistência à tração indireta, ou seja por compressão diametral, em areia de Osório reforçada com cimento (CP V- ARI).

Após realizada a moldagem, desmoldagem e cura dos provetes, procedeu-se à realização dos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e resistência à tração por compressão diametral. Nas tabelas 7.1 a 7.6 apresentadas em anexo, mostram-se os resultados dos ensaios para as diferentes amostras de areia de Osório cimentada com fibras de comprimento de 12mm, 24mm e 50mm correspondendo a índices aspecto (l/d) de 120, 240 e 500 respectivamente.

5.2. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

As figuras 5.1 a 5.3 apresentam os gráficos gerados a partir das tabelas apresentadas em anexos (Tabelas 7.1, 7.2 e 7.3). Estes representam a resistência à compressão simples em função da quantidade de cimento. Em cada gráfico encontramos três curvas diferentes, em que cada curva representa um índice de vazios (0,62 ;0,70 e 0,78). Estes gráficos, através das expressões apresentadas, permitem-nos relacionar a percentagem de cimento com a resistência à compressão simples.

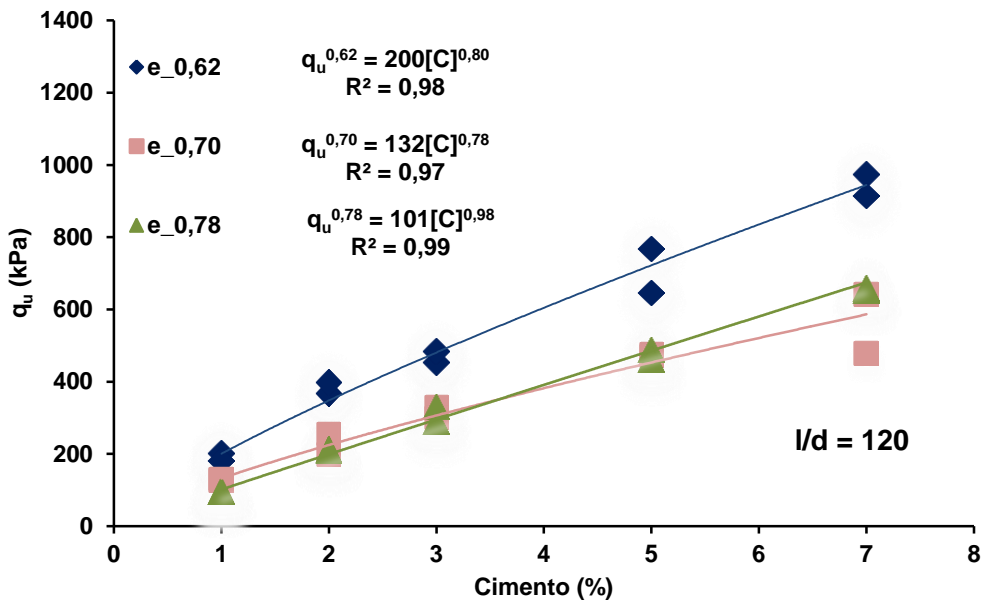


Fig. 5 1 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 120.

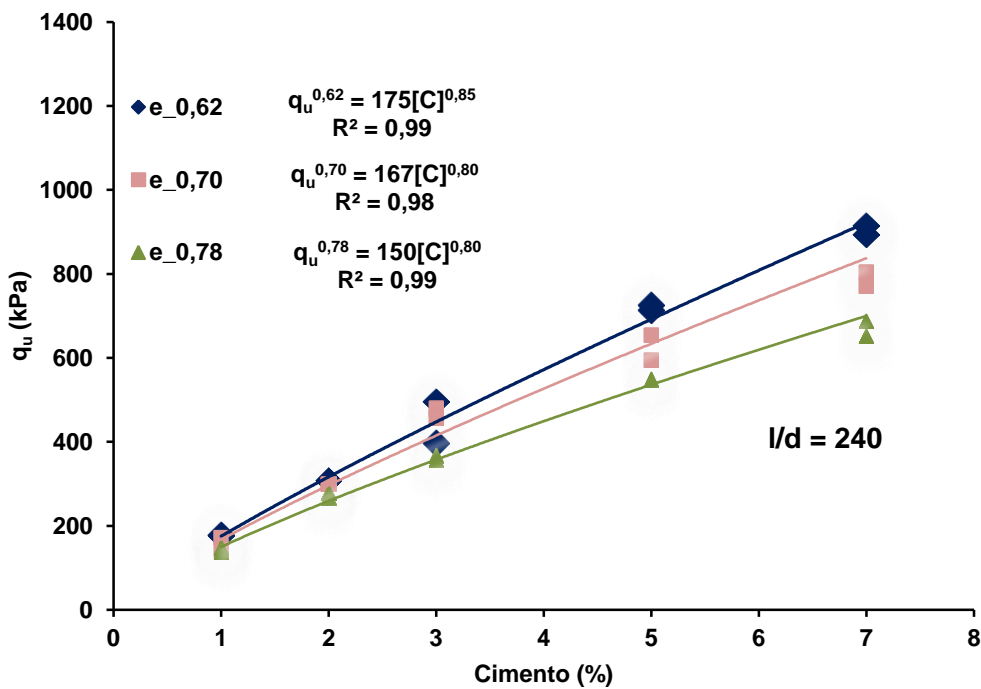


Fig. 5 2 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 240.

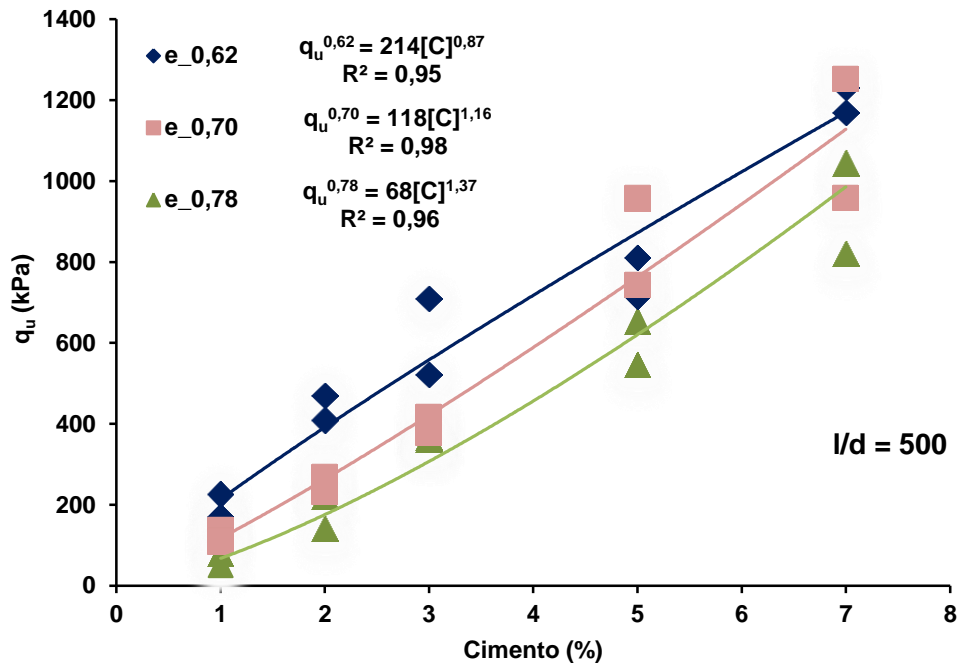


Fig. 5 3 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 500

Perante os gráficos conclui-se, como esperado, que a resistência à compressão simples aumenta com a quantidade de cimento, variando com índice de vazios de forma praticamente linear. Nos diferentes gráficos contacta-se que para a mesma quantidade de cimento, a resistência à compressão simples (RCS) é mais elevada para índices de vazios mais baixos. Em alguns pontos este facto não se verifica porque a homogeneidade da mistura na fase da moldagem variar de amostra para amostra, pois é muito difícil de controlar na preparação dos provetes o espalhamento manual das fibras, o que pode afectar significativamente a RCS.

Outro facto que se constata a partir das expressões, é de que os expoentes têm tendência a aumentar com o índice de vazios em todos os índices aspecto estudados, o que sintomático de maior eficiência da cimentação para índice de vazios menores. Este aumento é mais evidente para as fibras de comprimento de 50mm.

Assim concluímos que para os três índices de aspecto usados, a resistência à compressão aumenta com a percentagem de cimento e diminui com o aumento do índice de vazios.

Os gráficos seguintes (Figura 5.4 a 5.6) apresentam a resistência à compressão simples em função do teor de cimento, como os gráficos de cima, mas representando os três índices aspecto diferentes (120, 250 e 500) para um índice de vazios (e) constante.

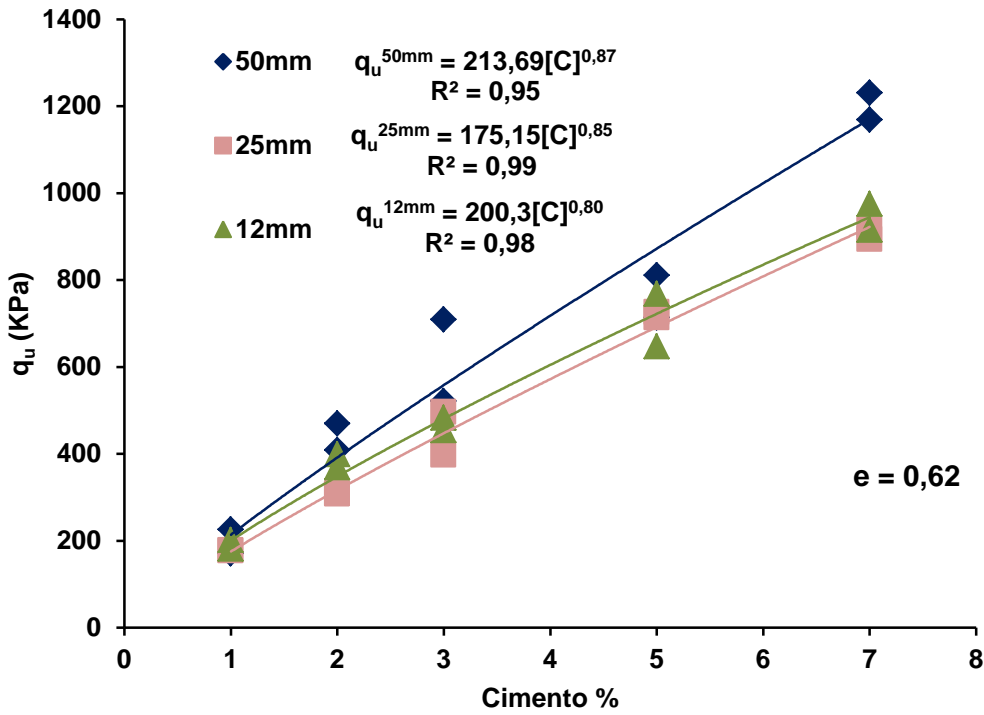


Fig. 5 4 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,62.

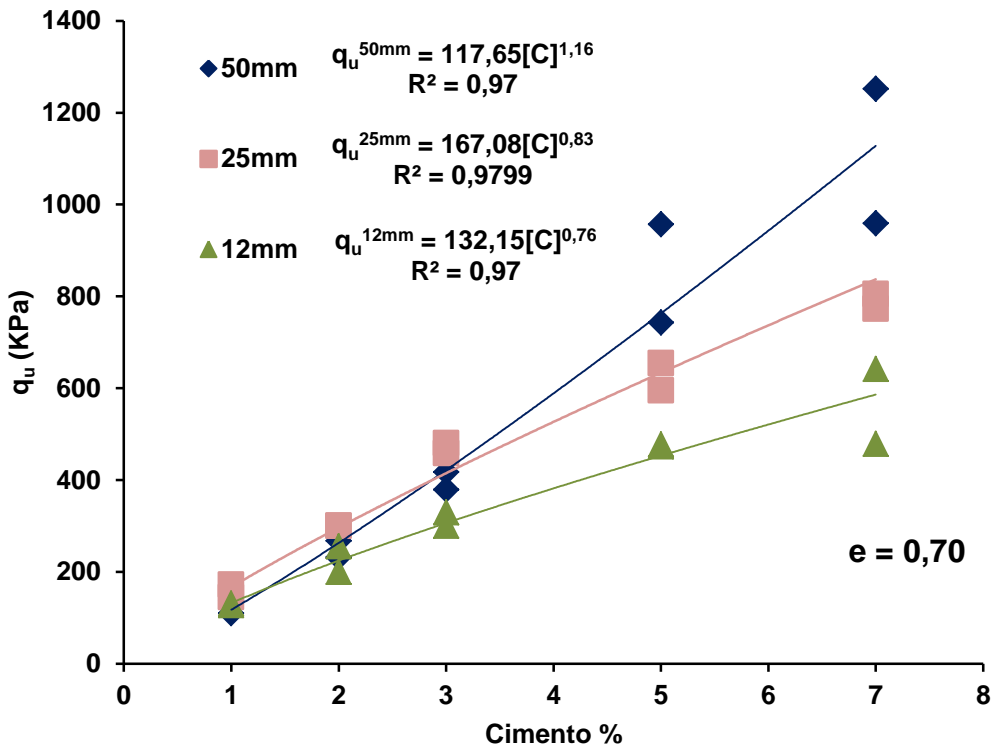


Fig. 5 5 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,70.

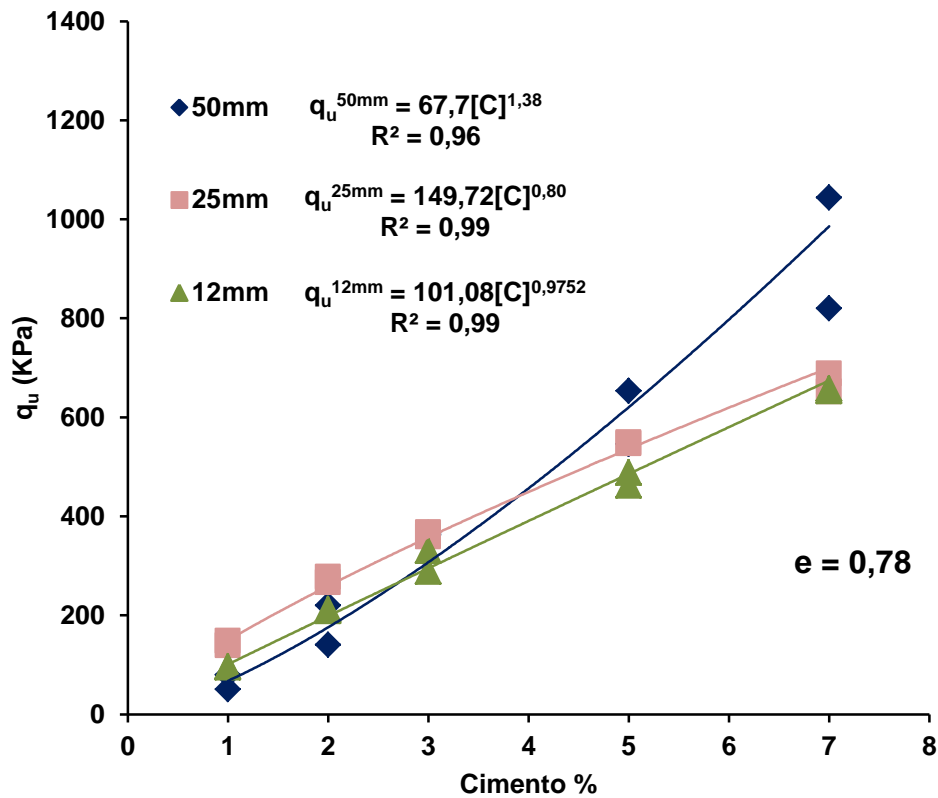


Fig. 5.6 - Gráfico de resistência à compressão simples em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,78.

No gráfico 5.5, que corresponde ao índice de vazios (e) de 0,70, o comportamento das três curvas é semelhante, apresentando maior resistência à compressão simples a curva correspondente aos provetes com um comprimento de fibra de 50mm seguidos dos provetes de comprimento de fibra de 25mm e 12mm.

Nos gráficos 5.4 e 5.6, de índices de vazios de 0,62 e 0,78 respectivamente, a curva que corresponde ao índice aspecto de 250 apresenta uma resistência de compressão simples (RCS) superior á curva de índice aspecto de 125, apresentando comportamento semelhante ao gráfico correspondente ao índice de vazios de 0,62 (Figura 5.4). Para o índice aspecto de 500, para teores de cimento mais baixos, a RCS é inferior às restantes curvas enquanto que para teores de cimento mais elevados a RCS desta mesma curva é superior. Este facto é mais notável no índice de vazios de 0,78. Este comportamento pode estar associado ao tamanho das fibras e claramente ao índice de vazios, pois para índices de vazios e grau de cimentação mais baixos as partículas de cimento enfrentam maior dificuldade em entrar em contacto com as partículas de areia, pois a superfície de contacto é diminuta sendo ainda esta prejudicada pelo tamanho das fibras. Assim a eficiência da cimentação é prejudicada pelo tamanho das fibras para graus de cimentação mais baixos, podendo constatar-se no gráfico pois quando aumenta o grau de cimentação a RCS aumenta significativamente. Com isto pode-se concluir que o cimento tem uma significativa contribuição para a Resistência à Compressão Simples.

Concluimos assim, de forma geral, que:

- A Resistência à Compressão Simples aumenta com o índice aspecto (l/d);
- Quanto maior o índice de vazios mais as fibras condicionam (melhorando) a RCS, o mesmo pode-se dizer em relação ao fator índice aspecto.

As curvas de resistência à compressão simples em função da porosidade estão representadas nos três próximos gráficos.

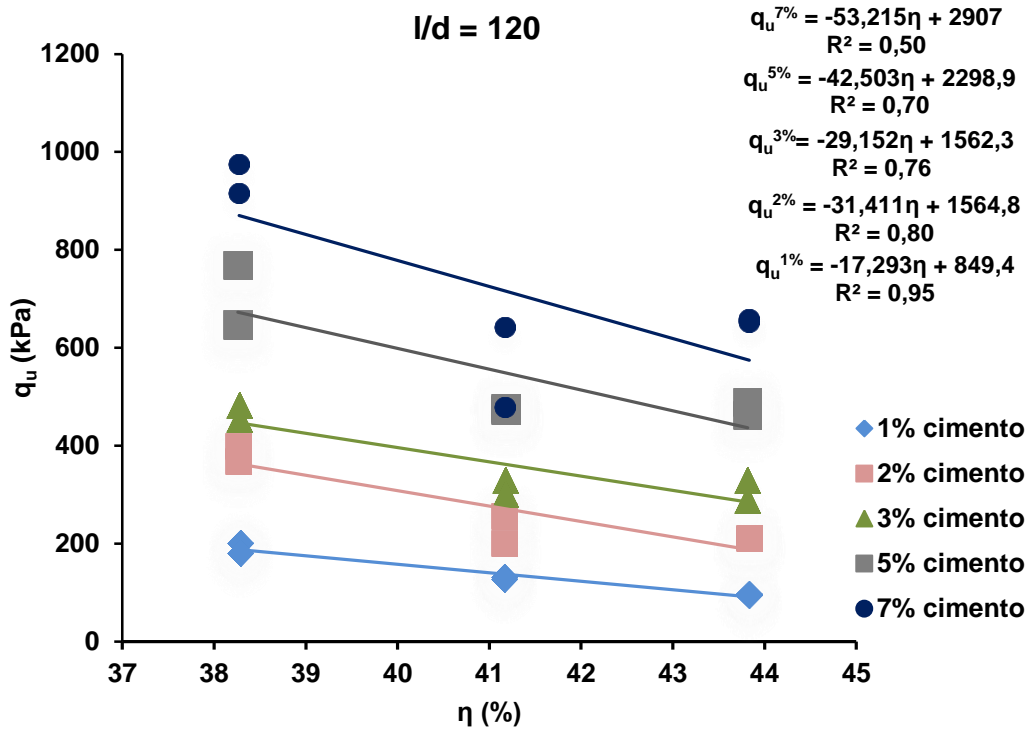


Fig. 5.7 - RCS em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 120.

