

### 3 ASPECTOS RELEVANTES

#### 3.1 Petróleo Brasileiro S.A

Petróleo Brasileiro S.A. (Petrobras) é uma empresa de capital aberto (sociedade anônima), cujo acionista majoritário é o Governo do Brasil (União). É, portanto, uma empresa estatal de economia mista. Com sede no Rio de Janeiro, opera atualmente em 25 países, no segmento de energia, prioritariamente nas áreas de exploração, produção, refino, comercialização e transporte de petróleo, gás natural e seus derivados. O seu lema atual é "Uma empresa integrada de energia que atua com responsabilidade social e ambiental" (<http://www.petrobras.com.br/pt/>, 2014).

A Petrobras atua em diversos campos, com suas plataformas que buscam petróleo nas profundezas do oceano e com as refinarias, oferecem produtos variados que reúnem praticidade, tecnologia e respeito ao meio ambiente. Abaixo é listada as bacias de onde sai o óleo e o gás que movimentam a Petrobras.

- a. Bacia de Campos;
- b. Bacia de Santos;**
- c. Bacia do Espírito Santos;
- d. Bacia do Jequitinhonha;
- e. Bacia do Recôncavo;
- f. Bacia do Tucano;
- g. Bacia de Camamu-Almada;
- h. Bacia de Sergipe e Alagoas;
- i. Bacia do Potiguar;
- j. Bacia dos Solimões.

#### 3.2 Bacia Petrolífera de Santos

É a maior bacia sedimentar offshore do país, com uma área total de mais de 350 mil quilômetros quadrados e que se estende de Cabo Frio (RJ) a Florianópolis

(SC). Os primeiros investimentos em estudos referentes à exploração e produção nesta bacia são dos anos 1970.

Um pouco mais da metade da área explorada na bacia está em lâminas d'água profundas (acima de 300 metros) e ultraprofundas (acima de 1500 metros). E é na bacia de Santos que a Petrobras encontrou e superou o primeiro desafio de ultrapassar uma profundidade de 7.500 metros na perfuração exploratória dos campos do pré-sal. A bacia é dividida em sete pólos de produção no mar:

- a. Campo de Merluza;
- b. Campo de Mexilhão;
- c. Campo de Uruguá;
- d. Campo de Lula;
- e. Campo de Guará;
- f. Campo de Baúna;
- g. Campo de Sapinhoá.

### 3.3 Sede Administrativa da Bacia Petrolífera de Santos

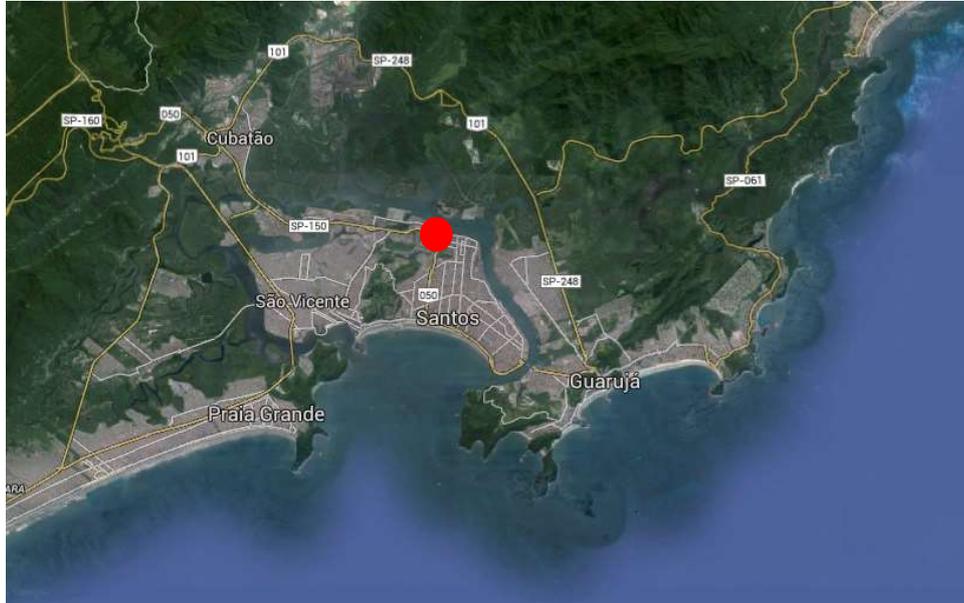
A sede administrativa da Bacia de Santos é localizada às margens da Baía de Santos (Figura 28), na região periférica às ruas Marquês de Herval e Senador Cristiano Ottoni no bairro Valongo (Figura 29), cidade de Santos, SP.