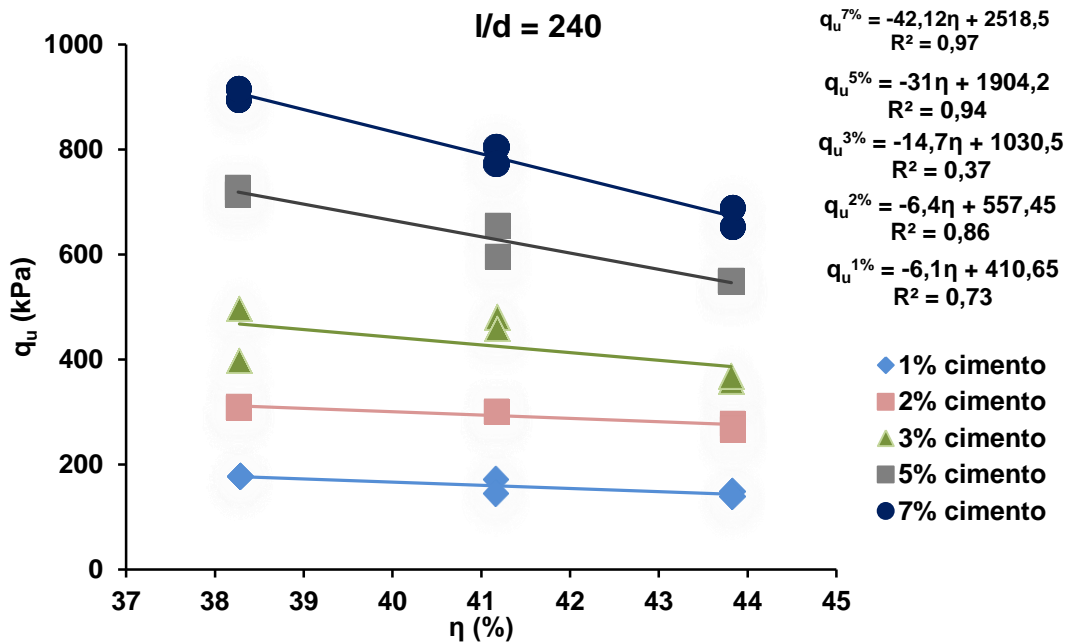


Fig. 5.8 - RCS em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 240

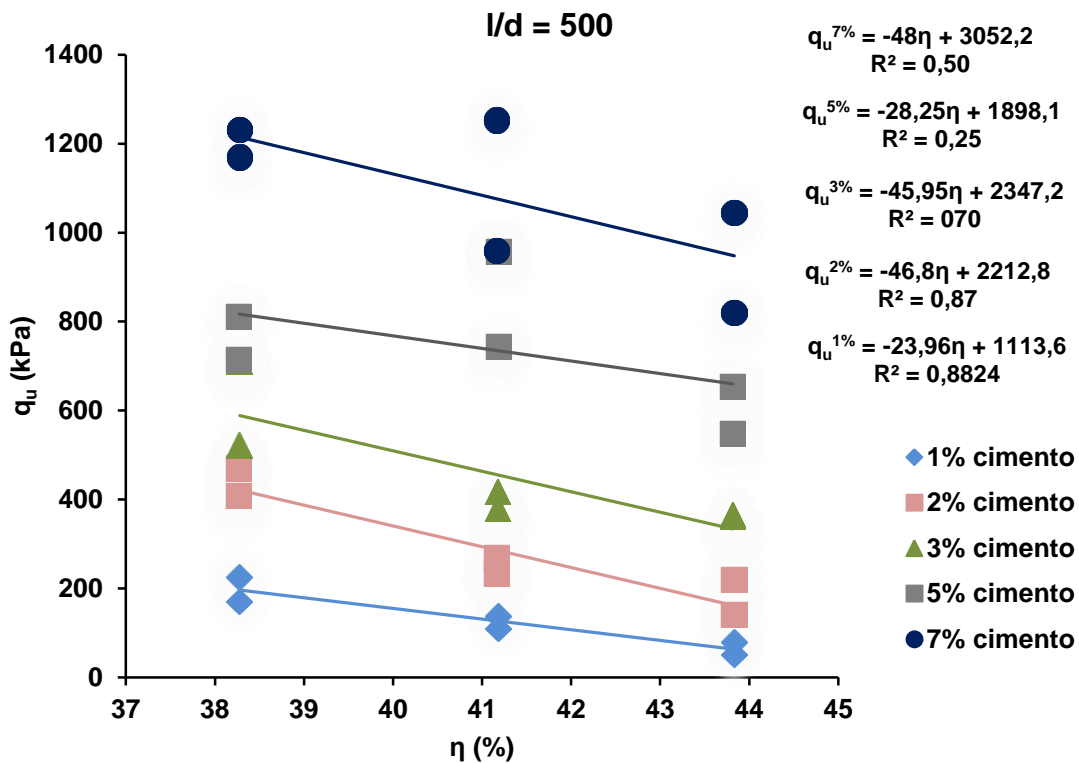


Fig. 5.9 - RCS em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 500.

Analisando os gráficos 5.7, 5.8 e 5.9, nota-se que, independentemente do índice aspecto, a resistência à compressão simples diminui com o aumento da porosidade para teores de cimento constantes e que a RCS aumenta com o aumento da quantidade de cimento.

Ao contrário do já apresentado em que a RCS aparece graficamente representada em função do teor de cimento e da porosidade em gráficos distintos, nas próximas figuras (5.10, 5.11 e 5.12) estão expostas as curvas RCS em função do factor vazios/ cimento (η/C_v). Estas curvas são um dos pontos mais importantes desta pesquisa, pois servem para prever a dosagem para qualquer situação prática que possa surgir.

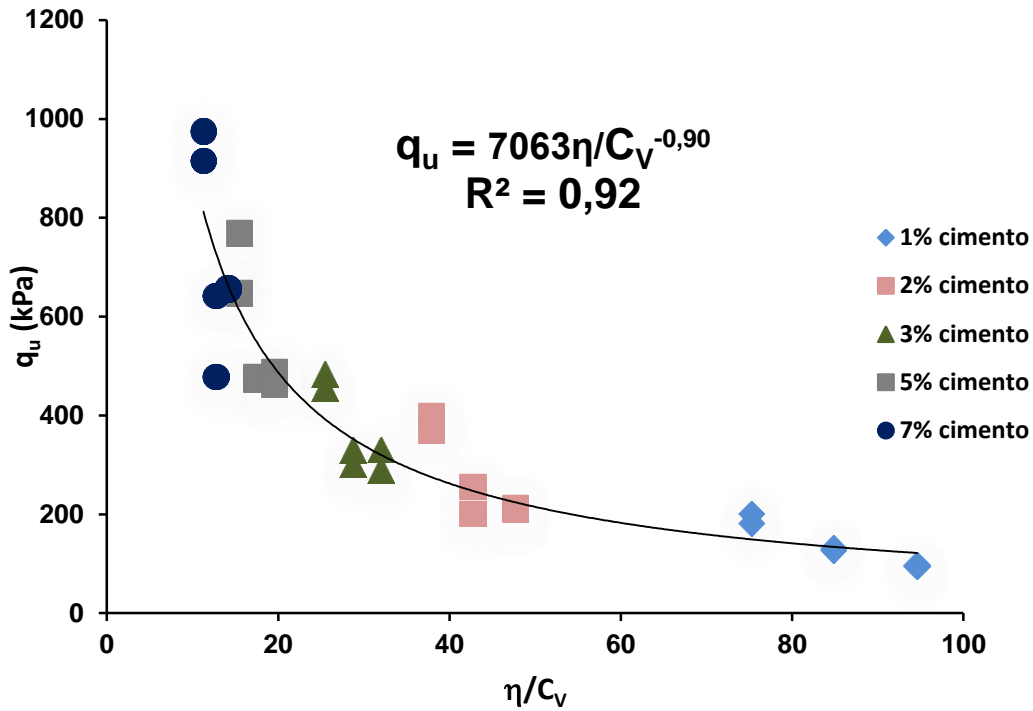


Fig. 5 10 - Resistência à compressão simples em função do factor vazios/cimento expressos em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 120.

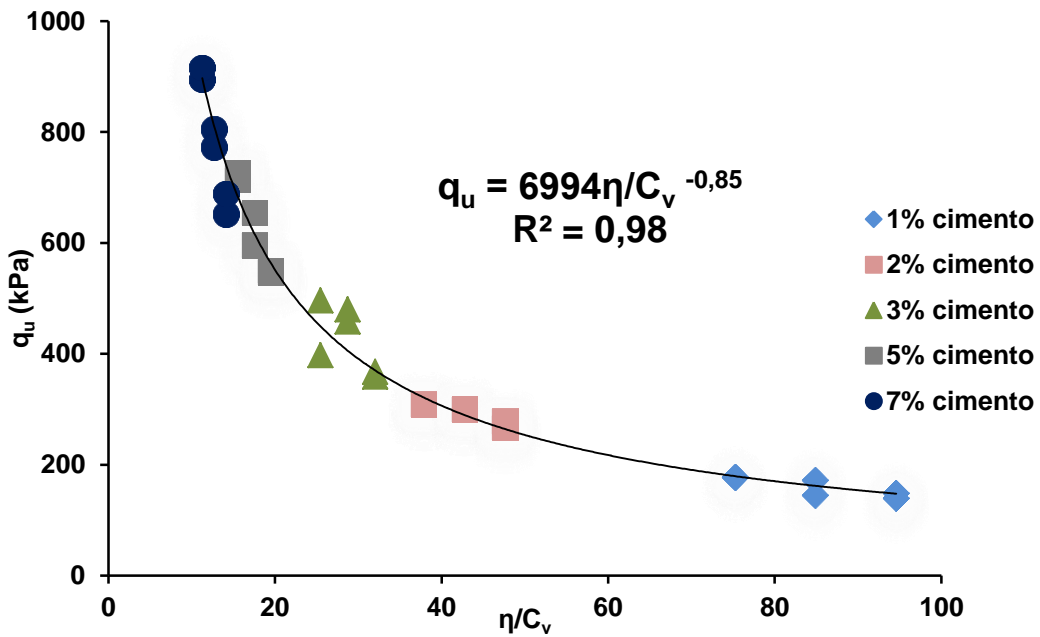


Fig. 5 11 - Resistência à compressão simples em função do factor vazios/cimento expressos em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 240.

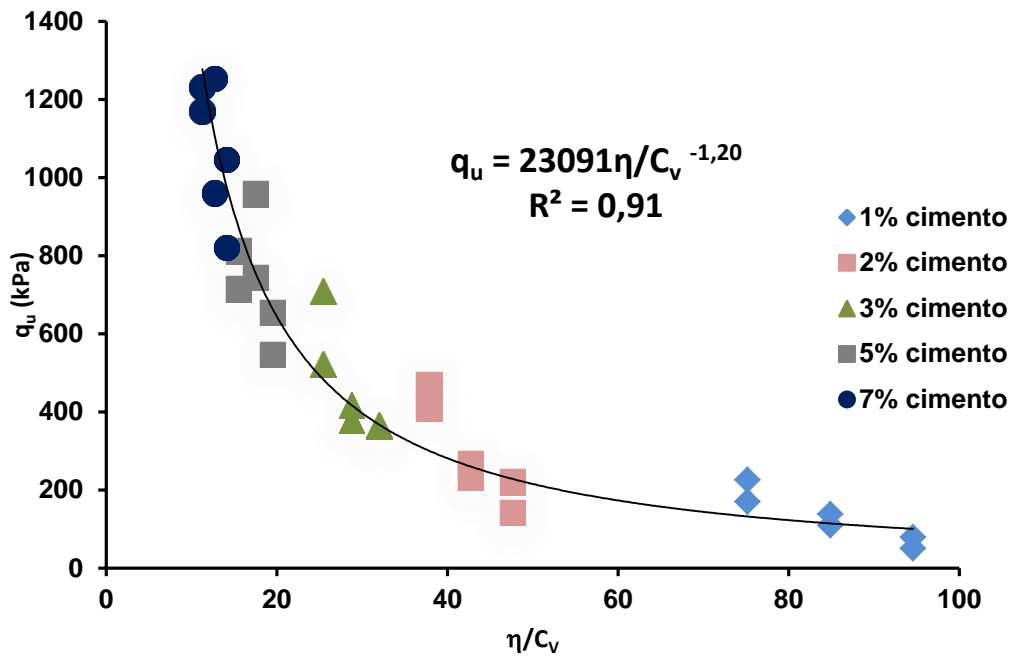


Fig. 5 12 - Resistência à compressão simples em função do factor vazios/cimento expressos em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 500.

Analisando os gráficos, verifica-se que quanto maior o factor vazios/cimento (η/C_v), menor será a resistência à compressão simples das amostras, isto é, a RCS aumenta com a porosidade e diminui com o teor de cimento, como já verificado.

As figuras 5.10, 5.11 e 5.12, serão utilizadas para definição do comportamento da areia de Osório cimentada com os diferentes tamanhos de fibras. Para fins de comparação com a areia de Osório Cimentada, utilizam-se as curvas representadas nas figuras anteriores, bem como a curva obtida pelo estudo realizado pelo Rodrigo Caberlon. Esta comparação apresenta-se no gráfico 5.13.

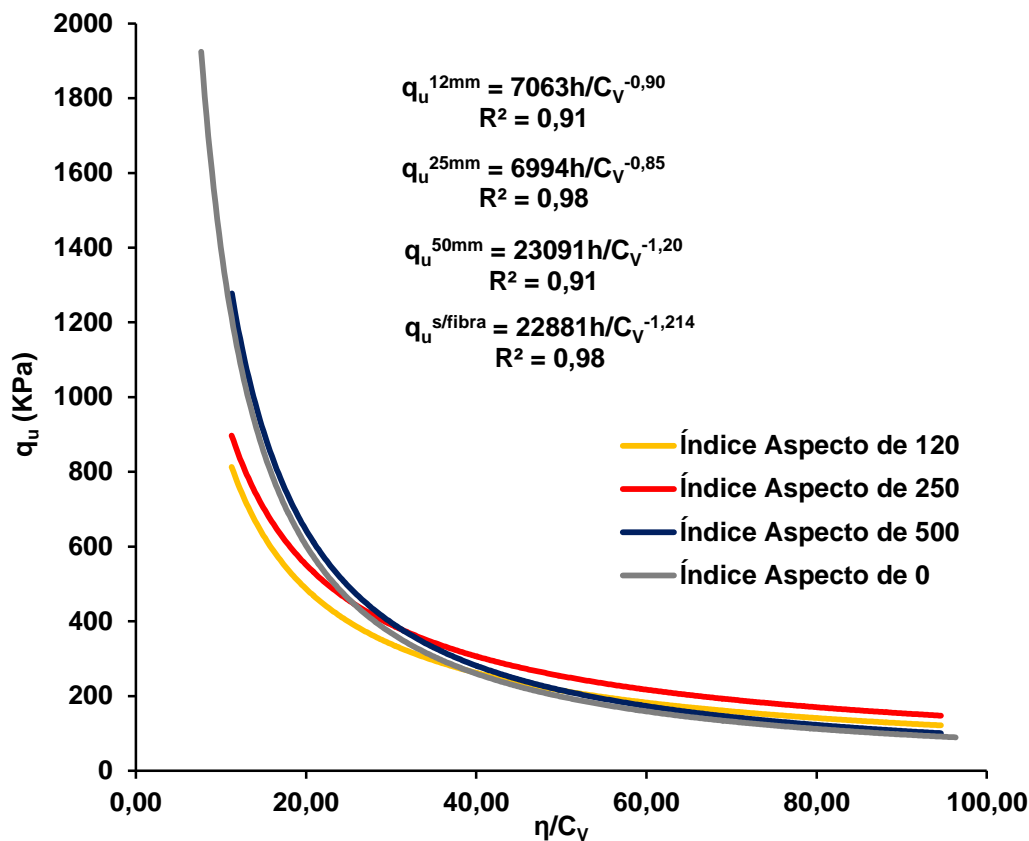


Fig. 5 13 - Curvas de resistência à compressão simples (RCS) em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto sem os coeficientes de ajuste.

Comparando as curvas relativas aos índices aspecto de 120 e 250, verifica-se, como esperado, que para o índice aspecto de 250 a resistência à compressão simples é sempre superior para todo o domínio. A curva correspondente ao índice aspecto de 500, também, é sempre superior á curva de índice aspecto de 0, apresentando ambas tendências semelhantes. Para fatores vazios/cimento inferiores a 30, aproximadamente, as curvas dos índices aspecto de 500 e 0 apresentam um RCS superior às restantes curvas, enquanto que para valores de Vazios/cimento superiores a 30 acontece o contrário. A resistência superior, verificada para as curvas de índice aspecto de 250 e 120 a partir do factor de vazios/ cimento 30, pode ser explicada pelo facto de as fibras mais curtas, para o mesmo teor em fibras, sendo mais numerosas dentro da matriz, aumenta a probabilidade de estas se encontrarem na superfície de rotura contribuindo assim para um aumento da resistência. Assim perante a análise deste gráfico pode-se concluir que para factor de vazios/cimento elevados (porosidade elevada ou quantidade de cimento baixa) o índice aspecto varia em tendência oposta à RCS.

Nos gráficos 5.5 e 5.6 verificou-se comportamento semelhante, podendo este ter a mesma explicação acima mencionada.

Com o intuito de comparar com mais precisão o comportamento destes compósitos, procedeu-se a um ajuste de expoentes, tendo escolhido o expoente -1 pois foi onde se verificou a menor variação da dispersão (R^2) em relação às curvas originais.

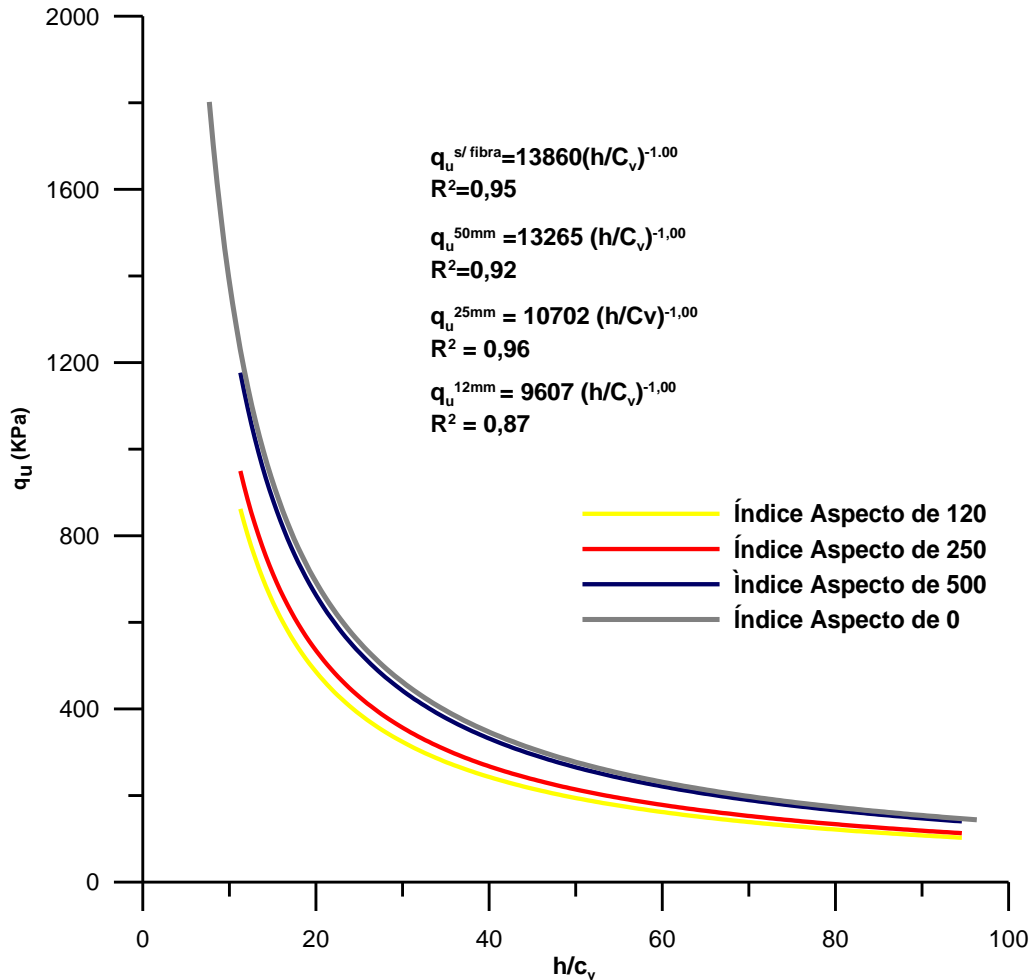


Fig. 5.14 - Curvas de resistência à compressão simples (RCS) em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto com os coeficientes de ajuste.

Analisando as curvas ajustadas ao mesmo expoente, verifica-se que a resistência à compressão simples para areia de Osório cimentada artificialmente é superior à RCS das areias cimentadas artificialmente e reforçada com fibras, embora seja incipiente para o índice de aspecto maior ($l/d=500$). Este comportamento vai de encontro ao já verificado por Feuerharmel (2000), que concluiu que a incorporação de fibras de polipropileno a solos cimentados muito resistentes e rígidos ocasiona uma redução na resistência de pico, se os Índices Aspecto forem baixos.

5.3. ENSAIO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

As figuras 5.15 a 5.17 apresentam os gráficos gerados a partir das tabelas apresentadas em anexos (Tabelas 6.4, 6.5 e 6.6). Estes representam a resistência à compressão simples em função da quantidade de cimento. Em cada gráfico encontramos três curvas diferentes, em que cada curva representa um índice de vazios (0,62 ; 0,70 e 0,78). Estes gráficos, através das expressões apresentadas, permitem-nos relacionar a percentagem de cimento com a resistência à compressão simples.