A nova sede da Unidade de Exploração e Produção de Gás e Petróleo da Bacia de Santos ocupará uma área de 25.000 m<sup>2</sup> no Largo Marquês de Monte Alegre, alavancando a revitalização da região central histórica (Figura 30). Com as três torres de escritórios e salas de trabalho, a sede da Petrobras terá parque e praça do conhecimento abertos ao público. Além disso, o Museu do Petróleo ocupará o antigo armazém ferroviário no local.

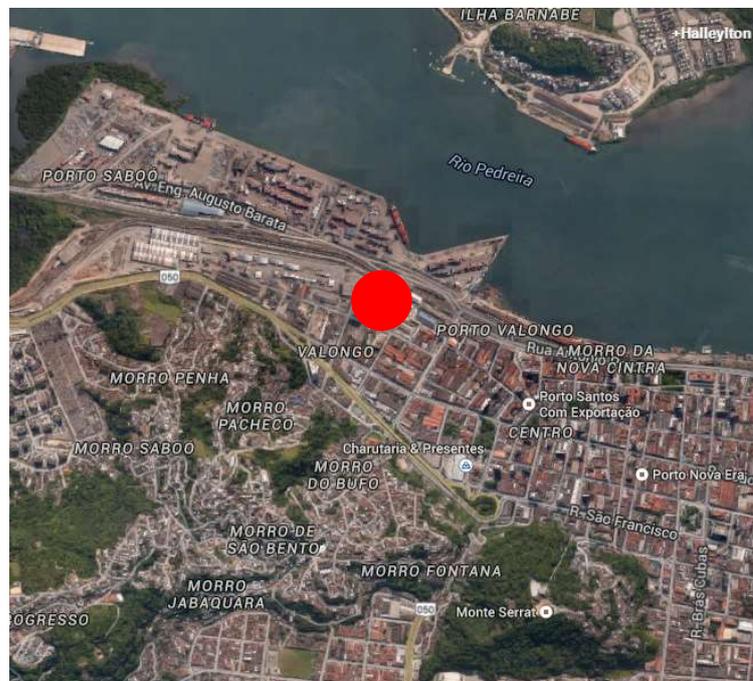
A primeira torre terá 15.500 m<sup>2</sup> (Figura 31). Ela e o embasamento do complexo contarão com amplos estacionamentos, bicicletário, setor de atendimento médico, praça de alimentação, laboratório, auditório, centro de treinamento, lojas, banca de jornal e áreas de integração.

O prédio cumprirá exigências internacionais de sustentabilidade ambiental, usando menos energia elétrica e ar condicionado, e mais luz e ventilação naturais,

sem comprometer o conforto dos funcionários e visitantes, haverá ainda área verde com espécies nativas da região. Os investimentos da Petrobras com a nova sede em Santos são de R\$ 380 milhões. As outras duas torres serão construídas de acordo com a demanda das operações de petróleo e gás na Bacia de Santos.



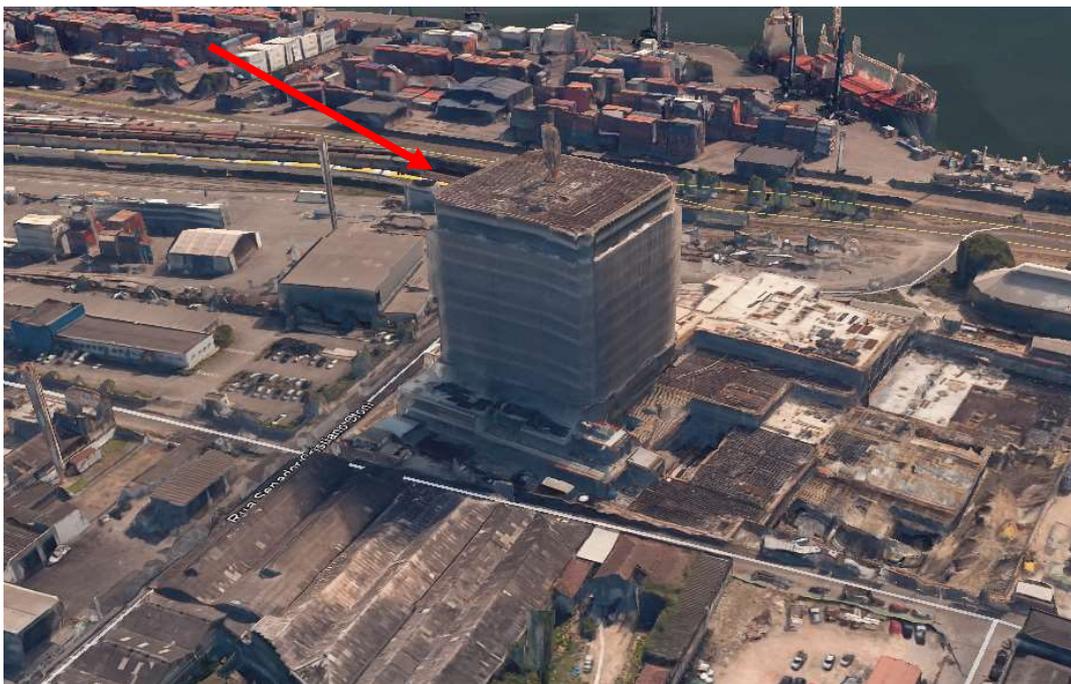
**Figura 28 – Localização da Cidade de Santos**



**Figura 29 – Localização da região de Valongo**



**Figura 30 – Localização da área de implantação da sede administrativa da Bacia de Santos**



**Figura 31 – Primeira torre da sede administrativa da Bacia de Santos**

#### 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente capítulo apresenta o programa de ensaios de laboratório e de campo realizados com o objetivo de caracterizar e estimar parâmetros de resistência, deformabilidade e compressibilidade para a argila mole da área de implantação de uma Unidade Administrativa da Bacia de Santos em Santos-SP (Baixada Santista).

Na Tabela 6 estão identificadas as ilhas onde foram extraídas amostras Shelby's e realizados os ensaios de campo e a Figura 32 apresenta a localização das ilhas de investigações geotecnicas realizadas para este estudo.

Já a Tabela 7 e Tabela 8 detalham o programa de ensaios de laboratório e de campo realizados, respectivamente.

**Tabela 6 – Ilhas de investigações geotecnica**

Ilhas	Shelby's	SPT	VST	DMT	CPTU
I1	-	SP-113	-	DMT-01	CPTU-01
I2	-	SP-114	-	DMT-02	CPTU-02
I3	-	SP-115	-	DMT-03	CPTU-03
I4	-	SP-116	-	DMT-04	CPTU-04
I5	-	SP-117	-	DMT-05	CPTU-05
I6	-	SP-118	-	DMT-06	CPTU-06
I7	-	SP-119	-	DMT-07	CPTU-07
I8	SH-01	-	VST-01	-	-
I9	SH-02	-	VST-02	-	-
I10	SH-03	-	VST-03	-	-
I11	SH-04	-	VST-04	-	-
I12	SH-05 e SH-06	-	-	-	-

**Tabela 7 – Programa de ensaios de laboratório**

## Ensaio de Laboratório

Shelby's	Granulometria	Densidade real dos grãos	Limites de Atterberg	Ensaio de Adensamento - SIC	Ensaio Triaxial		
					CID	CIU	UU
SH-01	1	1	1	SIC-01	-	-	UU-01
SH-02	1	1	1	SIC-02	-	-	UU-02
SH-03	1	1	1	SIC-03	-	-	-
SH-04	1	1	1	SIC-04	-	-	-
SH-05	-	-	-	SIC-05	CID-01	CIU-01	-
SH-06	-	-	-	SIC-06	CID-02	CIU-02	-
-	-	-	-	-	-	-	-

**Tabela 8 – Programa de ensaios de campo**

## Ensaio de Campo

SPT	VST	DMT	CPTU
SP-113	VST-01	DMT-01	CPTU-01
SP-114	VST-02	DMT-02	CPTU-02
SP-115	VST-03	DMT-03	CPTU-03
SP-116	VST-04	DMT-04	CPTU-04
SP-117	-	DMT-05	CPTU-05
SP-118	-	DMT-06	CPTU-06
SP-119	-	DMT-07	CPTU-07