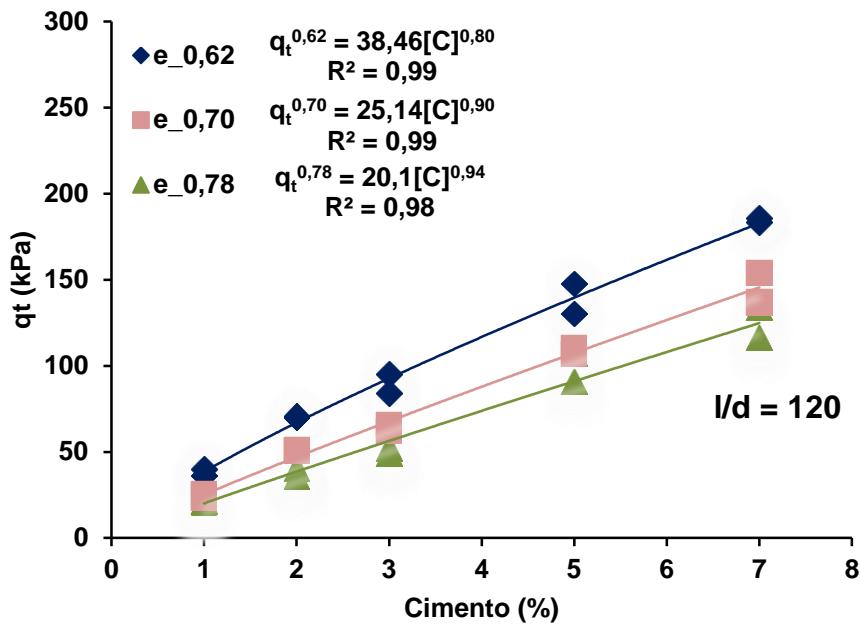


Fig. 5 15 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 120.

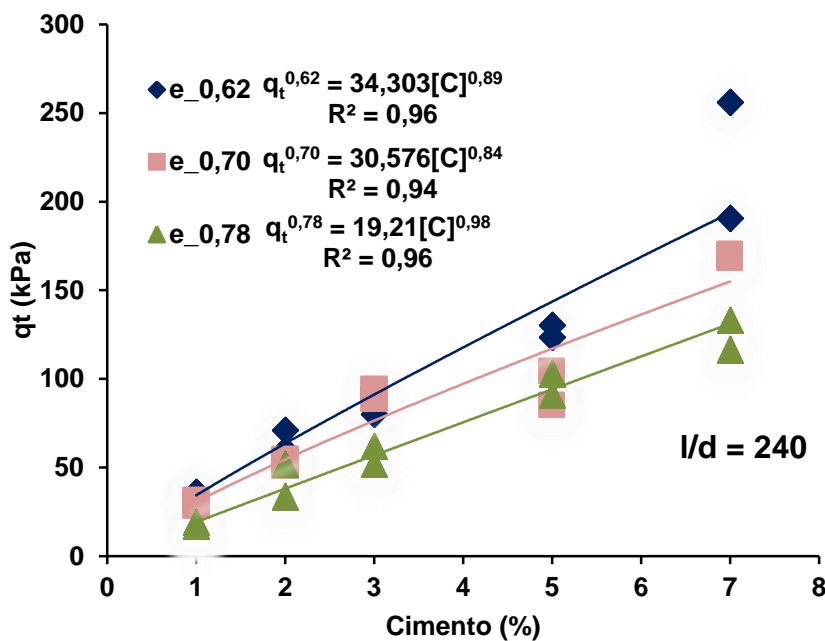


Fig. 5 16 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 240.

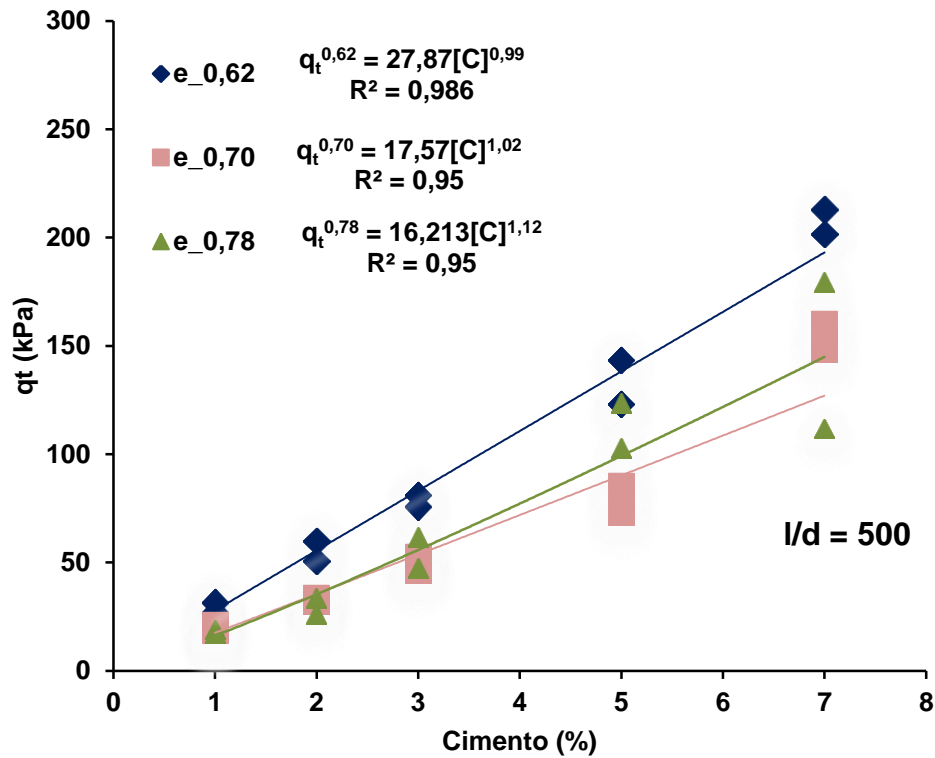


Fig. 5.17 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice aspecto de 500.

Analisando os gráficos verifica-se que para os três índices de vazios, como esperado, a resistência à tração aumenta com o teor de cimento. De uma forma geral para o mesmo teor em cimento, a resistência à tração é superior para índices aspecto superiores. No gráfico 5.17 para teores de cimento menores que três as resistências dos provetes para os índices aspecto de 125 e 250 são semelhantes.

Como se constatou na resistência à compressão simples, também se verifica para a resistência à tração através das expressões que, para o mesmo índice aspecto, o expoente tem tendência a aumentar com o índice de vazios.

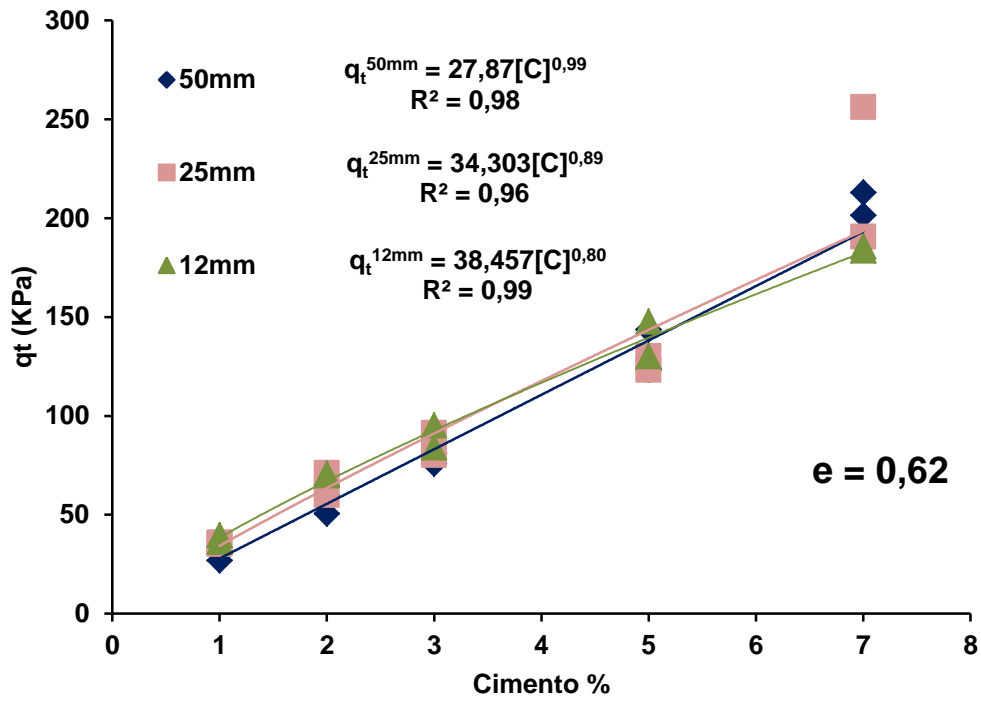


Fig. 5 18 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,62.

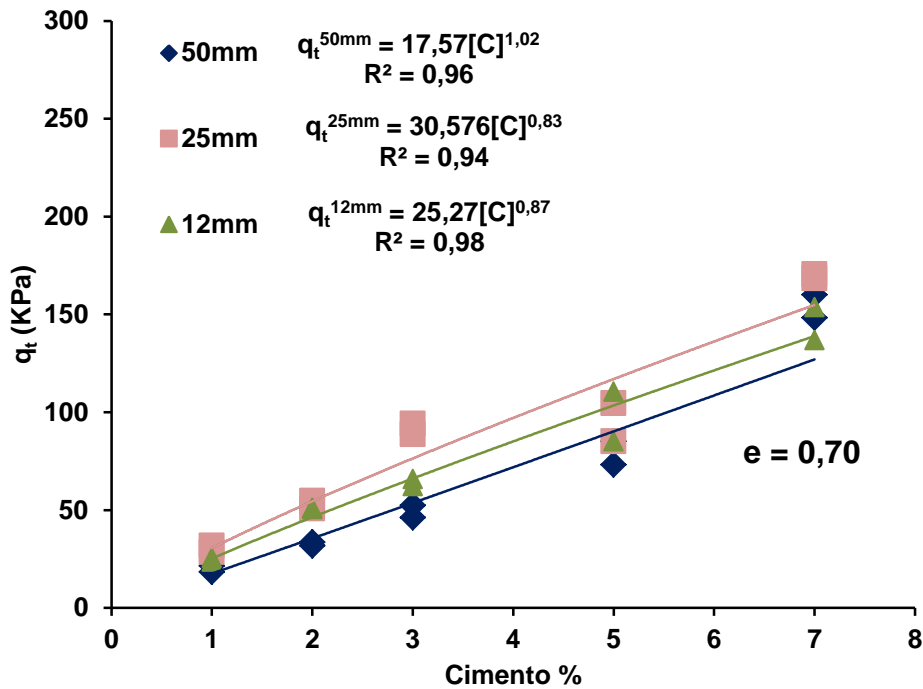


Fig. 5 19 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,70.

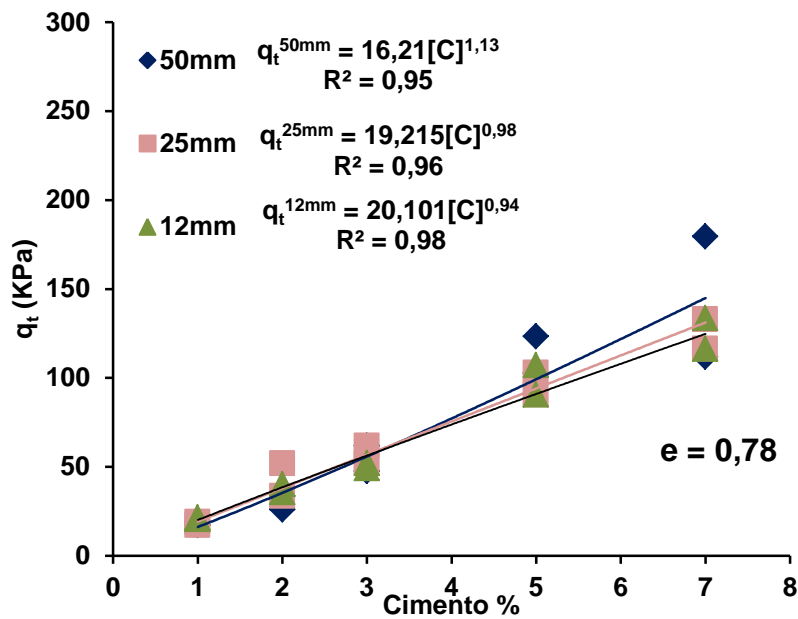


Fig. 5 20 - Gráfico de resistência à tração em função do teor de cimento (%), para um índice de vazios de 0,78.

Nos três gráficos (5.18 a 5.20), como verificado nos anteriores, a resistência à tração aumenta quase linearmente, com a quantidade de cimento.

Para um índice de vazios de 0,62 a resistência para os três índices aspecto são semelhantes, não existindo benefício com o aumento do comprimento das fibras. Já no gráfico 5.19, a curva que representa o índice aspecto de 500 é a que revela uma resistência à tração mais baixa, sendo a curva de índice se aspecto de 250 a que tem resistência mais elevada seguida da curva de 125, podendo concluir que a partir de certo tamanho de fibras, estas não trazem benefício para a resistência à tração, ao contrário do verificado para a resistência à compressão.

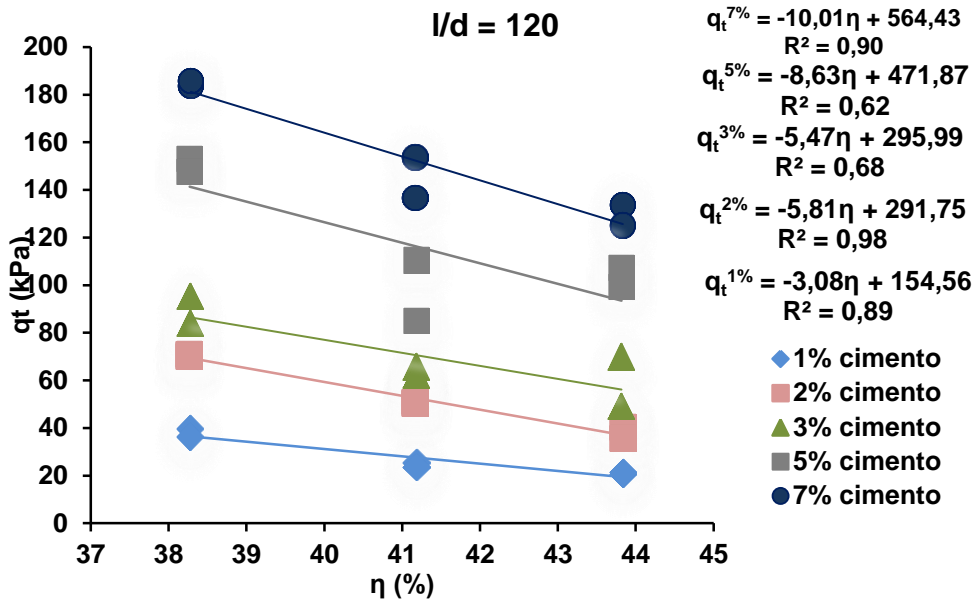


Fig. 5 21 - Resistência à tração em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 120.

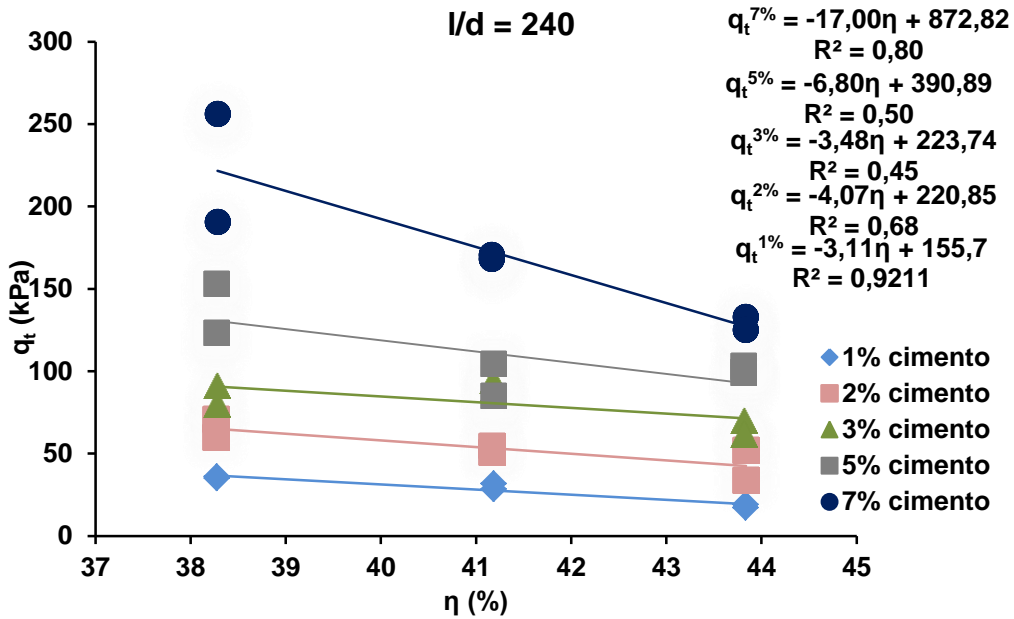


Fig. 5 22 - Resistência à tração em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 240.

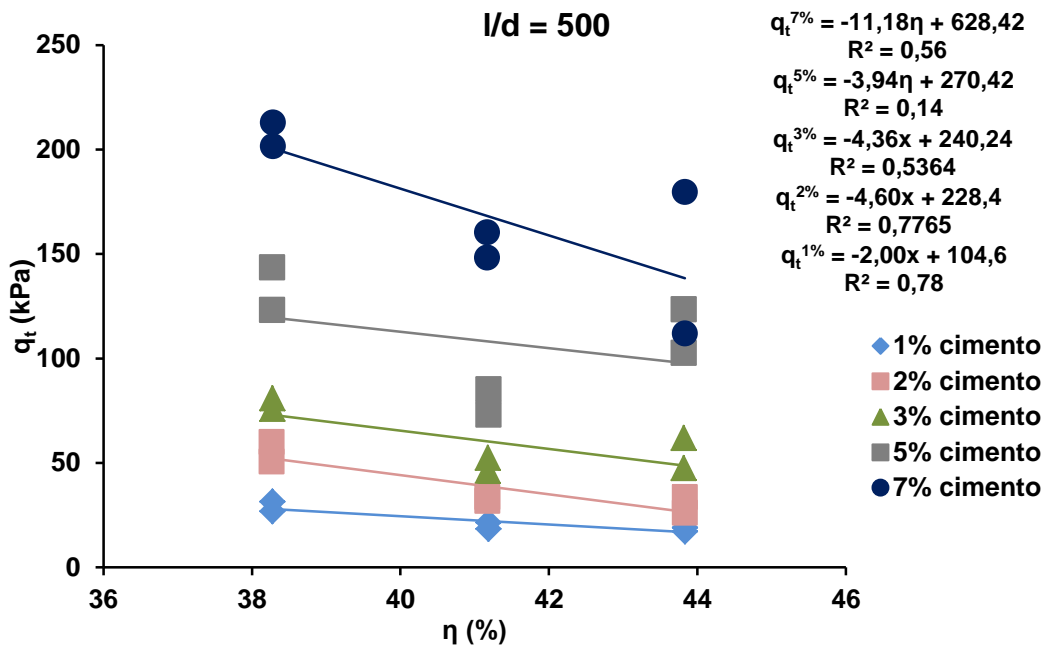


Fig. 5.23 - Resistência à tração em função da porosidade para diferentes percentagens de cimento, para um índice de aspecto de 500.

Através dos gráficos 5.21, 5.22 e 5.23 verifica-se que a resistência à tração é inversamente proporcional à porosidade, e que para a mesma porosidade a resistência à tração aumenta com o teor de cimento.

De seguida são apresentadas as curvas que representam o comportamento da areia de Osório cimentada e reforçada com fibra.

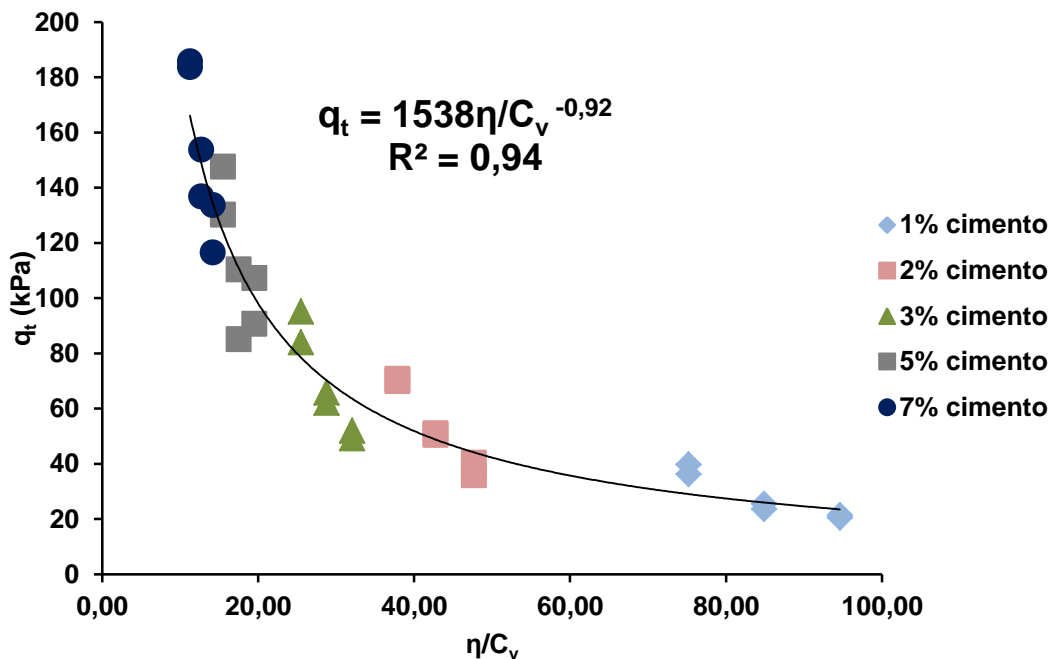


Fig. 5.24 - Resistência à tração em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 120.