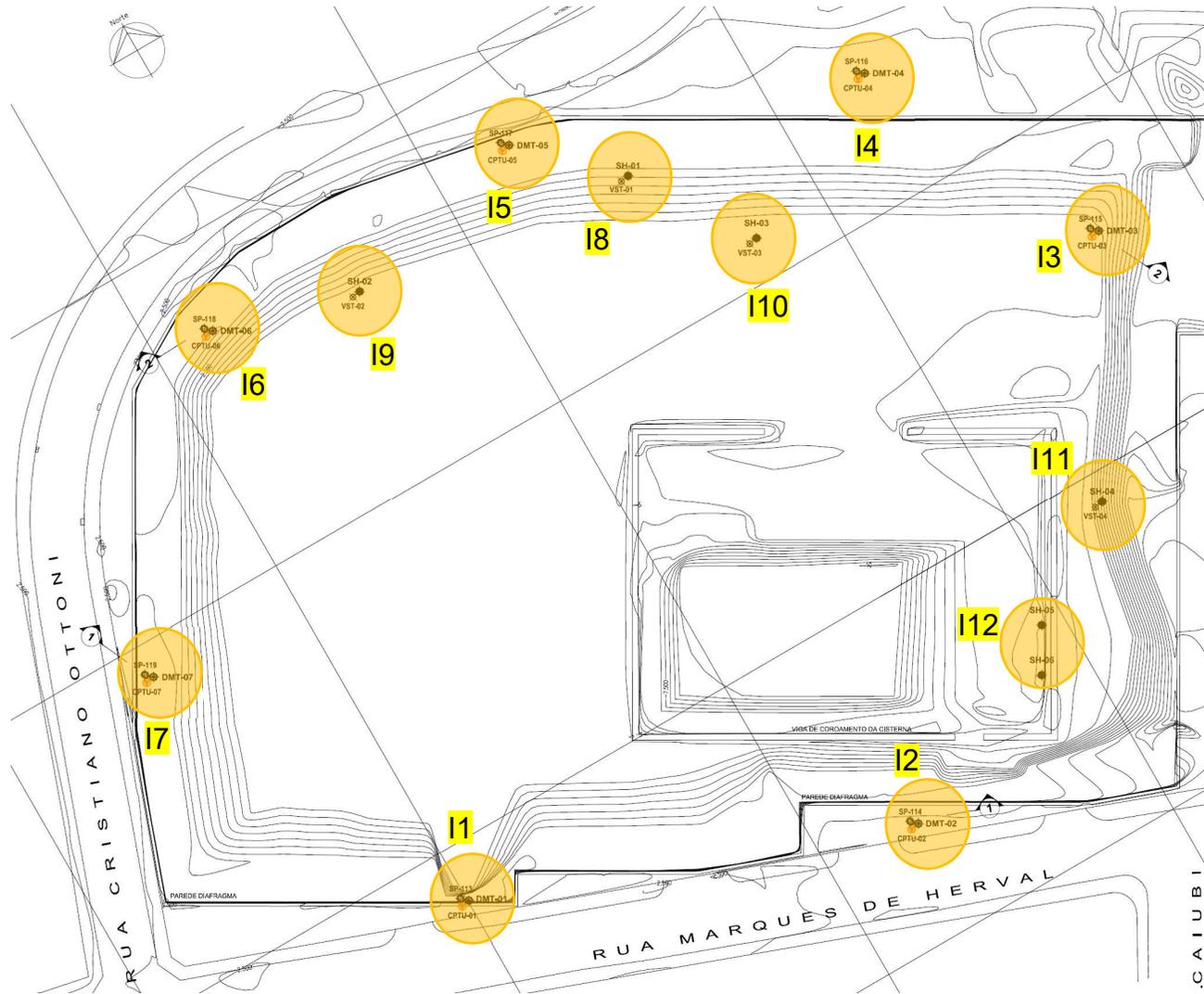


Figura 32 – Planta de localização das investigações geotécnicas

## 4.1 Ensaio de laboratório

Nesta seção são apresentados os procedimentos e normas empregadas para a realização dos ensaios de laboratório.

### 4.1.1 Amostragem

As amostras indeformadas foram extraídas em seis furos realizados especialmente para este fim (ilhas 8 a 12). As profundidades de extração das amostras foram de 7,5 m a 9,0 m (Tabela 9), as investigações de campo mais próximas das amostras são os VST's, porém o CPTU-02, 03, 04, 05 e 06 podem ser empregados para efeitos comparativos.

Nesta campanha foi utilizado o amostrador tipo Osterberg de pistão estacionário, com 10 cm de diâmetro e 80 cm de comprimento. A extração das amostras foram feitas a partir de furo perfurado por lavagem até a cota de extração. Atingida a cota de amostragem, o tubo amostrador era cravado no solo, permanecendo em repouso por um período de aproximadamente uma hora. Após a extração, as amostras eram parafinadas, identificadas e, em seguida, enviadas para o laboratório.

**Tabela 9 – Profundidade de extração de amostras**

Shelby's	Prof. (m)
SH-01	8,5
SH-02	9,0
SH-03	9,0
SH-04	9,0
SH-05	7,5
SH-06	7,5

#### 4.1.2 Caracterização geotécnica

Os ensaios de caracterização geotécnica, foram desenvolvidos seguindo as normas ABNT existentes.

- a. Ensaio de granulometria por peneiramento e com sedimentação: ABNT-NBR-7181;
- b. Limites de Atterberg:
  - i. Limites de Liquidez (LL): ABNT-NBR-6459;
  - ii. Limites de Plasticidades (LP): ABNT-NBR-7180.
- c. Umidade natural ( $w$ ): ABNT-NBR-6457;
- d. Peso específico real dos grãos ( $\delta$ ): ABNT-NBR-6508;
- e. Peso específico natural ( $\gamma$ ): ABNT-NBR-10838;

Vale resaltar que os ensaios de LL foram realizados com secagem prévia, contrapondo com bibliografias que consideram que os ensaios de limite de liquidez e plasticidade em argilas não devem ser realizados com amostras previamente secas ao ar, pois a secagem prévia do material afeta as características de plasticidade da argila.

#### 4.1.3 Ensaio de adensamento

Foram realizados seis ensaios de adensamento incremental, denominados de SIC-01, SIC-02, SIC-03, SIC-04, SIC-05 e SIC-06. Os corpos de provas para os ensaios SIC-01 a SIC-04 foram moldados através da cravação lenta de anéis metálicos de 50 mm de diâmetro e 32 mm de altura, enquanto que os corpo de prova para os ensaios SIC-05 e SIC-06 foram moldados com anéis metálicos de 76 mm de diâmetro e 24,5 mm de altura.

Todos os seis ensaios foram realizados com inundação no carregamento de 10 kPa. Os ensaios SIC-01, SIC-02, SIC-03 e SIC-04 foram realizados através da aplicação de nove estágios de carregamentos axiais (10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280 e 1920 kPa) com incremento de carga de cada estágio ( $\Delta\sigma_v / \sigma_v$ ) de 0,5 e três

estágios de descarregamentos (640, 80, 10 kPa). Os ensaios SIC-05 e SIC-06 foram realizados através de 12 estágios de carregamentos axiais (10, 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 160, 320, 640 e 1280) e três estágios de descarregamentos (320, 80 e 20 kPa).

Os estágios de carregamento foram monitorados por 24 horas e o monitoramento das deformações verticais ao longo do tempo foi feito através de extensômetros mecânicos com precisão de 1  $\mu\text{m}$ .

#### 4.1.4 Ensaio triaxial

Foram moldados 20 corpos de prova para a realização de seis ensaios triaxiais, subdivididos em dois ensaios CID (CID-01 e CID-02), dois ensaios CIU (CIU-01 e CIU-02) e dois ensaios UU (UU-01 e UU-02), nos ensaios CIU foram rompidos oitos corpos de provas e nos ensaios CID e UU seis corpos de provas em cada ensaios foram rompidos.

Os ensaios do tipo CID consolidado isotropicamente e drenado, foram realizados em duas séries para tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa e 400 kPa (CID-01 e CID-02). Onde na fase de saturação dos seis corpos de provas, foram aplicados incrementos de pressão confinante sob condições não drenadas, observados os desenvolvimentos das poropressões e computados os valores do parâmetro B de Skempton (1954). O cisalhamento foi realizado com uma velocidade de carregamento axial de 0,004 mm/min, durante um período de aproximadamente 83 horas de ensaio.

Os ensaios do tipo CIU consolidado isotropicamente e não drenado, foram realizados em duas séries para tensões confinantes de 100 kPa, 200 kPa 300 kPa e 400 kPa (CIU-01 e CIU-02). Para a estimativa do parâmetro B, tensões confinantes aplicadas em estágios foram aplicadas durante a saturação dos oitos corpos de provas. A fase de cisalhamento de cada corpo de prova levou aproximadamente 3 horas, apresentando uma velocidade de carregamento axial de 0,1 mm/min.

Foram realizadas duas séries de ensaios do tipo UU não consolidado e não drenado, com tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa (UU-01 e UU-02). Estes ensaios foram mais rápidos do que os demais, com velocidade de carregamento

axial de 0,434 mm/min na fase de cisalhamento dos seis corpos de provas, sendo estimada uma duração de aproximadamente 1 hora para cada ensaio.

## 4.2 Ensaio de campo

Nesta seção são apresentados os procedimentos e normas empregadas para a realização dos ensaios de campo.

### 4.2.1 Sondagens a percussão (SPT)

Para a determinação prévia do perfil geotécnico do local foram realizados sondagens SPT, num total de sete ensaios, conforme localização apresentada na Figura 32 e Tabela 6.