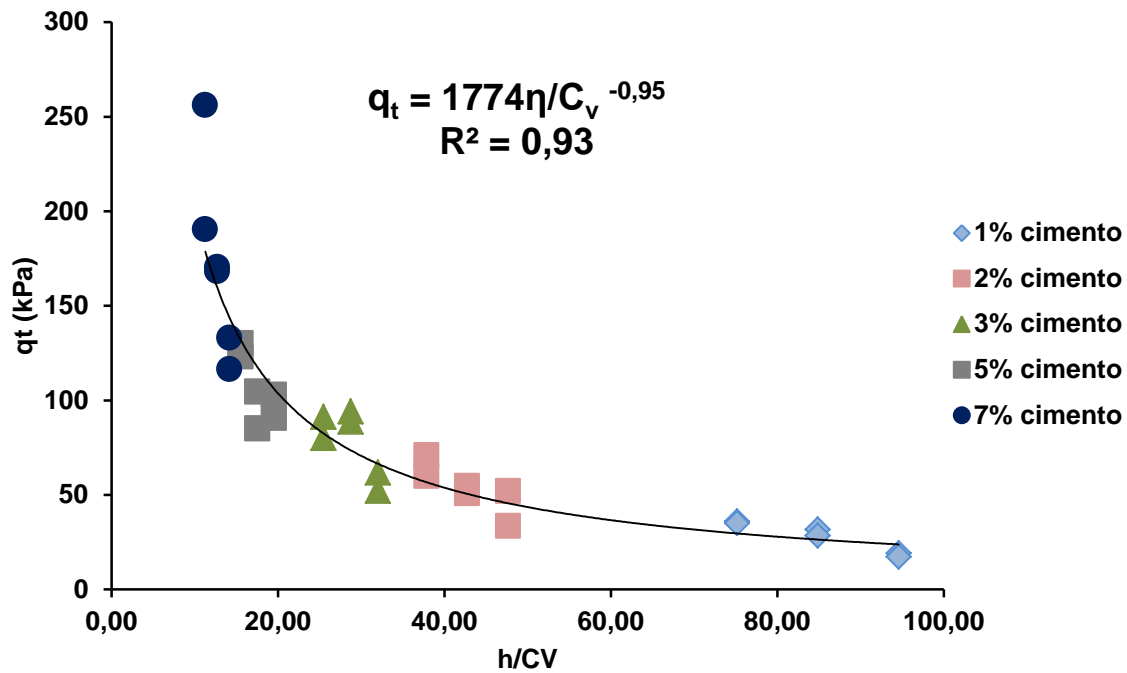


Fig. 5 25 - Resistência à tração em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 250.

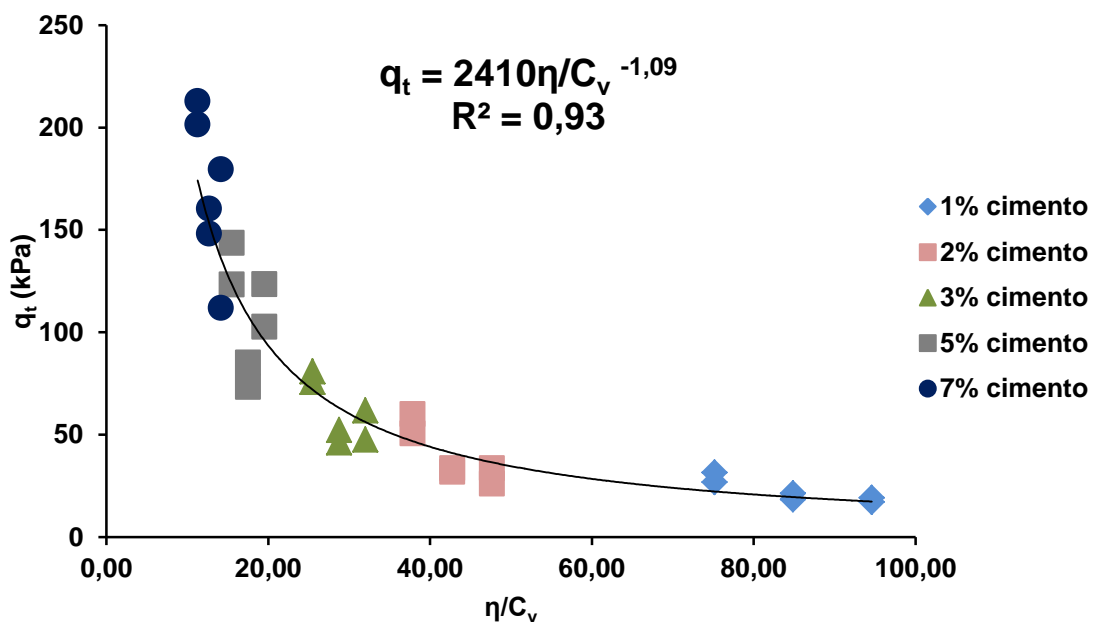


Fig. 5 26 - Resistência à tração em função do factor vazios/cimento expressos em termos de da porosidade e do teor de cimento volumétrico para um índice aspecto de 500.

Para os três gráficos (5.24, 5.25 e 5.26), verifica-se que a resistência à tração decresce com o aumento da factor vazios/cimento.

O gráfico seguinte compara os comportamentos de quatro compósitos, os acima representados e a areia de Osório cimentada, investigada por Caberlon Cruz (2008).

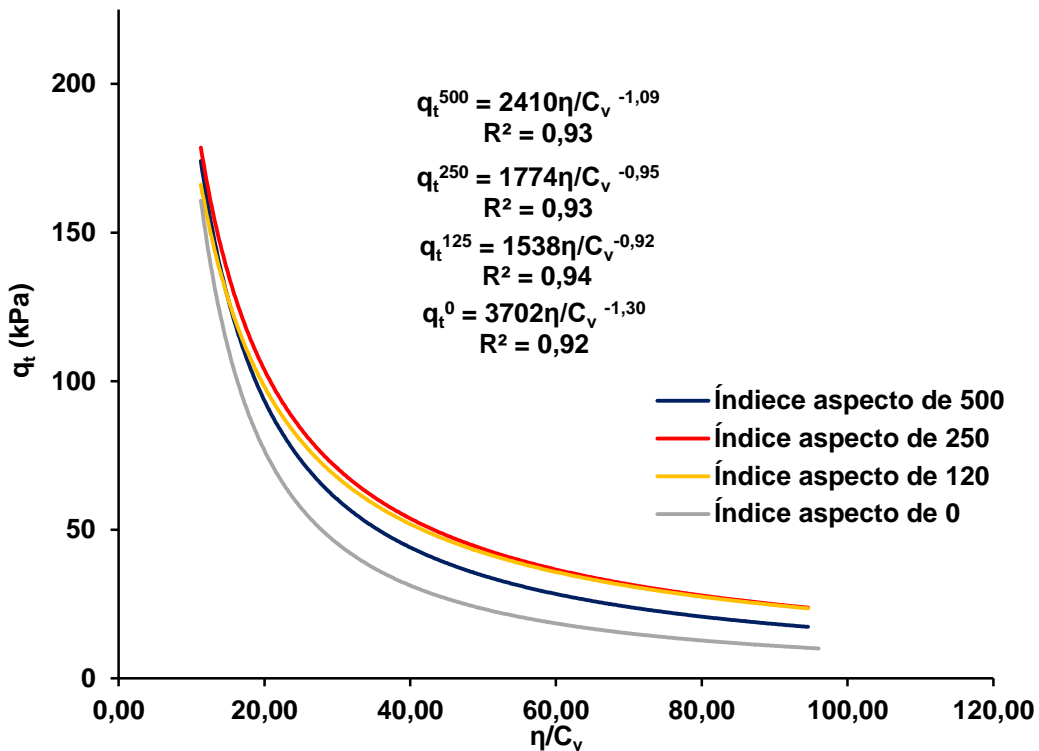


Fig. 5 27 - Curvas de resistência à tração em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto sem os coeficientes de ajuste.

O gráfico mostra que para todos os compósitos reforçados com fibra, a resistência à tração é superior ao compósito artificialmente cimentado.

Ao contrário do esperado, a curva correspondente ao índice aspecto de 500 apresenta resistência à tração inferior às curvas referentes aos índices aspecto de 125 e 250. Como já mencionado em cima, este tamanho de fibras não traz benefício à resistência à tração.

Para se poder comparar com mais precisão o comportamento destes compósitos, procedeu-se a um ajuste de expoentes, tendo escolhido o expoente -1 pois foi onde se verificou a menor variação da dispersão (R^2) em relação às curvas originais.

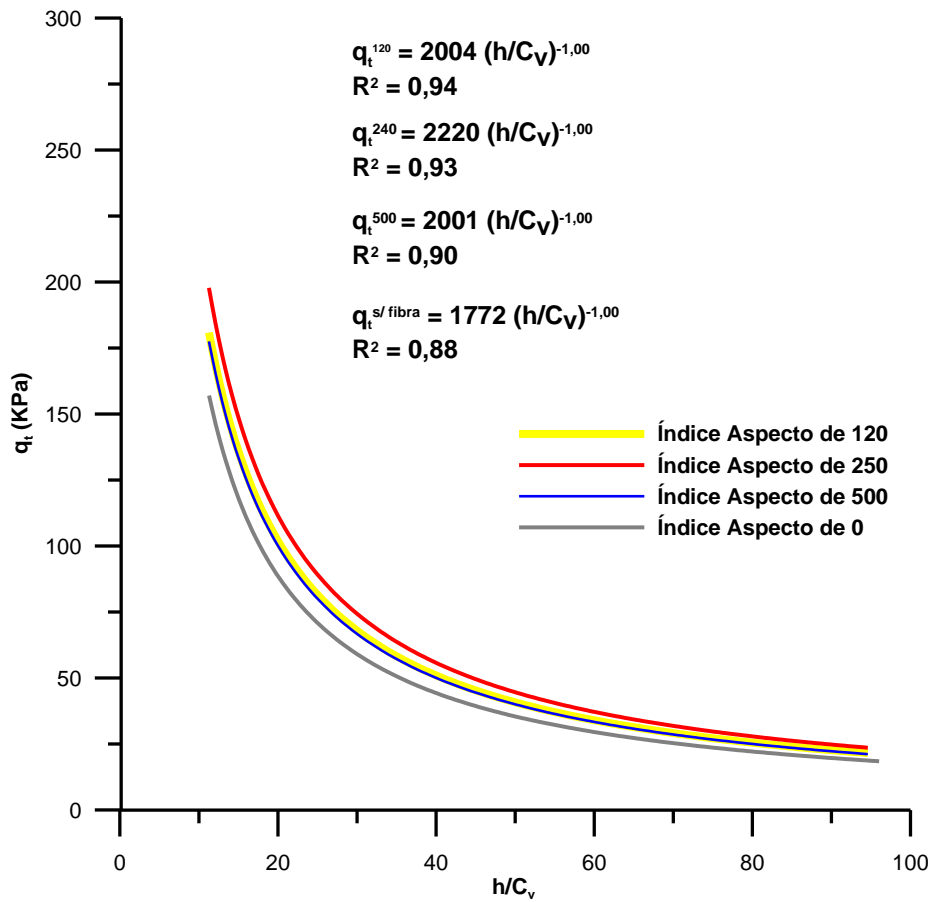


Fig. 5 28 - Curvas de resistência à tração em função do fator vazios/cimento (η/C_v) para todos os índices aspecto com coeficiente de ajuste.

Analisando a figura 5.28, verifica-se que os provetes que possuem a fibra de índice aspecto de 500 apresentam resistência à tração inferior aos restantes provetes que possuem fibras mais curtas. Como já verificado no gráfico 5.27 a resistência à tração beneficia, embora moderadamente, da fibra como reforço, independentemente do índice aspecto, pois a resistência à tração mais baixa é a referente à curva representada pelo índice aspecto de 0, sem fibra.

5.4. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES VS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os gráficos seguintes têm como objectivo comparar as curvas referentes à resistência à compressão simples e à tração para todos os índices aspecto. Em primeiro lugar representa-se as curvas originais e de seguida as curvas ajustadas por um expoente de -1. Este ajuste é para poder comparar com maior precisão os comportamentos, e foi escolhido o expoente -1 pelo mesmo motivo acima mencionado.

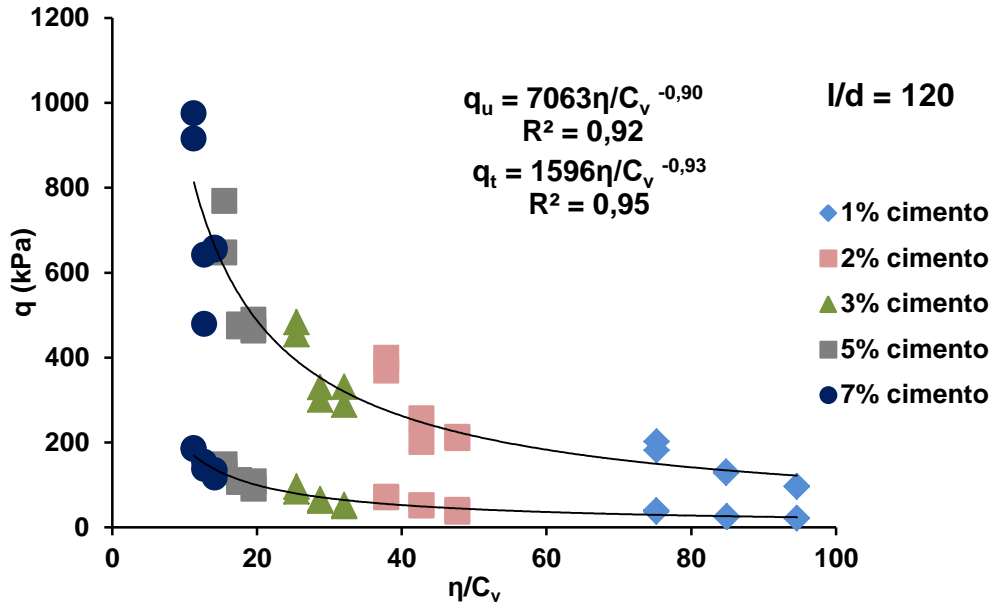


Fig. 5 29 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 120.

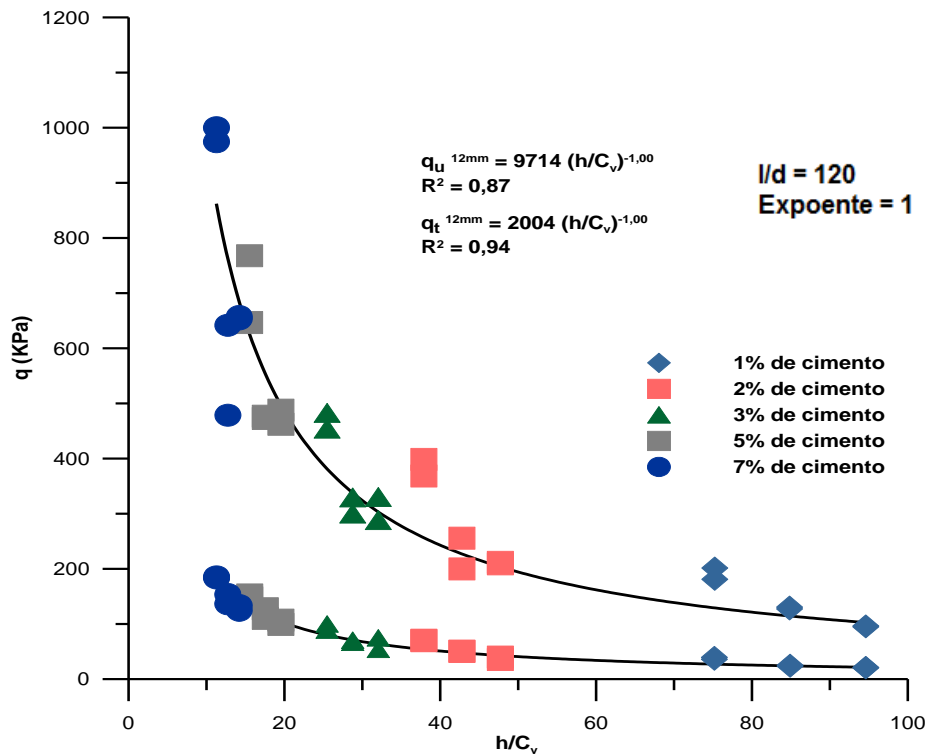


Fig. 5 30 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 120, com coeficiente de ajuste.

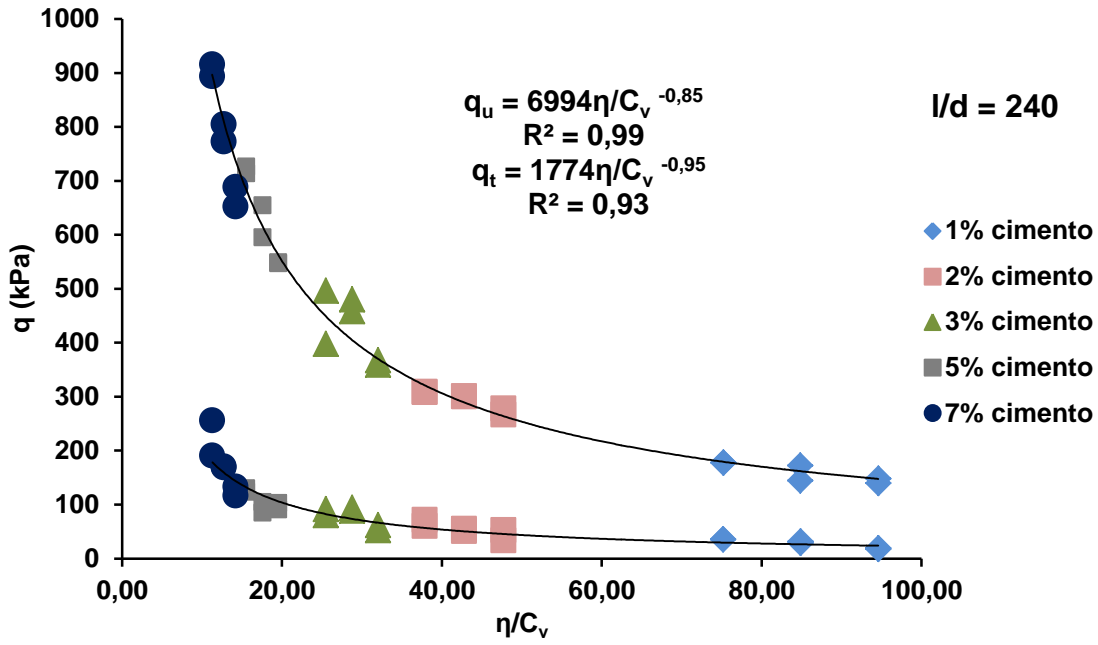


Fig. 5 31 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 240.

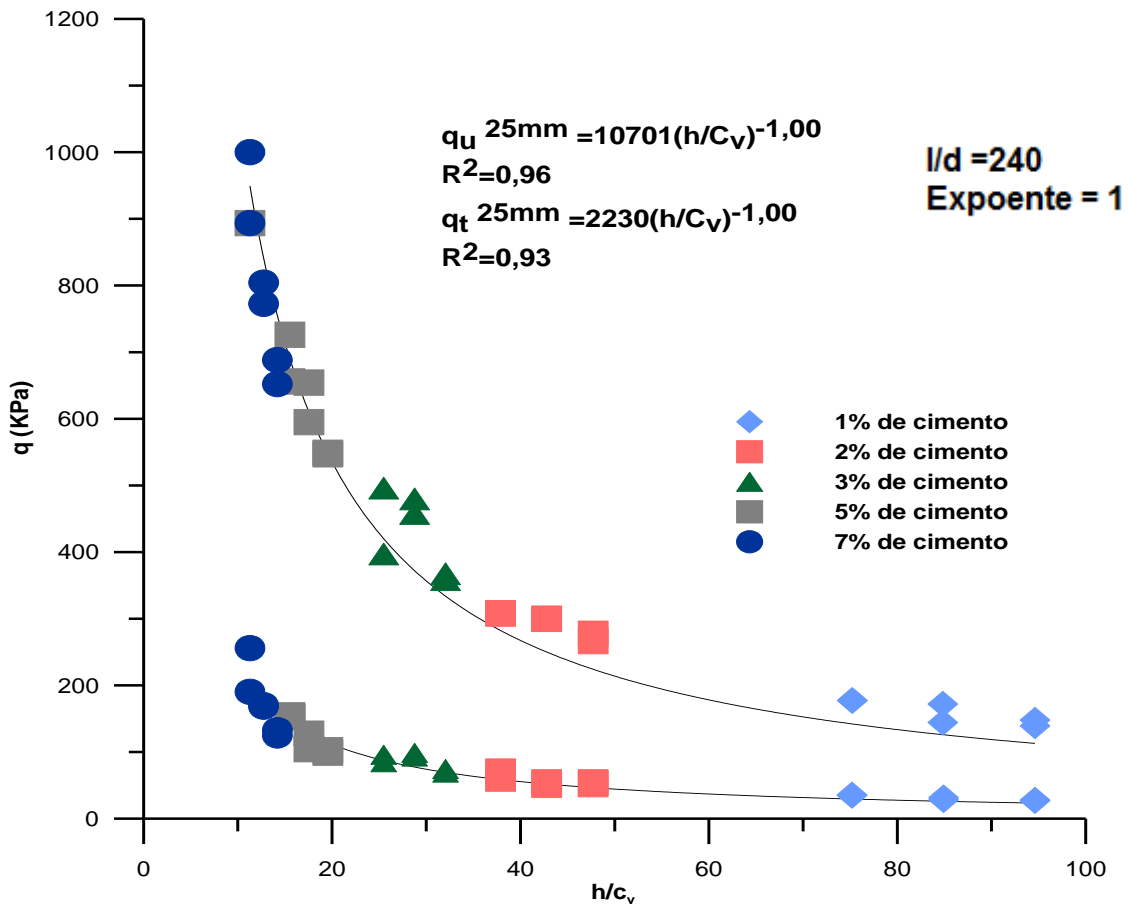


Fig. 5 32 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 240, com coeficiente de ajuste.