Os ensaios SPT foram realizados para cada metro, usando um amostrador padrão de 450 mm de comprimento e diâmetros interno e externo de 34,9 mm e 50,8 mm, respectivamente. O limite de cada sondagem está apresentado na Tabela 10

**Tabela 10 – Limites de execução das sondagens SPT**

Ensaio	Prof. (m)
SP-113	34,0
SP-114	31,0
SP-115	43,0
SP-116	45,0
SP-117	29,0
SP-118	29,0
SP-119	34,0

#### 4.2.2 Ensaio de palheta (VST)

O ensaio de palheta visa determinar a resistência não-drenada de solos argilosos “in situ” ( $S_u$ ), utilizando palheta de seção cruciforme, a qual é cravada no terreno e submetida ao torque necessário para cisalhar o solo ao seu redor por rotação.

Foram realizados 4 ensaios de palheta (VST-01, VST-02, VST-03 e VST-04) nas profundidades de 6 m a 12 m, conforme apresentado na Tabela 11.

**Tabela 11 – Profundidade dos ensaios de palhetas**

Ensaio	Prof. (m)						
VST-01	7,0	VST-02	6,5	VST-03	6,0	VST-04	7,0
	7,5		7,0		7,0		8,0
	9,0		8,0		9,0		9,0
	10,0		9,0		10,0		10,0
	-		10,0		-		11,0
	-		11,0		-		12,0
	-		12,0		-		-

O ensaio realizado foi do tipo “A” da norma brasileira da ABNT, que consiste na cravação estática da palheta, com auxílio de tripé de sondagem, a partir da superfície do terreno. Cinquenta centímetros antes da cota de realização do ensaio, a cravação é interrompida e aciona-se um conjunto de hastes internas, que posiciona a palheta abaixo do conjunto, onde então é realizado o ensaio.

A rotação da palheta foi realizada por meio de motor elétrico, com capacidade de até 100 N.m, com uma velocidade precisa de 0,1°/seg. A captação de dados então é feita por meio de software específico, que fornece em tempo real, a curva “Torque x Rotação”.

Inicialmente foi realizado procedimentos para determinar a resistência não drenada indeformada, posteriormente procedeu-se com a determinação da resistência não drenada amolgada, procedimento possível somente em quatro profundidades de ensaios, uma para cada VST, em virtude da alta resistência do solo ensaiado. Após

esses ensaios, é possível a determinação da “sensibilidade” do solo, pela comparação dos dois valores.

A palheta utilizada possui as dimensões descritas na norma ABNT, sendo 65 mm de diâmetro e 130 mm de altura e resistência máxima de ensaio de 60 kPa.

A normalização dos procedimentos é feita no Brasil pela NBR 10.905 da ABNT “Ensaio de Palheta in situ”.

#### 4.2.3 Ensaio dilatométrico (DMT)

A Figura 32 e a Tabela 6 apresentam detalhes da localização dos ensaios de DMT realizados para este estudo. No total foram realizados setes ensaios de DMT (DMT-01, DMT -02, DMT -03, DMT -04, DMT -05, DMT -06 e DMT -07).

O ensaio consistiu em aplicar pressões ao solo, através de uma membrana metálica de 6 cm de diâmetro, instalada na face lateral de uma lâmina muito delgada, produzida em aço inoxidável, de altíssima resistência.

Sobre a membrana foi aplicado uma pressão, exercida pela introdução de gás nitrogênio extra seco, inserido nas costas dessa membrana, de maneira tal, que essa venha se expandir, contra o terreno, atingindo um valor máximo de deslocamento de 1,1 mm em seu centro, medindo-se, então, as pressões do início e do final dessa expansão, por meio de um par de manômetros, de alta precisão, disponíveis na central de leituras do equipamento instalada na superfície do terreno.

O gás nitrogênio, extra-seco fica disponível na superfície do terreno, em cilindro blindado, de alta pressão, com limite superior de até 80 kgf/cm<sup>2</sup> (equivalente a cerca de 800 metros de coluna d’água), assegurado pelo uso de uma válvula reguladora de pressão.

Uma fiação elétrica liga a membrana, instalada na lâmina delgada, à unidade de controle, permitindo a monitoração da expansão da membrana contra o solo.

Como sistema de reação foi utilizado um equipamento hidráulico (Figura 35), de fabricação “Geoprobe” (USA) ancorado no terreno, com capacidade de avanço de até 200 kN (20tf).