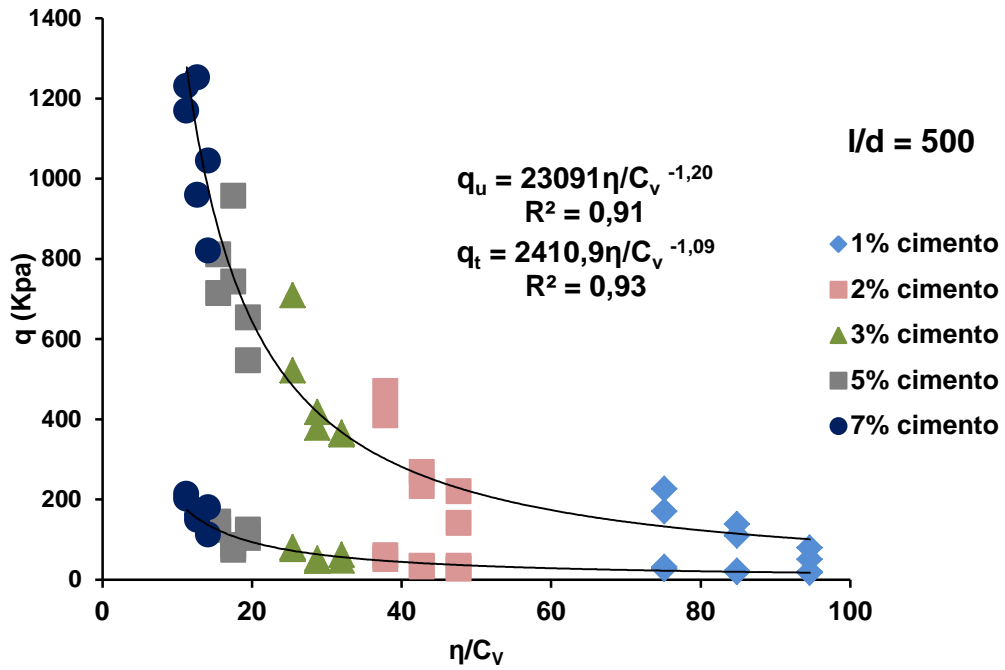


Fig. 5 33 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 500.

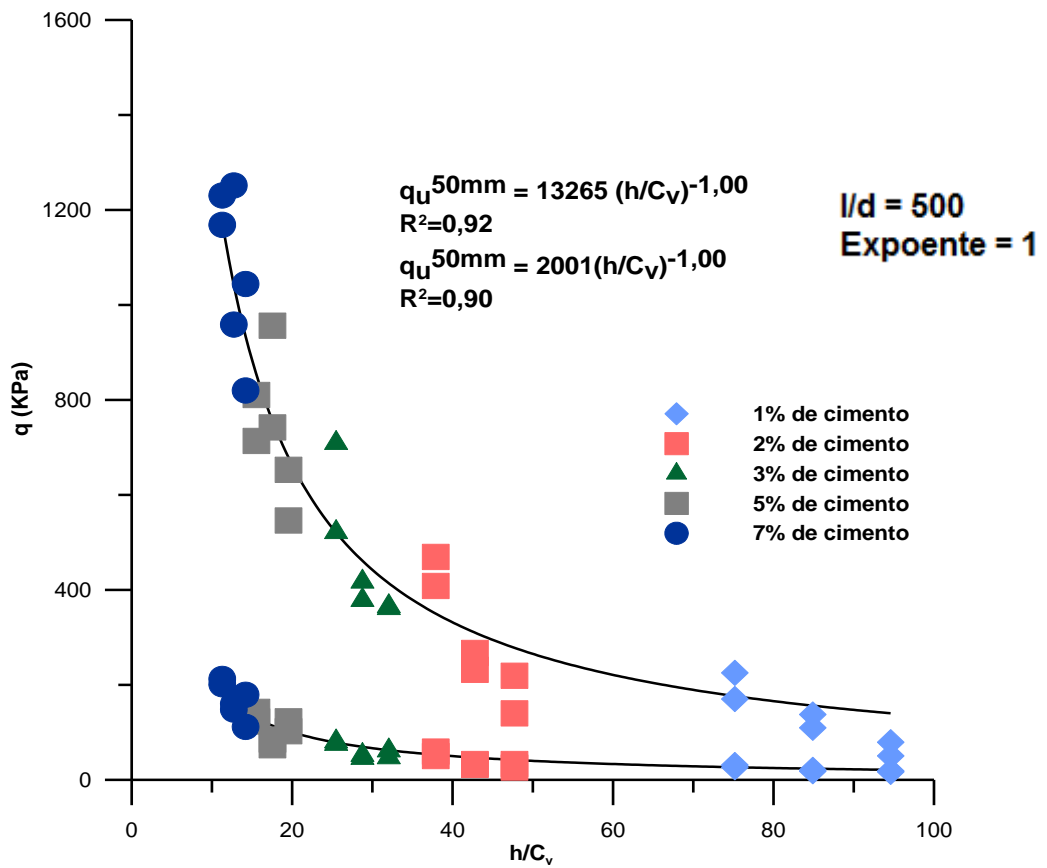


Fig. 5 34 - Resistência à compressão simples e à tração em função do índice de vazios/ cimento para o índice aspecto de 500, com o coeficiente de ajuste.

Analisando os gráficos 5.29 a 5.34, verifica-se, expectavelmente, que a resistência à tração é inferior em 10% a 20% à resistência à compressão. O ganho da resistência à compressão simples é mais sensível ao aumento do teor do cimento do que a resistência à tração, este facto verifica-se através da análise dos gráficos acima representados, pois quando o factor Vazios/Cimento diminui as curvas têm tendência a afastar-se. Este ganho de resistência é mais pronunciado na curva de compressão simples, quando há uma evolução do teor de cimento de 5% para 7%. Podemos observar este acontecimento para todos os índices aspecto.

A partir dos gráficos e das expressões ajustadas, relacionou-se a resistência à tração com a resistência compressão para os mesmos índices aspecto. Esta comparação está representada na figura 5.35.

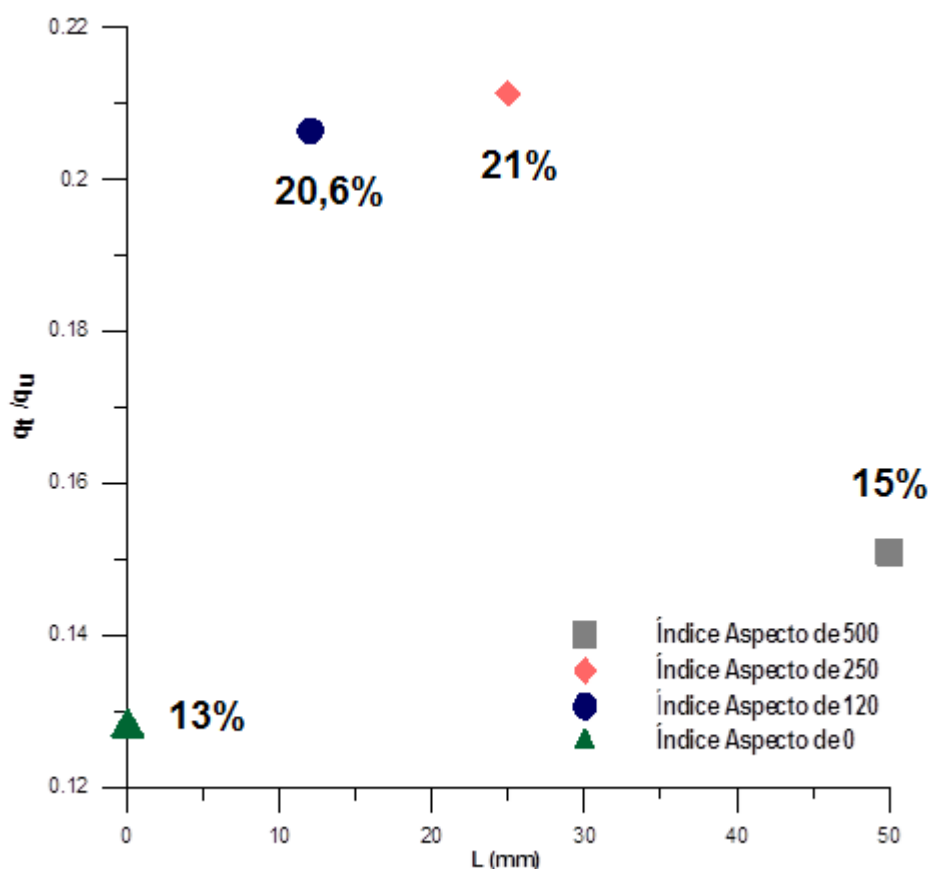


Fig. 5.35 - Efeito do comprimento na razão da resistência à tração pela resistência à compressão.

Através da análise do gráfico verifica-se que o compósito que apresenta a razão de resistência à tração pela resistência à compressão simples (q_t/q_u) mais baixa é o compósito que não tem fibra como reforço. Dos compósitos providos de fibra o que apresenta maior relação q_t/q_u é o correspondente ao índice aspecto de 250, seguido de 125 e por fim aos compósitos referentes ao índice aspecto de 500. Esta quebra da razão relativa às fibras mais longas é devida à dificuldade em homogeneizar, prevalecendo o fator cimento em áreas substanciais do provete, em relação às fibras e cimento, perdendo as fibras a eficácia que se verifica nos restantes comprimentos destas.

Assim pode-se concluir que a imposição de fibras como reforço traz benefícios, pois com estas conseguiu-se nesta investigação, aumentos de 0,13 ($L=0$) para 0,22 ($L=250$). Assim, estes resultados

confirmam que a presença das fibras aumenta a resistência à tração em relação à resistência à compressão simples, em particular para índices aspecto entre 100 e 200.

5.5. CURVAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

De seguida estão representados os gráficos tensão-deformação de todos os provetes experimentados. Cada gráfico representa o conjunto de provetes que têm o mesmo índice de vazios e índice de aspecto, variando unicamente o teor em cimento.

Devido à ausência de equipamento adequado a medição da variação volumétrica, estes gráficos são aqui colocados a título representativo do comportamento dos diferentes provetes.

A forma como se procedeu à obtenção destes gráficos está descrita em anexos no ponto referente à obtenção de gráficos tensão-deformação.

De seguida estão representados os gráficos tensão-deformação dos ensaios de resistência à compressão simples para os diferentes índices aspecto e índice de vazios.

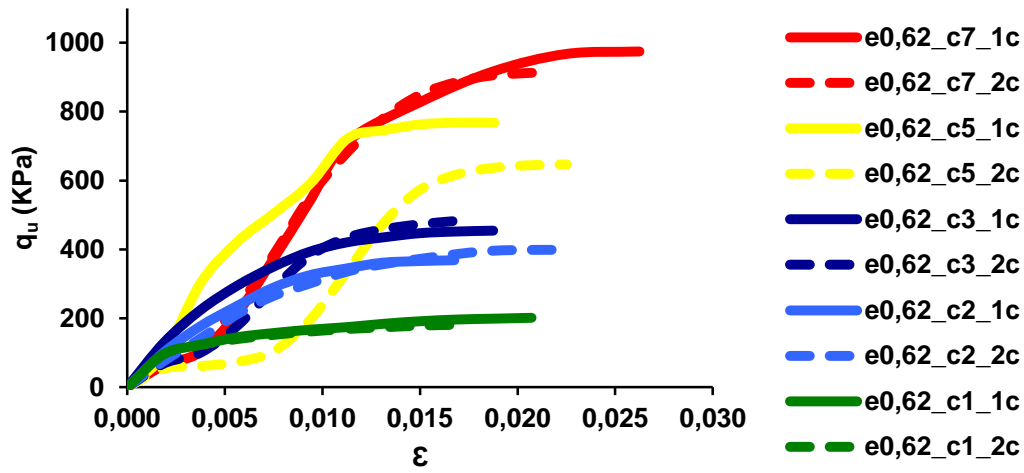


Fig. 5 36 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 120.

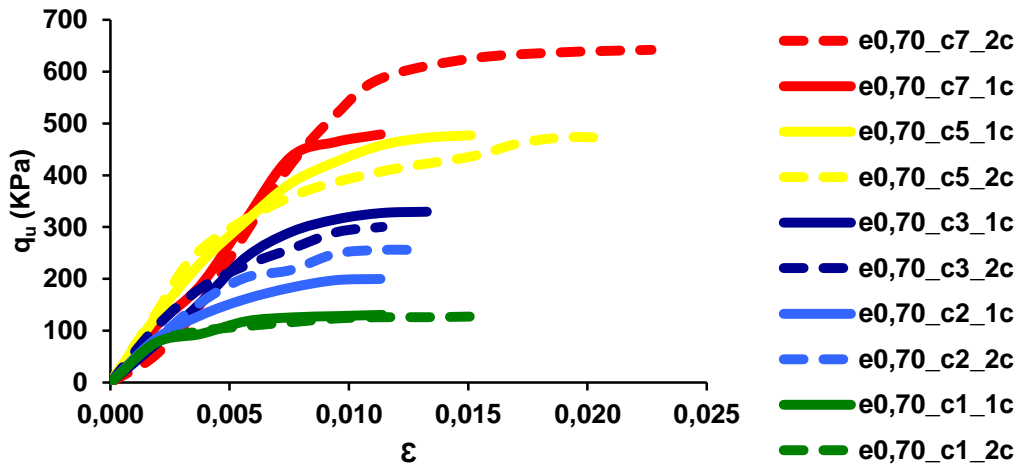


Fig. 5 37 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 120.

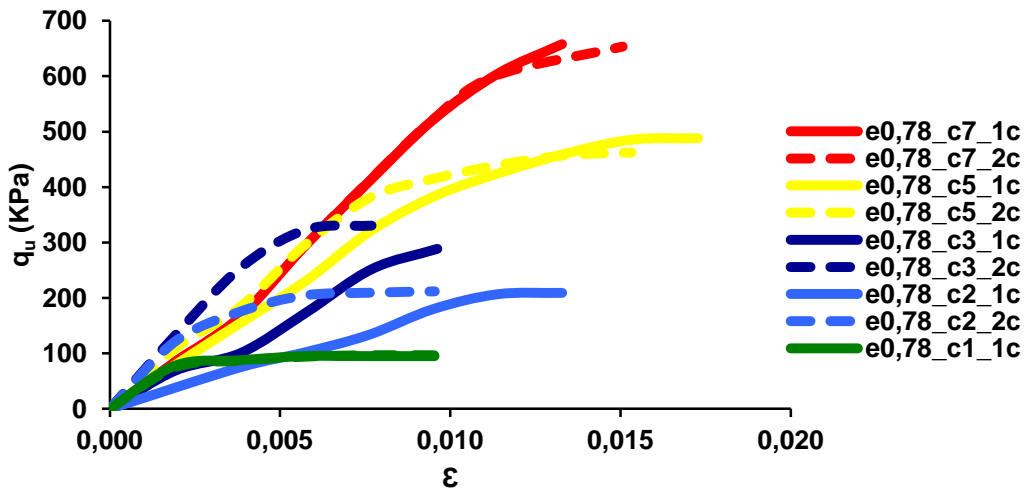


Fig. 5 38 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 120.

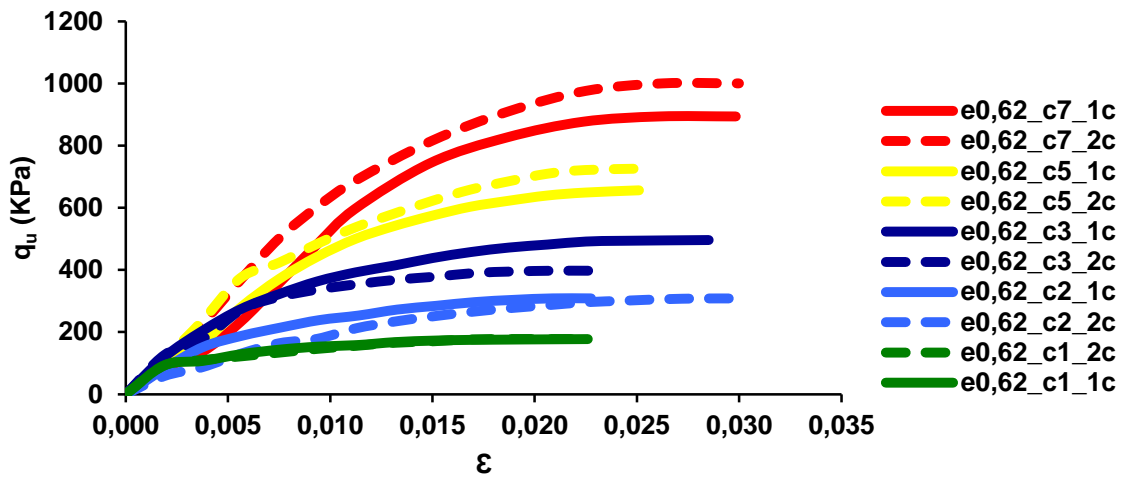


Fig. 5 39 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 240.

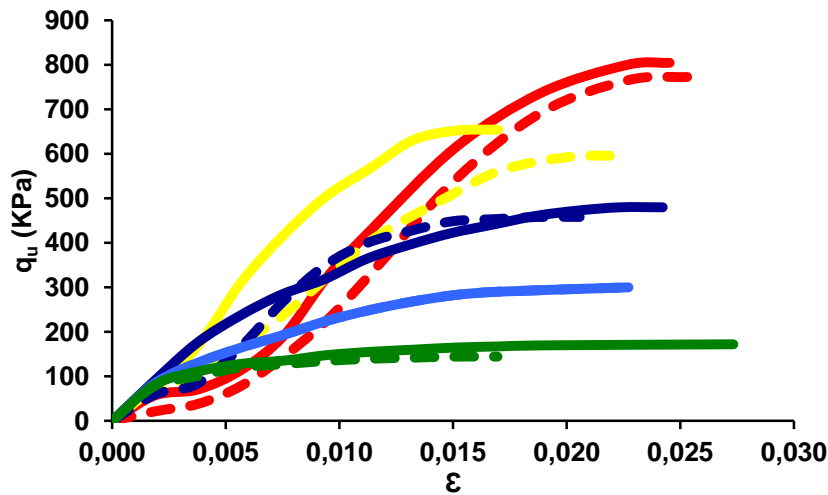


Fig. 5 40 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 240.

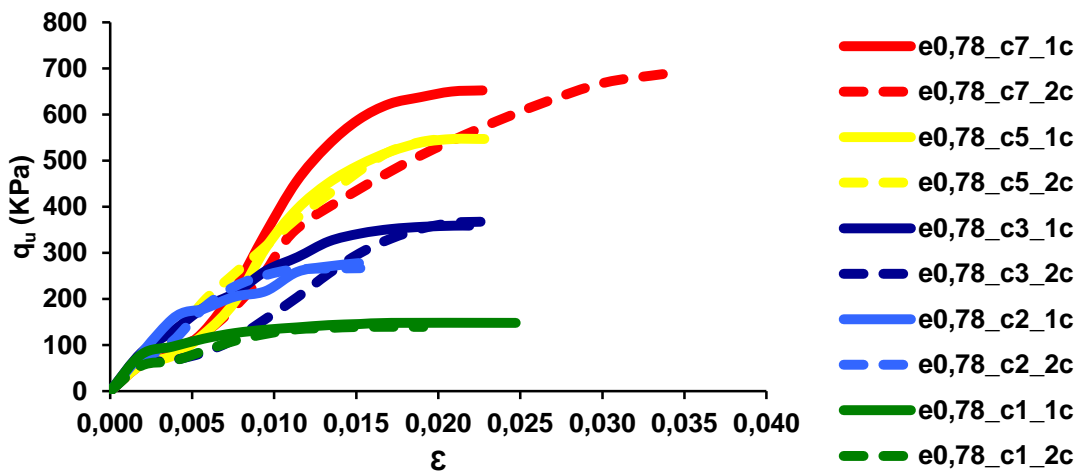


Fig. 5 41 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 240.

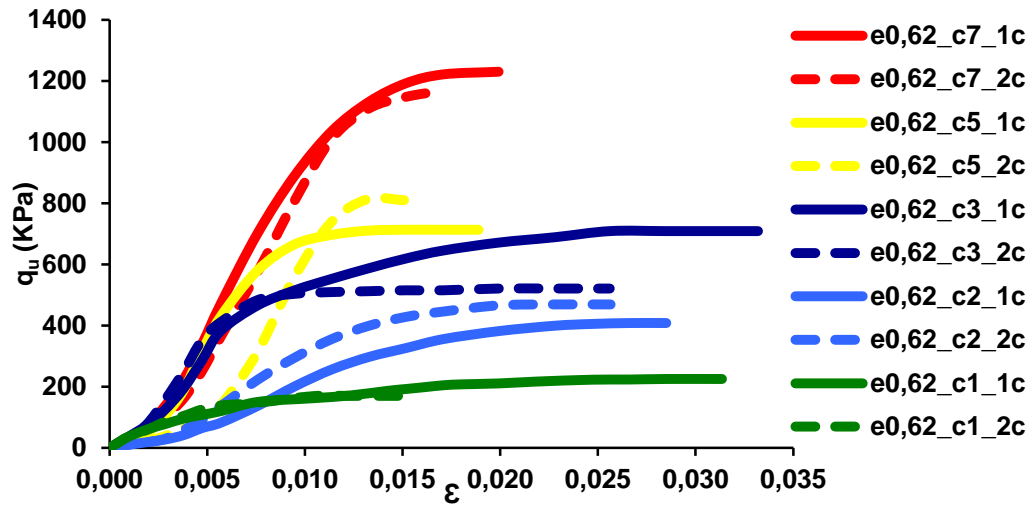


Fig. 5 42 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 500.

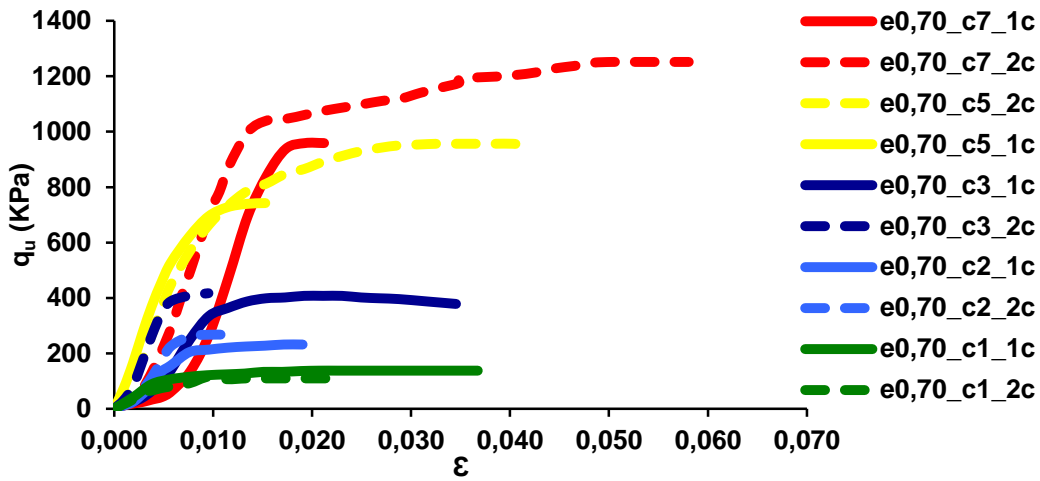


Fig. 5 43 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 500.

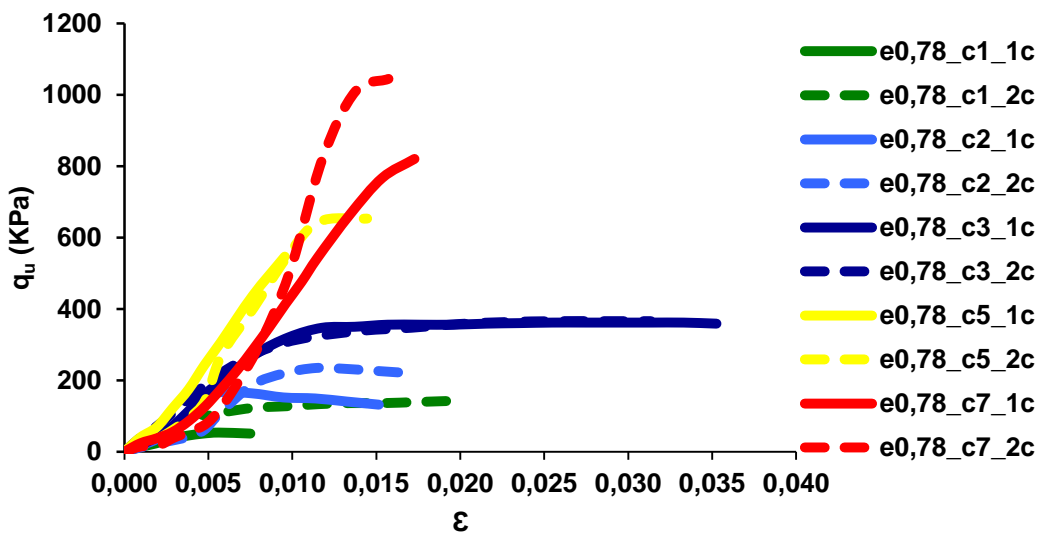


Fig. 5 44 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 500.

As figuras anteriores mostram a evolução da tensão com a deformação para as diferentes percentagens de cimento. É possível observar-se que para todos os índices de vazios e índices aspecto, quanto maior a percentagem de cimento, maior é a sua resistência. Observa-se também que a tensão evolui com a deformação.

Analisando as diferentes curvas, verifica-se que o cimento responde primeiramente às deformações impostas, e quanto maior o teor de cimento maior a deformação que se situa na recta que corresponde ao comportamento elástico do compósito, ou seja, o aumento da quantidade de cimento leva a um aumento das áreas das curvas de tensão-deformação. Pode-se caracterizar o comportamento como elasto-plástico.

Perante a análise dos gráficos também verificamos que quanto maior a quantidade de cimento menos evidente é o ganho de resistência relativo à contribuição das fibras, pois o patamar de cedência tem tendência a diminuir.

A contribuição da fibra na resistência à compressão é mais significativa para os provetes que possuem quantidades de cimento mais baixas, pois as curvas correspondentes a estes provetes apresentam patamares de cedência mais pronunciados. As deformações onde se verifica o começo, mais evidente, da contribuição da fibra também varia com o teor de cimento, aumentando com este.

Através da análise dos gráficos, verifica-se que grande parte das curvas são afectadas pelos erros de instrumentação (“Bedding Errors”), este facto é mais evidente no início destas, que se conseguem identificar por uma curvatura invertida inicial.

5.6. CURVAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA ENSAIOS DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Neste item apresentamos as curvas de tensão deformação referente ao ensaio de tração por compressão diametral. Devido ao motivo exposto no item anterior, as curvas não apresentam muita precisão, têm como único objectivo representar e perceber a influência do cimento e da fibra no seu comportamento.

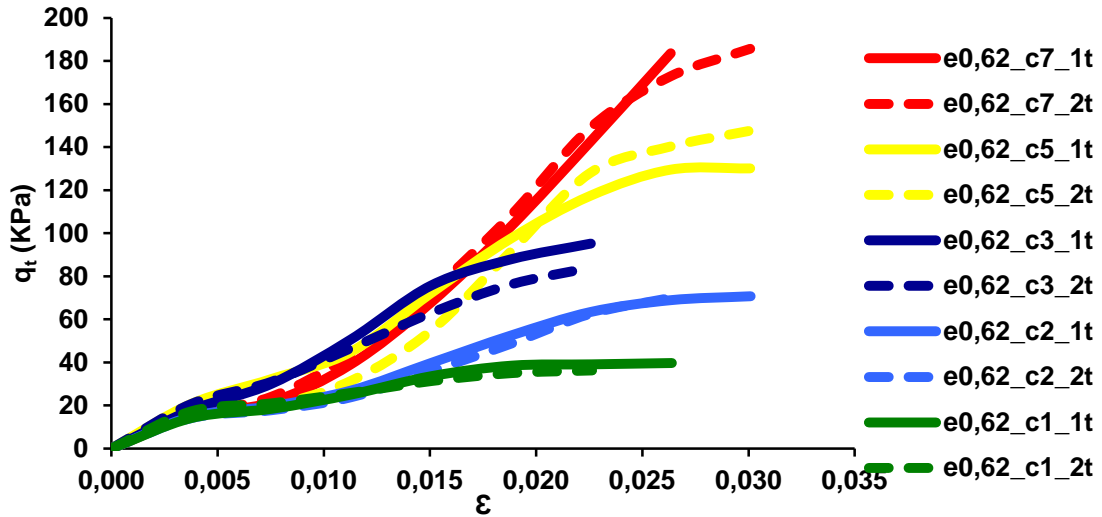


Fig. 5 45 – Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 120.

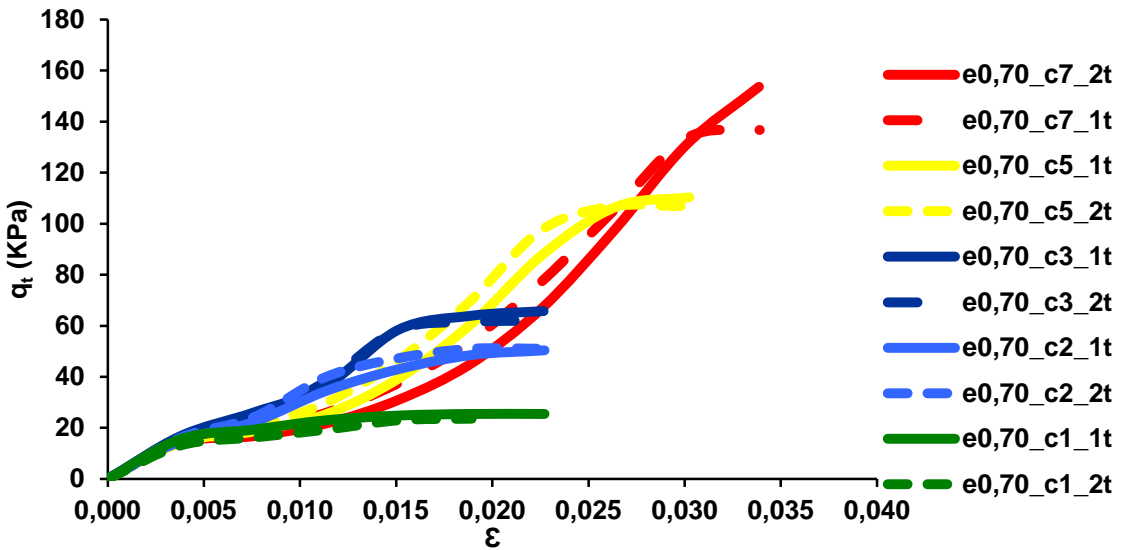


Fig. 5 46 – Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 120.

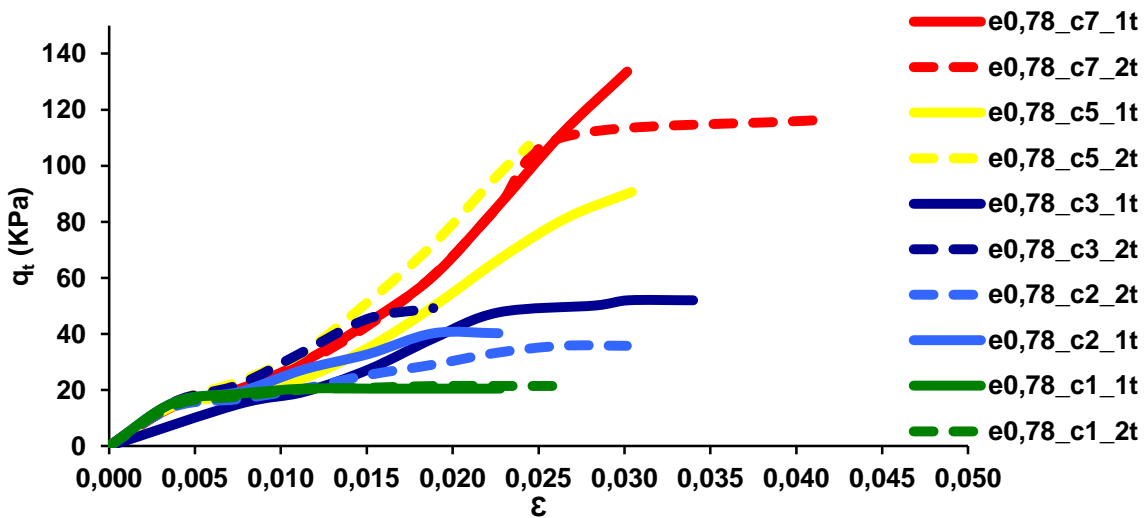


Fig. 5 47 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 120.

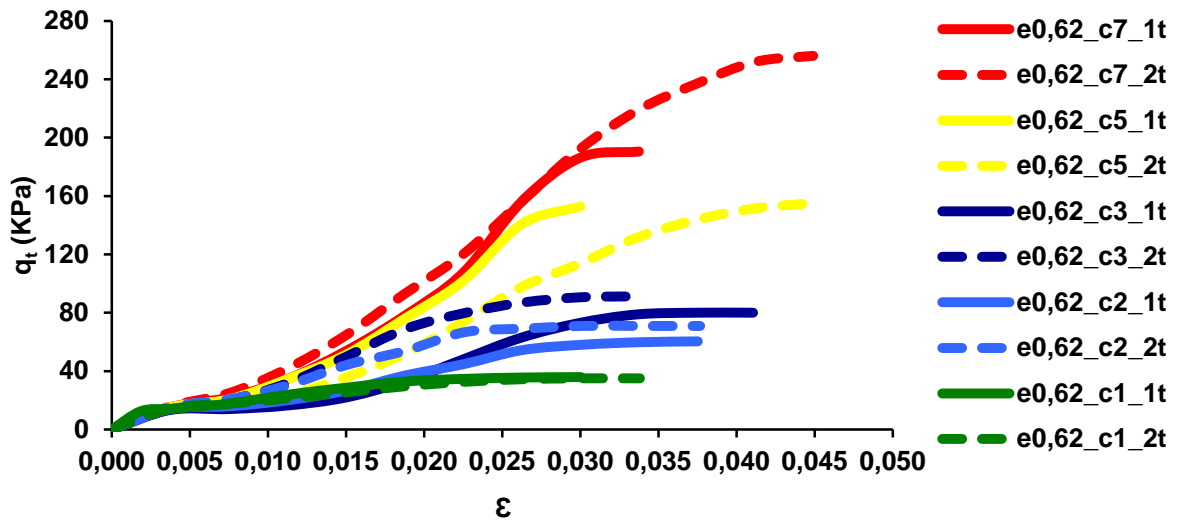


Fig. 5 48 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 240.

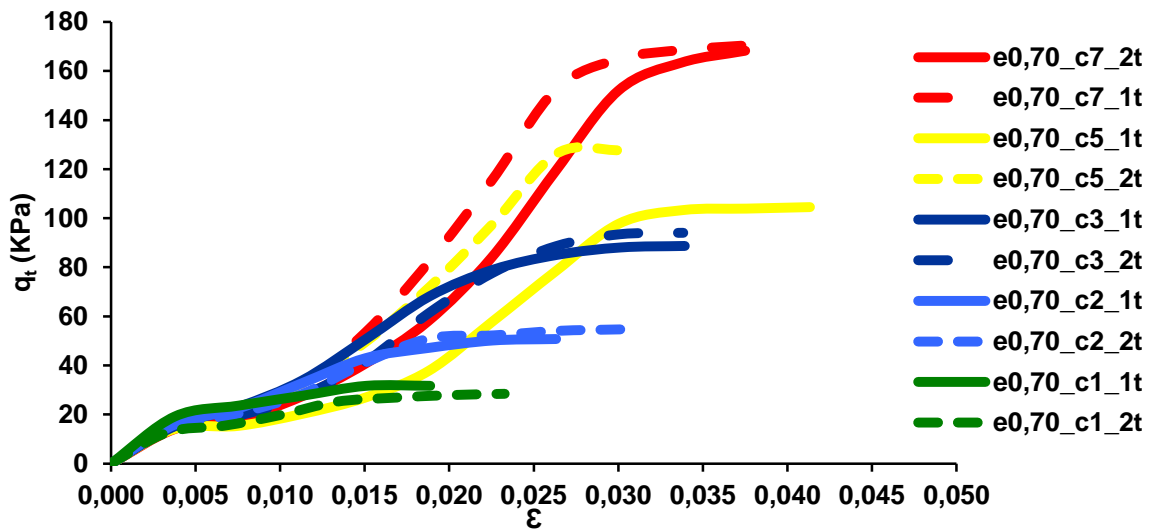


Fig. 5 49 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 240.

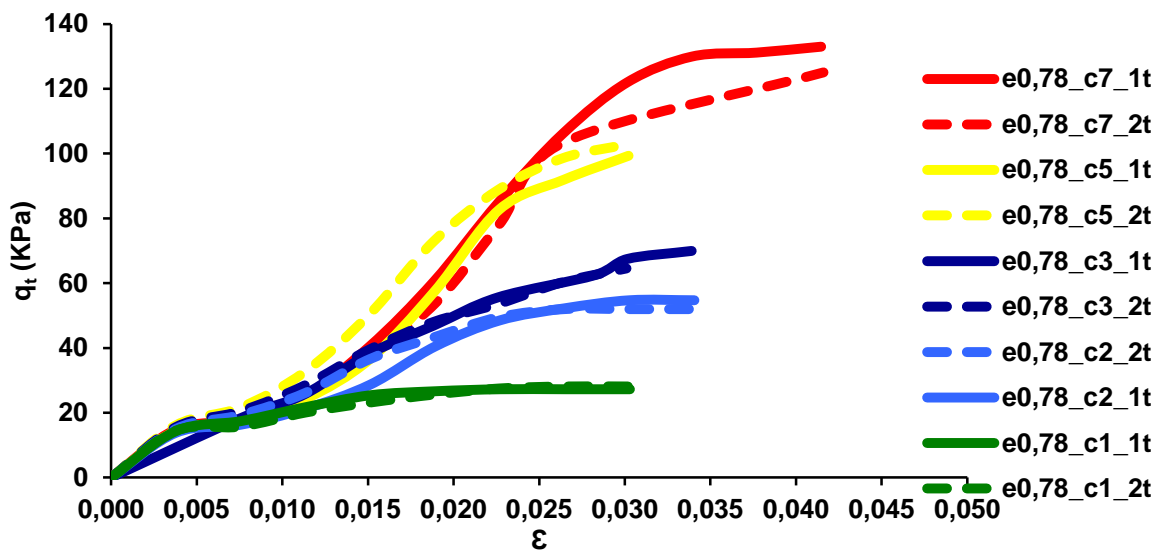


Fig. 5 50 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 240.

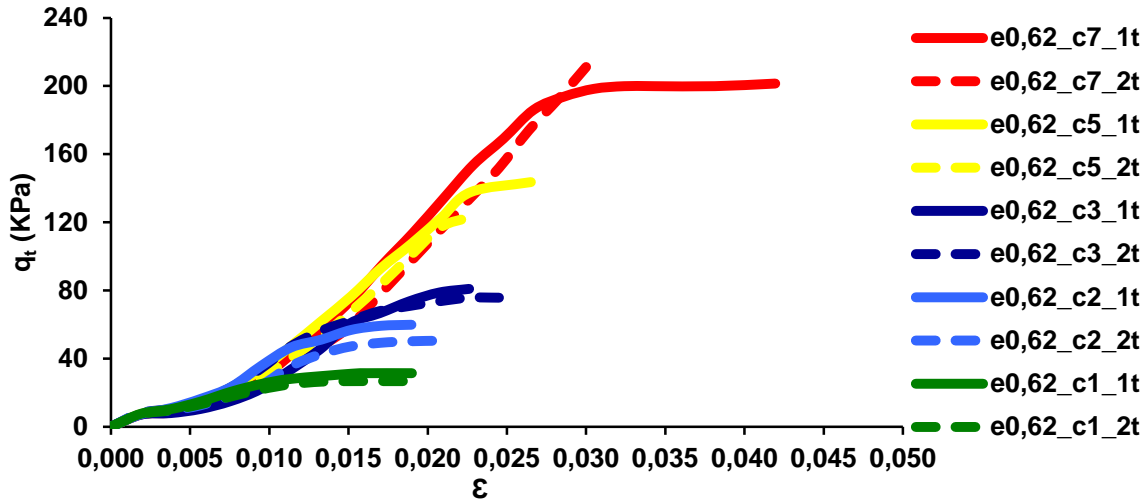


Fig. 5 51 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,62 e um Índice Aspecto de 500.

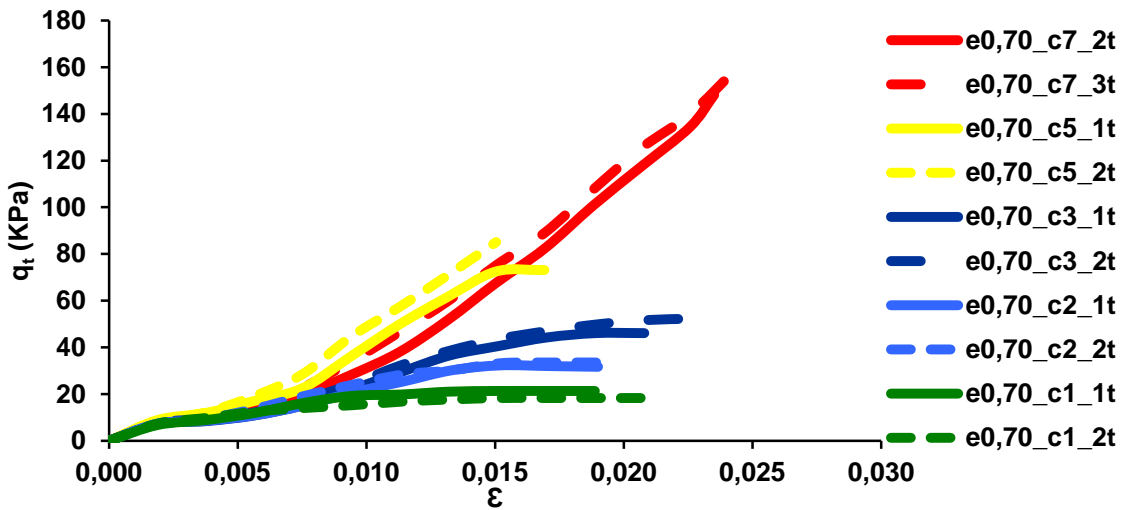


Fig. 5 52 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,70 e um Índice Aspecto de 500.