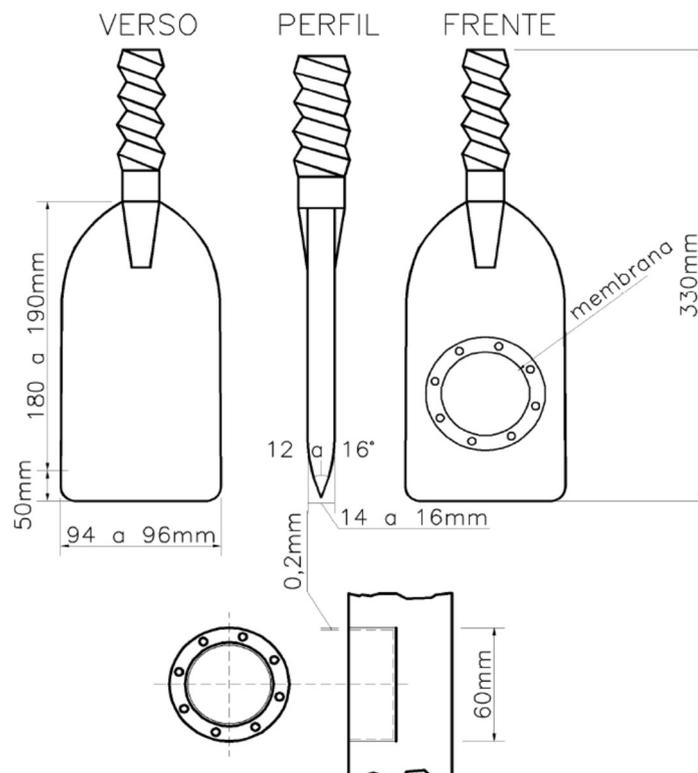
A Figura 33 e Figura 34 apresentam respectivamente detalhes da lâmina e membrana empregada nos ensaios de DMT realizados.

A Tabela 12 apresenta as profundidades máximas atingidas pelos ensaios de DMT realizados.

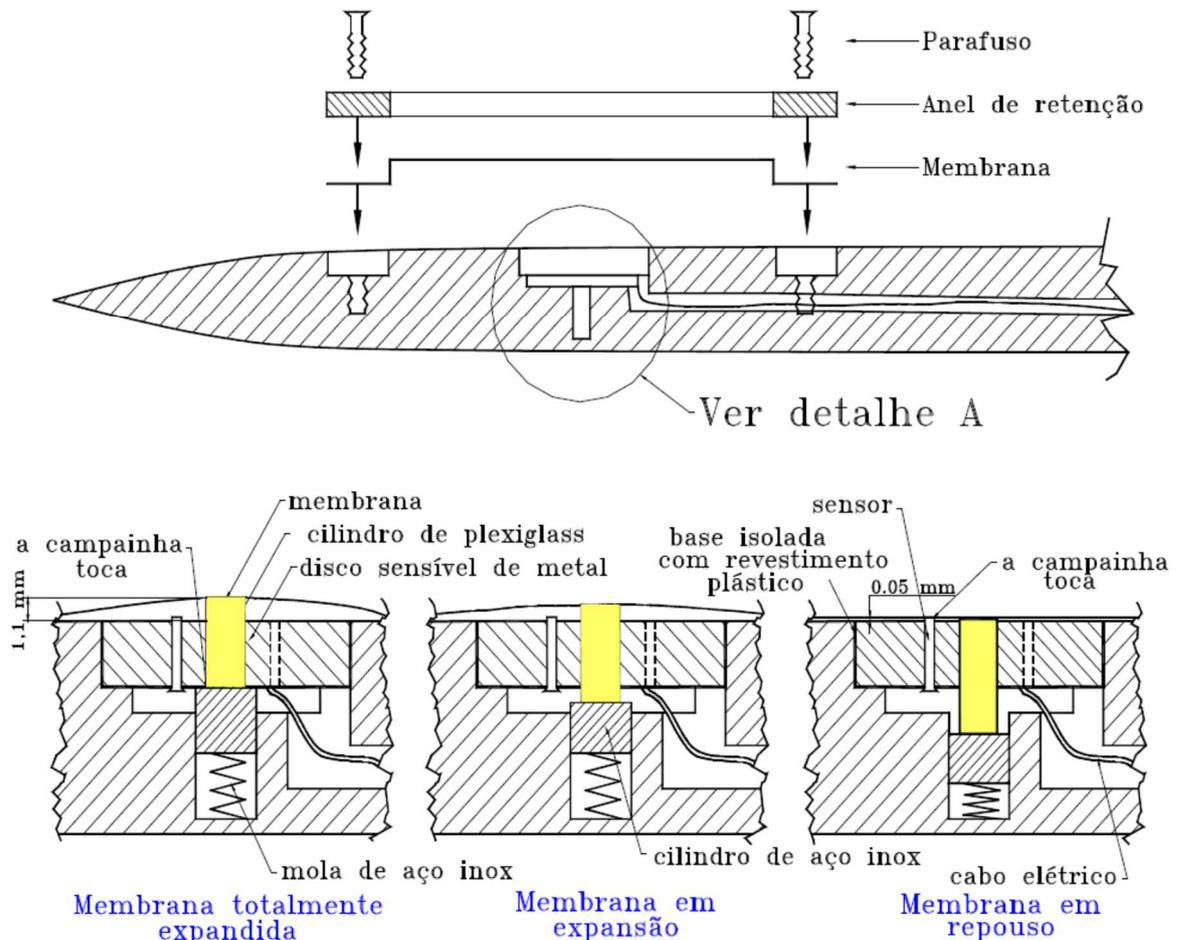
A normalização dos procedimentos é estabelecida nos Estados Unidos pela ASTM “Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer Test” - D6635-01 e na Europa pelo Eurocode 7 - Geotechnical Design - Part 3 - “Design assisted by field testing” - Section 9 - “Flat Dilatometer Test (DMT)”. No Brasil, ainda não existe uma normalização para os procedimentos do ensaio de DMT.