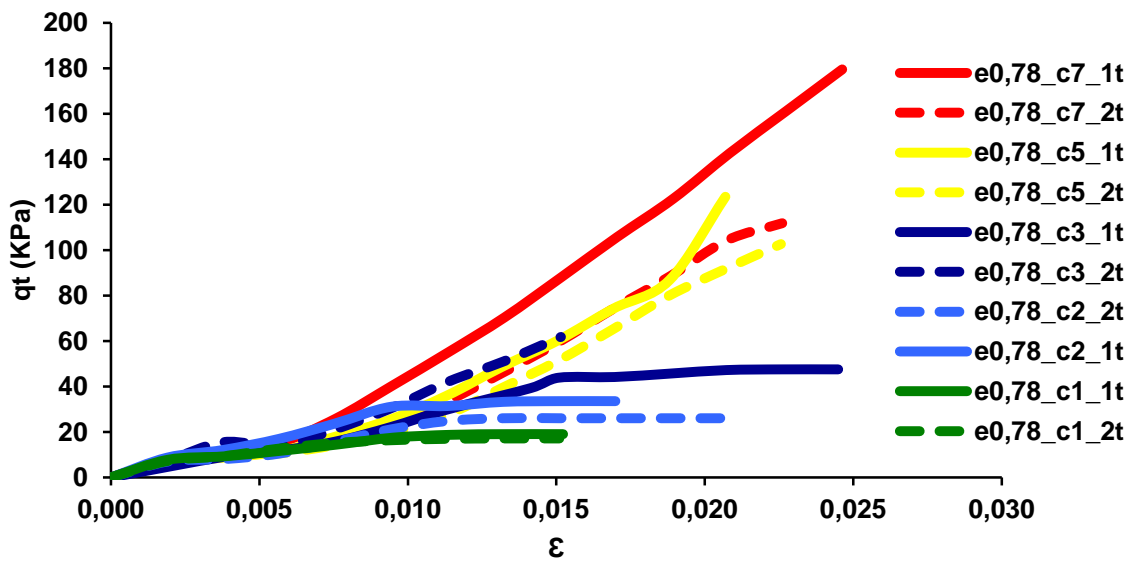


Fig. 5 53 - Curvas de tensão deformação para um índice de vazios de 0,78 e um Índice Aspecto de 500.

Através da análise dos gráficos representados anteriormente, verifica-se que com o aumento do teor de cimento há um ganho considerável de resistência à tração, logo as áreas das curvas de tensão-deformação circundantes tendem a aumentar com o teor de cimento, estas áreas traduzem a capacidade de absorção de energia dos compósitos, ou seja, representam o trabalho realizado pelo compósito.

A evolução das curvas tensão-deformação mostra-nos que as deformações plásticas governam o comportamento representado nas curvas acima expostas. Com isto, pode-se concluir que as fibras na resistência à tração absorvem a maior parte dos esforços do qual os provetes estão sujeitos, tornando-se um factor determinante. O comportamento pode caracterizar-se como elasto-plásticos, onde se podem definir as duas fases, de forma clara, através da análise das curvas. A primeira fase elástica, está presente em todas as curvas como uma recta, onde as deformações correspondentes são de pequenas dimensões, onde é perceptível que o principal interveniente é o cimento. No fim da primeira fase, pode-se identificar um ponto onde se dá a fracturação do cimento, que é a xona de transição de fases. A partir deste ponto, é o começo da fase plástica em que as fibras e o cimento atuam em conjunto. Quanto maior a percentagem de cimento, maior o ganho de resistência, ou seja, a percentagem de cimento influencia a eficácia com que o cimento e a fibra respondem aos esforços impostos, concluindo que para uma percentagem de cimento elevada as ligações (ancoragem) fibra cimento são mais fortes. A primeira fase é semelhante para todas as percentagens de cimento.

5.7. MODO DE ROTURA

Este item tem como objectivo descrever o que foi observado durante os ensaios realizados.

Para todos os ensaios realizados foi verificado um aumento de ductilidade devido à adição de fibras, visto que o modo de rotura, como referido na bibliografia, de um solo artificialmente cimentada é frágil.

Como se pode verificar na figura, o provete encontra-se bastante danificado mas devido à ductilidade do reforço as tensões continuam a crescer pois a carga continua a ser absorvida pela fibra. Por este motivo depois de ser atingido a superfície principal de rotura e com a evolução das deformações verifica-se o aparecimento de superfícies de corte secundárias, tornando-se estas cada vez mais largas, logo a fibra provoca a distribuição das deformações que por sua vez diminui as deformações cisalhantes localizadas expandindo a zona deformada.

Para todos os índices aspecto, bem como para os diferentes índices de vazios investigados, verificou-se visualmente que a fragilidade diminui com o aumento do teor de cimento nos provetes submetidos ao ensaio de resistência à compressão simples. Este facto constatou-se a partir do número de fendas observados durante os ensaios, pois para teores de cimento mais elevados o número de faixas de corte foi mais elevado bem como a sua largura. Assim pode-se concluir que, perante este aspecto, há benefício da combinação das fibras com o cimento.

Este tipo de comportamento foi verificado em todos os ensaios realizados e pode ser observado nas figuras da página seguinte.



Fig. 5 54 - Provete durante o ensaio de compressão simples, $l/d=500$, $e=0,62$ e 5% de cimento.

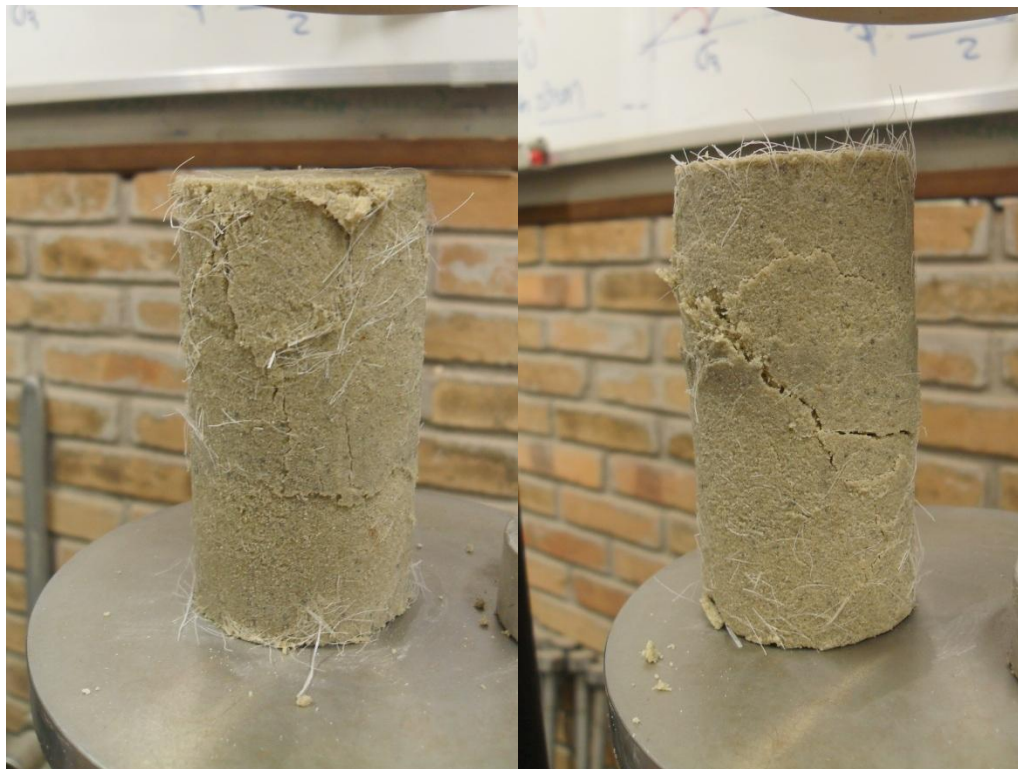


Fig. 5 55 - Modo de rotura de um provete sujeito ao ensaio de compressão simples.

O modo de rotura verificado nos provetes sujeitos ao ensaio de tração por compressão diametral foi diferente, como esperado, do modo de rotura dos provetes sujeitos ao ensaio de compressão simples.

O modo de rotura é dúctil e a banda de corte formada é semelhante à descrita no capítulo referente ao programa experimental onde é descrito o ensaio de resistência à tração por compressão diametral realizado em provetes de betão, ou seja, surge uma fissura vertical que percorre o provete mas diferente do descrito, esta divide o provete em duas partes semelhantes, mantendo-se unido. Podemos

observar este modo de rotura nas imagens seguintes, onde é clara a manutenção da forma do provete embora seccionada.



(a)

(b)

Fig. 5 56 - Modo de rotura de provetes sujeitos ao ensaio de tração por compressão diametral (a) $l/d=120$, $e=0,78$ e 3% de cimento; (b) $l/d=120$, $e=0,78$ e 7% de cimento;



Fig. 5 57 - Modo de rotura de um provete sujeito ao ensaio de tração por compressão diametral.

6

CONCLUSÕES E INVESTIGAÇÕES FUTURAS

6.1. CONCLUSÕES

Com base nas análises dos resultados dos ensaios realizados nesta investigação, podem ser retiradas as seguintes conclusões que se vertem neste capítulo.

Os resultados da presente dissertação têm como principal objectivo a caracterização dos compósitos fibrosos de forma a obter parâmetros que possam ser úteis para projetos geotécnicos de aterros, fundações, outras estruturas à luz das características de resistência exigidas.

Como base deste trabalho, foram definidas relações entre a porosidade, o teor de cimento e fator de vazios/ cimento com a resistência à tração e compressão. O factor de vazios/cimento vem sendo usado como base de investigações realizadas em conjunto pela FEUP e pela UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul em Porto Alegre no Brasil). Estas relações permitem combinações entre a porosidade, o teor de cimento e o tamanho das fibras que proporciona uma escolha adequada às características exigidas, permitindo uma escolha mais económica dentro do binómio “energia de compactação versus quantidade de cimento”, ou seja, realizar uma gestão mais competente dos recursos existentes quantidade de cimento ou fibra e esforço de cimentação.

Através da comparação dos parâmetros de resistência obtidos nesta pesquisa com os parâmetros de resistência estabelecidos a partir de valores apresentados do trabalho executado por Caberlon Cruz (2008) com misturas de areia de Osório com cimento, pode-se concluir que estes foram obtidos com sucesso.

Assim, a inclusão de fibras ao solo cimentado provoca melhorias ao comportamento mecânico do material geotécnico em estudo, sendo estas bastante influenciadas pelas características do reforço.

Com base nos resultados obtidos, e discutidos no capítulo cinco, algumas conclusões são enumeradas.

- A resistência à compressão simples e a resistência à tração indireta aumenta com o aumento do teor em cimento, como esperado;
- A resistência à compressão simples e a resistência à tração diminui com o aumento do índice de vazios e da porosidade, como esperado;

- A inclusão de fibras ao solo cimentado provoca uma perda de resistência à compressão simples e um ganho de resistência à tração, desde que garanta boa homogeneização da mistura, o que se torna difícil para índices aspecto elevados;
- Há ganhos de resistência à compressão simples, de forma geral, com o aumento do índice aspecto;
- Para fatores de vazios/cimento elevados (valores de porosidade elevados e/ou baixos teores de cimento) os provetes com fibras de índice aspecto mais baixos mostraram resistências de compressão simples mais elevadas do que os provetes que continham fibras com índice aspecto superior. Este comportamento pode ser explicado, pelo facto de as fibras mais curtas, para o mesmo teor em fibras, sendo mais numerosas dentro da matriz, aumentam a probabilidade de estas se encontrarem na superfície de rotura contribuindo assim para um aumento da resistência à compressão simples.
- Para o índice aspecto mais elevado estudado verificou-se uma perda de resistência à tração em relação aos índices aspecto inferiores;
- A introdução de fibras aumenta a razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão simples de 13% em misturas de solo-cimento (Caberlon Cruz, 2008) para 22% (Índice Aspecto de 250).

Relativamente às curvas de tensão deformação:

- Com o aumento do teor em cimento há ganhos consideráveis de resistência à tração e à compressão;
- Quanto maior a quantidade de cimento menor ganho relativo de resistência à compressão com a presença das fibras;
- A contribuição das fibras na resistência à compressão é mais evidente para teores em cimento mais baixos;
- As fibras na resistência à tração absorvem uma parte substancial dos esforços ao qual os provetes estão sujeitos, tornando-se um factor de segurança não desprezável.

Relativamente ao modo de rotura verifica-se:

- A inclusão de fibras num solo cimentado provoca uma mudança no modo de rotura de frágil para dúctil;
- Para os ensaios de compressão simples, houve uma diminuição de fragilidade com o aumento do teor de cimento;
- Para todos os ensaios de compressão diametral, definiu-se perfeitamente uma fissura vertical que percorre o provete. Esta fissura é semelhante à já observada em provetes de betão, a única diferença observada é que o desenvolvimento da fissura não leva ao desmoronamento do provete em duas partes iguais devido à presença das fibras.

Durante a realização desta investigação realizaram-se 90 ensaios de compressão simples e 90 ensaios de compressão diametral em que os resultados foram credíveis. Quando existia uma variação maior de 10% da média das resistências de dois provetes semelhantes, procedeu-se à repetição dos ensaios em provetes com as mesmas características.

6.2. INVESTIGAÇÕES FUTURAS

- Realizar ensaios de compressão simples e diametral para os diferentes índices aspecto, com recurso a transdutores de banda metálica extensiométrica (*LDT. Local deformation transducer*), ou outros de elevada precisão;

- Avaliar a influência de diferentes teores de fibra;
- Realizar ensaios triaxiais drenados e não drenados de forma a avaliar o comportamento tensão-deformação com o mesmo fator vazios-cimento;
- Realizar ensaios sísmicos usando a técnica de *bender elements* de forma a obter a rigidez a pequenas deformações;
- Elaborar relações entre o comportamento tensão-dilatância do compósito fibroso em função da relação vazios-cimento;
- Obter o intercepto coesivo (c') e ângulo de resistência ao corte (ϕ) em função da relação vazios/cimento;
- Elaborar correlações entre os variados módulos (elasticidade à tração, elasticidade à compressão) e o fator vazios/cimento.

BIBLIOGRAFIA

- ABCP (2002). Associação brasileira de cimento Portland – *Guia Básico de Utilização do Cimento Portland*. 7. Ed. São Paulo
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). *NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). *NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos*.
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). *NBR 12253: Solo-cimento- Dosagem para emprego como camada de pavimento*. Rio de Janeiro.
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). *NBR 12024: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- ACI (2009). *American concrete institute - Report on Soil Cement, julho de 2009*. ACI 230.1R-09.
- Ahmed, A., Ugai, K., Kamei, T. (2010). *Investigation of recycled gypsum in conjunction with waste plastic trays for ground improvement*. Construction and Building Materials, 14/07/2010, 208-217.
- Akinmusuru, J.O. (1987). *The effects of cementation on the Stress-Strain Behavior of a Sand*. 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, v.1, 435 – 442, Lagos.
- Aversa, S., Envagelista, A., Leroueil, S., Picarelli, A. (1993). *Some aspects of the mechanical behavior of structured soils and soft rocks*. International symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1993, 3v. v.1, p.359 – 366.
- Babu, G.L.S., Chouksey, S.K. (2010). *Stress-strain response of plastic waste mixed soil*. Waste management, 18/09/2010.
- Bressani, L.A., Martins, F.B., Bica, A.V.D. (1994). *Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone*. Internacional Congress – Internacional Association of Engineering Geology, 1994, v.1, p.315-322, Lisboa.
- Bueno, B.S., Lima, D.C., Teixeira, S.H.C., Ribeiro, N.J. (1996). *Soil fibre reinforcement: basic understanding*. International symposium on environmental geotechnology, 1996, anais, v.1, 878-884, San Diego.
- Casagrande, M.D.T. (2001). *Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Casagrande, M.D.T. (2005). *Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- CEN (2003a). *EN 13286-41: Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures*.
- CEN (2003b). *EN 13286-42: Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 41: Test method for the determination of the indirect tensile strength of hydraulically bound mixtures*
- Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C., Rad, N. S. (1981). *Cemented sands under static loading*. Journal of Geotechnical Engineering Division, junho de 1981, 799-817, New York.

- Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., Ulbrich, L.A. (1998). *Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, v.124, n.12, 1211-1214, New York.
- Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., Ulbrich, L.A. (1999). *The behavior of a fiber-reinforced cemented soil*. Ground Improvement, ISSMGE, 1999, v.3, n.3, 21-30.
- Consoli, N.C., Rotta, G.V., Prietto, P.D.M. (2000). *Influence of curing under stress on the triaxial response of cements soils*. Géotechnique, v.50, n.1, 99-105, Londres.
- Consoli, N., Montardo, J., Prietto, P., Pasa, G. (2002). *Engineering Behavior of a Sand Reinforced with Plastic Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, junho de 2002, 462-472.
- Consoli, N., Montardo, J., Donato, M., Prietto, P.D.M. (2004). *Effect of material properties on the behavior of sand-cement-fibre composites*. Ground Improvement, ISSMGE, 2004, v.8, n.2, 77-90.
- Consoli, N.C., Casagrande, M.D.T., Coop, M.R. (2007a). *Performance of fibre-reinforced sand at large shear strains*. Géotechnique, v.57, n.00, 1-6, 2007a.
- Consoli, N.C., Foppa, D., Festugato, L., Heineck, K. S., (2007b). *Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Fevereiro de 2007, 197-205.
- Consoli, N. C., Fonseca, A., Caberlon Cruz, R. C., Heineck, K. S., (2009). *Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Setembro de 2009, 1347-1353.
- Consoli, N.C., Fonseca, A., Caberlon Cruz, R.C., Silva, S. R., (2010a). *Void/cement Controlling Tensile Strength of Cement Treated Soils*. . Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, XXXX
- Consoli, N.C., Caberlon Cruz, R.C., Floss, M.F., Festugato, L., (2010b). *Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Maio de 2010, 759-763.
- Coop, M.R., Atkinson, J.H. (1993). *The mechanics of cemented carbonate sands*. Géotechnique, 1993, v.43, n.1, 53- 67, London.
- Caberlon Cruz, R. C., (2004). *Condutividade Hidráulica em Solos Contaminado Encapsulados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Caberlon Cruz, R.C., (2008). *Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- DNIT (2004). *Departamento Nacional de Infra-estruturas de Transporte Manual de Pavimentação – Execução de sub-base de solo-cimento*, São Paulo.
- Festugato, L. (2008). *Análise do Comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos Índices Aspecto*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Feuerharmel, M. R., (2000). *Comportamento de Solos Reforçados com F de Polipropileno*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

- Foppa, D., (2005). *Análise das Variáveis-Chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Gray, D.H.; Ohashi, H. (1983). *Mechanics of fiber reinforcement in sand*. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 335-353, New York.
- Hannant, L. (1994). Polymers and polymers composites. In: J.m.Illston. *Construction materials: their nature and behavior*. E & FN SPON, 321 – 358.
- Heineck, K.S., (2002). *Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Hoare, D.J. (1979). *Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres*. International Conference on soil reinforcement, 1979, 47 – 52, Paris.
- Hollaway, L.. (1994). Polymers and polymers composites. In: J.m.Illston. *Construction materials: their nature and behavior*. E & FN SPON, 359 – 403.
- Homem., T.R. (2002). *Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Huang, J.T., Airey, D.W. (1993). *Effects of cement and Density on a Artificially Cemented Sand*. International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks. 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A Balkema, 1993 3v. v.1, p.553-560.
- Illston, J.M. (1994). *Construction materials; Their nature and behavior*. E & FN SPON, London.
- Ingles, O G.; Metcalf, J. B. (1972). *Soil stabilization – Principles and Practice*. Australia: Butterworths Pty. Limited. 366p.
- Jewell. R.A., Wroth, C.P. (1987). *Direct shear tests on reinforced sand*. Géotechnique, 1987, v.37,n.1, 53-68, 1987.
- Knop, A., (2003). *Encapsulamento de solos contaminados por hidrocarbonetos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Lanarch, W. J. (1960). *Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strngth of Soil-Cement Mixtures*. Civil Engineering and Public Works Reviews. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.9043-905,1960
- Lemos, R. (2006). *Estudo do Comportamento Hidráulico, Mecânico e Químico de Barreiras Hidraulicas Verticais, compostas por Solo Residual, Bentonita, e Cimento Sob Ação de Substâncias Agressivas*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto alegre, Brasil.
- Leroueil, S., Vaughan, P.R. (1990). *The General and Congruent effects structure in natural soils and weak rocks*. Géotechnique, 1990, v.40, n.3, p.467 – 488, Londres.
- Lopes Junior, L. S., (2007). *Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos tratados com Cal, Cimento e rocha Basáltica Pulverizada*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

- Lopes Pereira, M., (2010). *Índice Volumétrico Vazios-Cimento para Avaliação de Propriedades de Deformabilidade e Resistência em Age Para Infra-Estruturas de Transporte*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Maher, M.H., Gray, D.H. (1990). *Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers*. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, v.120, n.8, 1381-1393, New York.
- Maher, M.H., Ho, Y.C. (1994). *Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite*. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, v.120, n.8, 1381-1393, New York.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Al-Hasani, M.M. (1978). *Effect of inclusion properties on the behavior of sand*. Géotechnique, 1978, v.28, n.3, 327-346, London.
- Montardo, J.P. (1999). *Comportamento Mecânico de Compósitos de solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Omine, K., Ochiai, H., Yasufuku, N., Kato, T. (1996). *Effect of plastic wastes in improving cemented-treated soils*. International Congress on Environmental Geotechnology, Balkema, 875-880, Rotterdam.
- Palmeira, E. M. (1992). *Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos*. Seminário Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, 1992, 1 -20, Brasília.
- Prietto, P.D.M. (2004). *Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-experimental*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Prietto, P.D.M., Schnaid, F., Consoli, N.C. (1997). *Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado*. Solos e Rochas, ABMS/AABGE, v.20, n.3, 1997, São Paulo.
- Ranjan, G.R., Charan, H.D. (1996). *Probabilistic analysis of randomly distributed fiber reinforced soil*. Journal of Geotechnical of Engineering, 1996, v.122, n.6, 419 – 426, New York.
- Silva (2011). *A general framework for the Geomechanical Characterisation of Artificially Cemented Soil*. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Rotta, G.V., Consoli, N.C., Prietto, P.D.M. (1998). *Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados*. Congresso Brasileiro de mecânica do Solos e Engenharia Geotécnica, 1998, v.2, p.1125-1132, Brasília.
- Rotta, G.V., (2000). *Cimentação introduzida sob tensão: compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Saxena, S. K., Lastrico, R.M. (1978). *Static Properties of Lightly Cemented Sand*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.104 n° GT12, 1978.
- Schnaid, F., Prietto, P., Consoli, N.C. (2001). *Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Shewbridge, E., Siltar, N. (1989). *Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear*. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, v0116, n.7, 1153 – 1170, New York.
- Specht, L.P. (2000). *Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

- Taylor, G.D. (1994). *Materials in construction*. Longman Scientific & Technical, London.
- Teodoro, J.M. (1999). *Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas*. Dissertação de Mestrado, Escola de São Carlos/ Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- Van Impe, W.F.V. (1989). *Soil Improvement techniques and their evolution*. A. A. Balkema, 1989, 125, Rotterdam.
- Vendruscolo, M.A. (2003). *Comportamento de Ensaio de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Viana da Fonseca, A. (1988). *Caracterização Geotécnica de um Solo Residual de um Granito da Região do Porto*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Yoshinaka, R., Yamabe, T. (1981). *Deformation Behavior of soft rocks*. International Symposium on Weak, Soft, Fractured and Weathered Rock, 1981-82, 3v, v.1, 87 – 92, Rotterdam.
- Zornberg, J.G. (2002). *Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil*. Géotechnique, 2002, 593-604, London.

7

ANEXOS

7.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

As tabelas seguintes, 7.1 a 7.4 apresentam os resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral.

Tabela 7. 1 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para índices aspecto de 120.

| Designação do provete | Teor de Cimento (%) | η (%) | C_v (%) | η/C_v | V_v/V_{Cim} | q_u (kPa) |
|-----------------------|---------------------|------------|-----------|------------|---------------|-------------|
| CP_e0,62_c1_1c | 1 | 38,29 | 0,51 | 75,21 | 75,21 | 202 |
| CP_e0,62_c1_2c | 1 | 38,29 | 0,51 | 75,21 | 75,21 | 181 |
| CP_e0,70_c1_1c | 1 | 41,16 | 0,49 | 84,81 | 84,81 | 131 |
| CP_e0,70_c1_2c | 1 | 41,16 | 0,49 | 84,81 | 84,81 | 127 |
| CP_e0,78_c1_1c | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 95 |
| CP_e0,78_c1_2c | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 97 |
| CP_e0,62_c2_2c | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 369 |
| CP_e0,62_c2_3c | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 399 |
| CP_e0,70_c2_1c | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 200 |
| CP_e0,70_c2_2c | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 256 |
| CP_e0,78_c2_1c | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 209 |
| CP_e0,78_c2_2c | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 212 |
| CP_e0,62_c3_1c | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 454 |
| CP_e0,62_c3_2c | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 483 |
| CP_e0,70_c3_1c | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 330 |
| CP_e0,70_c3_2c | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 300 |
| CP_e0,78_c3_1c | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 289 |
| CP_e0,78_c3_2c | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 330 |
| CP_e0,62_c5_1c | 5 | 38,27 | 2,47 | 15,52 | 15,52 | 768 |
| CP_e0,62_c5_2c | 5 | 38,27 | 2,47 | 15,52 | 15,52 | 647 |
| CP_e0,70_c5_1c | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 477 |
| CP_e0,70_c5_2c | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 473 |
| CP_e0,78_c5_1c | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 488 |
| CP_e0,78_c5_2c | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 462 |

| | | | | | | |
|----------------|---|-------|------|-------|-------|-----|
| CP_e0,62_c7_1c | 7 | 38,27 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 975 |
| CP_e0,62_c7_2c | 7 | 38,27 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 915 |
| CP_e0,70_c7_1c | 7 | 41,19 | 3,24 | 12,73 | 12,73 | 479 |
| CP_e0,70_c7_2c | 7 | 41,19 | 3,24 | 12,73 | 12,73 | 642 |
| CP_e0,78_c7_1c | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 658 |
| CP_e0,78_c7_2c | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 653 |

Tabela 7. 2 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para índices aspecto de 240.

| Designação do cimento | Teor de cimento (%) | η (%) | C_v (%) | η/C_v | V_v/V_{cim} | Q_u (kPa) |
|-----------------------|---------------------|------------|-----------|------------|---------------|-------------|
| CP_e0,62_c1_3c | 1 | 38,29 | 0,51 | 75,21 | 75,21 | 177 |
| CP_e0,62_c1_4c | 1 | 38,29 | 0,51 | 75,21 | 75,21 | 178 |
| CP_e0,70_c1_1c | 1 | 41,16 | 0,49 | 84,81 | 84,81 | 172 |
| CP_e0,70_c1_2c | 1 | 41,16 | 0,49 | 84,81 | 84,81 | 144 |
| CP_e0,78_c1_1c | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 148 |
| CP_e0,78_c1_2c | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 139 |
| CP_e0,62_c2_2c | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 308 |
| CP_e0,62_c2_3c | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 308 |
| CP_e0,70_c2_1c | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 300 |
| CP_e0,70_c2_2c | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 300 |
| CP_e0,78_c2_1c | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 278 |
| CP_e0,78_c2_2c | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 267 |
| CP_e0,62_c3_1c | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 496 |
| CP_e0,62_c3_2c | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 397 |
| CP_e0,70_c3_1c | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 480 |
| CP_e0,70_c3_2c | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 458 |
| CP_e0,78_c3_1c | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 359 |
| CP_e0,78_c3_2c | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 368 |
| CP_e0,62_c5_1c | 5 | 38,27 | 2,47 | 15,52 | 15,52 | 714 |
| CP_e0,62_c5_2c | 5 | 38,27 | 2,47 | 15,52 | 15,52 | 726 |
| CP_e0,70_c5_1c | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 654 |
| CP_e0,70_c5_2c | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 595 |
| CP_e0,78_c5_1c | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 547 |
| CP_e0,78_c5_2c | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 549 |
| CP_e0,62_c7_1c | 7 | 38,27 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 894 |
| CP_e0,62_c7_2c | 7 | 38,27 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 915 |
| CP_e0,70_c7_1c | 7 | 41,19 | 3,24 | 12,73 | 12,73 | 804 |
| CP_e0,70_c7_2c | 7 | 41,19 | 3,24 | 12,73 | 12,73 | 773 |
| CP_e0,78_c7_1c | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 652 |
| CP_e0,78_c7_2c | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 688 |

Tabela 7. 3 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para índice aspecto de 500

| Designação do provete | Teor de Cimento (%) | η (%) | C_v (%) | η/C_v | V_v/V_{cim} | q_u (kPa) |
|-----------------------|---------------------|------------|-----------|------------|---------------|-------------|
| CP_e0,62_c1_3c | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 226 |
| CP_e0,62_c1_4c | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 170 |
| CP_e0,70_c1_1c | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 138 |
| CP_e0,70_c1_2c | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 110 |
| CP_e0,78_c1_1c | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 51 |
| CP_e0,78_c1_2c | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 79 |
| CP_e0,62_c2_2c | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 409 |
| CP_e0,62_c2_3c | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 470 |
| CP_e0,70_c2_1c | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 232 |
| CP_e0,70_c2_2c | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 267 |
| CP_e0,78_c2_1c | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 140 |
| CP_e0,78_c2_2c | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 220 |
| CP_e0,62_c3_1c | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 709 |
| CP_e0,62_c3_2c | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 522 |
| CP_e0,70_c3_1c | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 379 |
| CP_e0,70_c3_2c | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 417 |
| CP_e0,78_c3_1c | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 362 |
| CP_e0,78_c3_2c | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 366 |
| CP_e0,62_c5_1c | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 714 |
| CP_e0,62_c5_2c | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 811 |
| CP_e0,70_c5_1c | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 742 |
| CP_e0,70_c5_2c | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 957 |
| CP_e0,78_c5_1c | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 546 |
| CP_e0,78_c5_2c | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 653 |
| CP_e0,62_c7_1c | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 1231 |
| CP_e0,62_c7_2c | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 1169 |
| CP_e0,70_c7_1c | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 959 |
| CP_e0,70_c7_2c | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 1252 |
| CP_e0,78_c7_1c | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 1044 |
| CP_e0,78_c7_2c | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 820 |

Tabela 7. 4 - Resultados dos ensaios de resistência à tração para índice aspecto de 120.

| Designação do provete | Teor de Cimento (%) | η (%) | C_v (%) | η/C_v | V_v/V_{cim} | q_t (kPa) |
|-----------------------|---------------------|------------|-----------|------------|---------------|-------------|
| CP_e0,62_c1_2t | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 40 |
| CP_e0,62_c1_3t | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 36 |
| CP_e0,70_c1_1t | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 25 |
| CP_e0,70_c1_2t | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 24 |
| CP_e0,78_c1_1t | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 21 |
| CP_e0,78_c1_2t | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 21 |
| CP_e0,62_c2_1t | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 71 |
| CP_e0,62_c2_2t | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 70 |
| CP_e0,70_c2_1t | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 50 |
| CP_e0,70_c2_2t | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 51 |
| CP_e0,78_c2_1t | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 40 |

| | | | | | | |
|----------------|---|-------|------|-------|-------|-----|
| CP_e0,78_c2_2t | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 36 |
| CP_e0,62_c3_1t | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 95 |
| CP_e0,62_c3_2t | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 84 |
| CP_e0,70_c3_1t | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 66 |
| CP_e0,70_c3_2t | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 62 |
| CP_e0,78_c3_1t | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 52 |
| CP_e0,78_c3_2t | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 49 |
| CP_e0,62_c5_1t | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 130 |
| CP_e0,62_c5_2t | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 148 |
| CP_e0,70_c5_1t | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 110 |
| CP_e0,70_c5_2t | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 107 |
| CP_e0,78_c5_1t | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 91 |
| CP_e0,78_c5_2t | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 107 |
| CP_e0,62_c7_2t | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 184 |
| CP_e0,62_c7_3t | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 186 |
| CP_e0,70_c7_1t | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 137 |
| CP_e0,70_c7_2t | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 154 |
| CP_e0,78_c7_1t | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 134 |
| CP_e0,78_c7_2t | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 116 |

Tabela 7. 5 - Resultados dos ensaios de resistência à tração para índice aspecto de 240

| Designação do provete | Teor de Cimento (%) | η (%) | C_v (%) | η/C_v | V_v/V_{cim} | q_t (kPa) |
|-----------------------|---------------------|------------|-----------|------------|---------------|-------------|
| CP_e0,62_c1_2t | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 36 |
| CP_e0,62_c1_3t | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 35 |
| CP_e0,70_c1_1t | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 32 |
| CP_e0,70_c1_2t | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 28 |
| CP_e0,78_c1_1t | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 19 |
| CP_e0,78_c1_2t | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 17 |
| CP_e0,62_c2_1t | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 60 |
| CP_e0,62_c2_2t | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 71 |
| CP_e0,70_c2_1t | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 51 |
| CP_e0,70_c2_2t | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 55 |
| CP_e0,78_c2_1t | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 34 |
| CP_e0,78_c2_2t | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 52 |
| CP_e0,62_c3_1t | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 80 |
| CP_e0,62_c3_2t | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 91 |
| CP_e0,70_c3_1t | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 89 |
| CP_e0,70_c3_2t | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 94 |
| CP_e0,78_c3_1t | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 52 |
| CP_e0,78_c3_2t | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 62 |
| CP_e0,62_c5_1t | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 130 |
| CP_e0,62_c5_2t | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 123 |
| CP_e0,70_c5_1t | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 105 |
| CP_e0,70_c5_2t | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 85 |
| CP_e0,78_c5_1t | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 91 |
| CP_e0,78_c5_2t | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 103 |

| | | | | | | |
|----------------|---|-------|------|-------|-------|-----|
| CP_e0,62_c7_2t | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 190 |
| CP_e0,62_c7_3t | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 256 |
| CP_e0,70_c7_1t | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 170 |
| CP_e0,70_c7_2t | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 168 |
| CP_e0,78_c7_1t | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 133 |
| CP_e0,78_c7_2t | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 116 |

Tabela 7. 6 - Resultados dos ensaios de resistência à tração para índice aspecto de 500.

| | % cimento | h (%) | C _v (%) | h/C _v | V _v /V _{cim} | q _t (kPa) |
|----------------|-----------|-------|--------------------|------------------|----------------------------------|----------------------|
| CP_e0,62_c1_2t | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 31 |
| CP_e0,62_c1_3t | 1 | 38,27 | 0,51 | 75,17 | 75,17 | 27 |
| CP_e0,70_c1_1t | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 21 |
| CP_e0,70_c1_2t | 1 | 41,19 | 0,49 | 84,89 | 84,89 | 18 |
| CP_e0,78_c1_1t | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 19 |
| CP_e0,78_c1_2t | 1 | 43,83 | 0,46 | 94,60 | 94,60 | 17 |
| CP_e0,62_c2_1t | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 60 |
| CP_e0,62_c2_2t | 2 | 38,27 | 1,01 | 37,88 | 37,88 | 50 |
| CP_e0,70_c2_1t | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 32 |
| CP_e0,70_c2_2t | 2 | 41,17 | 0,96 | 42,77 | 42,77 | 34 |
| CP_e0,78_c2_1t | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 34 |
| CP_e0,78_c2_2t | 2 | 43,84 | 0,92 | 47,70 | 47,70 | 26 |
| CP_e0,62_c3_1t | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 81 |
| CP_e0,62_c3_2t | 3 | 38,28 | 1,50 | 25,47 | 25,47 | 76 |
| CP_e0,70_c3_1t | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 46 |
| CP_e0,70_c3_2t | 3 | 41,18 | 1,43 | 28,76 | 28,76 | 52 |
| CP_e0,78_c3_1t | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 48 |
| CP_e0,78_c3_2t | 3 | 43,82 | 1,37 | 32,03 | 32,03 | 62 |
| CP_e0,62_c5_1t | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 144 |
| CP_e0,62_c5_2t | 5 | 38,27 | 2,46 | 15,53 | 15,53 | 123 |
| CP_e0,70_c5_1t | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 73 |
| CP_e0,70_c5_2t | 5 | 41,19 | 2,35 | 17,54 | 17,54 | 85 |
| CP_e0,78_c5_1t | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 123 |
| CP_e0,78_c5_2t | 5 | 43,82 | 2,24 | 19,53 | 19,53 | 103 |
| CP_e0,62_c7_2t | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 213 |
| CP_e0,62_c7_3t | 7 | 38,28 | 3,40 | 11,27 | 11,27 | 201 |
| CP_e0,70_c7_1t | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 148 |
| CP_e0,70_c7_2t | 7 | 41,17 | 3,24 | 12,72 | 12,72 | 160 |
| CP_e0,78_c7_1t | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 179 |
| CP_e0,78_c7_2t | 7 | 43,83 | 3,09 | 14,18 | 14,18 | 112 |

7.2. CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

As curvas de tensão e deformação apresentadas no capítulo cinco nos 5.5 e 5.6 foram obtidas da seguinte forma:

- Durante os ensaios de compressão e tração procedeu-se ao registo direto, com auxílio de um cronómetro de modo a fazer registos de 10 em 10 segundos, das medições que o anel dinamométrico expunha.
- A partir do registo realizado, e sabendo a velocidade da prensa (1.14mm/min), através da fórmula 6.1, obteve-se a deformação do provete.

$$\delta = \frac{t \times 1.14}{60} \quad (7.1)$$

δ – Deformação do provete (mm)

t – Tempo (s)

- Depois de calculado o deslocamento provocado no provete, calcula-se a partir da fórmula 6.2 a extensão deste.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_0} \quad (7.2)$$

ε – Extensão do provete (%);

δ – Deformação do provete (mm);

Para os ensaios de compressão:

L_0 – Média das alturas registadas do provete;

Para os ensaios de tração:

L_0 – Média dos diâmetros registados do provete.

- De seguida para se obter a carga (KN) realizada pelo anel dinamométrico, utilizou-se as medições (μm) obtidas durante os ensaios e utilização as fórmulas de calibração dos respectivos anéis (6.3 e 6.4);

Para o anel de 50KN:

$$P = 0,23 \times x + 0,057 \quad (7.3)$$

Para o anel de 10KN:

$$P = 0,00486 \times x + 0,093816 \quad (7.4)$$

P – Força realizada pelo anel dinamométrico (KN);

x – Medição obtida a partir do anel dinamométrico (μm);

- De seguida para obter a tensão para os diferentes pontos, utilizou-se a fórmula 6.5;

Ensaio se compressão simples:

$$\sigma = \frac{P}{\Pi \times r^2} \quad (7.5)$$

Ensaio de compressão diametral:

$$\sigma = \frac{P}{D \times L} \quad (7.6)$$

σ – Tensão (KPa)

P – Força realizada pelo anel dinamométrico (KN);

L – Média das alturas registadas do provete;

r - Média dos diâmetros registados do provete.

Tabela 7. 7 - Tabela representativa de em ensaio de compressão para obtenção de uma curva tensão-deformação.

| Tempo (s) | Medição (μm) | δ (mm) | ϵ (mm) | P (kN) | σ (kPa) |
|-----------|---------------------------|---------------|-----------------|--------|----------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 20 | 0,190 | 0,002 | 0,191 | 96,254 |
| 20 | 31 | 0,380 | 0,004 | 0,244 | 123,193 |
| 30 | 40 | 0,570 | 0,006 | 0,288 | 145,234 |
| 40 | 45 | 0,760 | 0,008 | 0,313 | 157,479 |
| 50 | 49 | 0,950 | 0,009 | 0,332 | 167,275 |
| 60 | 52 | 1,140 | 0,011 | 0,347 | 174,622 |
| 70 | 56 | 1,330 | 0,013 | 0,366 | 184,418 |
| 80 | 59 | 1,520 | 0,015 | 0,381 | 191,765 |
| 90 | 61 | 1,710 | 0,017 | 0,390 | 196,663 |
| 100 | 62 | 1,900 | 0,019 | 0,395 | 199,112 |
| 110 | 63 | 2,090 | 0,021 | 0,400 | 201,561 |

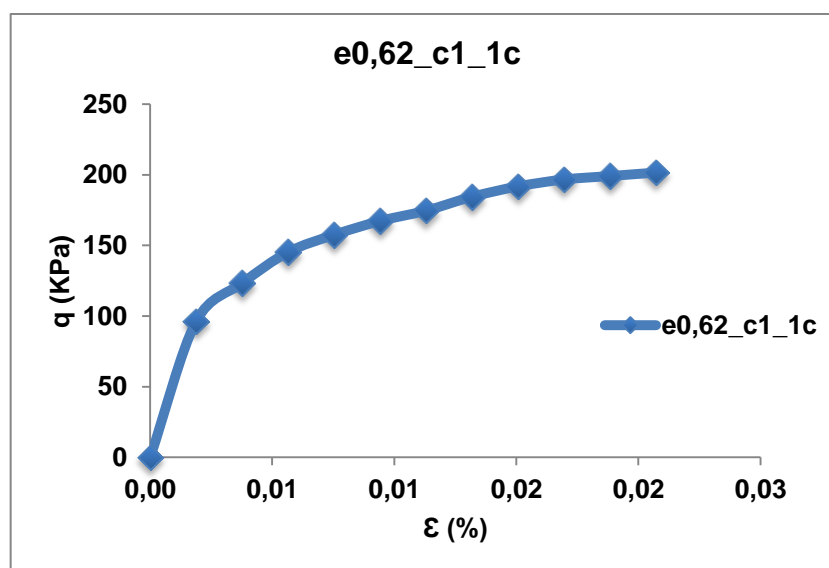


Fig. 7. 1 - Curva tensão-deformação relativa aos dados expostos na tabela 7.7.