**Tabela 12 – Profundidade dos ensaios de DMT**

Ensaio	Prof. (m)
DMT-01	25,00
DMT-02	27,00
DMT-03	41,40
DMT-04	37,80
DMT-05	27,80
DMT-06	28,20
DMT-07	25,00



**Figura 33 – Detalhe da lâmina de DMT (Damasco Penna, 2010)**



**Figura 34 – Detalhe da membrana de DMT (Damasco Penna, 2010).**

#### 4.2.4 Ensaio de piezocone (CPTU)

Foram realizados setes ensaios de CPTU (CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03, CPTU-04, CPTU-05, CPTU-06 e CPTU-07), com medidas de poropressão. A Figura 32 e a Tabela 6 apresenta detalhes da localização destes ensaios.

O equipamento utilizado consiste de um piezocone eletrônico com resistência máxima de ponta de 30 MPa. O cone possui as seguintes dimensões: diâmetro de 3,6 cm, um ângulo de 60°, área transversal de 10 cm<sup>2</sup> e luva de atrito com uma área de 150 cm<sup>2</sup>. O mesmo é inserido no terreno de maneira estática, a uma velocidade de penetração constante, de 20 mm/s.

O ensaio consiste na aquisição contínua de dados, os quais são armazenados no disco rígido de um computador na superfície do terreno. Os dados registrados são:

resistência de ponta do cone ( $q_c$ ), resistência ao atrito lateral ( $f_s$ ), poropressão ( $u_2$ ), inclinação do cone e velocidade de cravação. As medidas de poropressão foram realizadas a partir de uma pedra porosa localizada imediatamente acima da ponta cônica, correspondente à posição  $u_2$ .

Como sistema de reação foi utilizado um equipamento hidráulico (Figura 35), de fabricação “Geoprobe” (USA) ancorado no terreno, com capacidade de avanço de até 200 kN (20tf).

A Tabela 13 apresenta as profundidades máximas atingidas pelos ensaios de CPTU realizados.

O ensaio de cone é normatizado pela ASTM D-5778-95: “Standart test method for performing eletronic fricion cone and piezocone testing of soils” e no Brasil pela NBR 12069: “Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)”.

**Tabela 13 – Profundidade dos ensaios de CPTU**

Ensaio	Prof. (m)
CPTU-01	24,72
CPTU-02	30,99
CPTU-03	42,05
CPTU-04	40,00
CPTU-05	28,28
CPTU-06	28,95
CPTU-07	32,78



**Figura 35 – Equipamento para cravação da lâmina de DMT e cone do CPTU (Damasco Penna, 2010).**

## 5 RESULTADOS DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

### 5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo serão analisadas as investigações de laboratório e de campo programadas e apresentadas no capítulo 4.

### 5.2 Ensaio de laboratório

#### 5.2.1 Caracterização geotécnica

No presente estudo, foram realizados quatro ensaios de granulometria com sedimentação, conforme descrito anteriormente no Capítulo 4. As curvas granulométricas, apresentadas na Figura 36 mostram a predominância da fração argila em uma faixa de 42 % a 65 % dentre as quatro amostras ensaiadas.

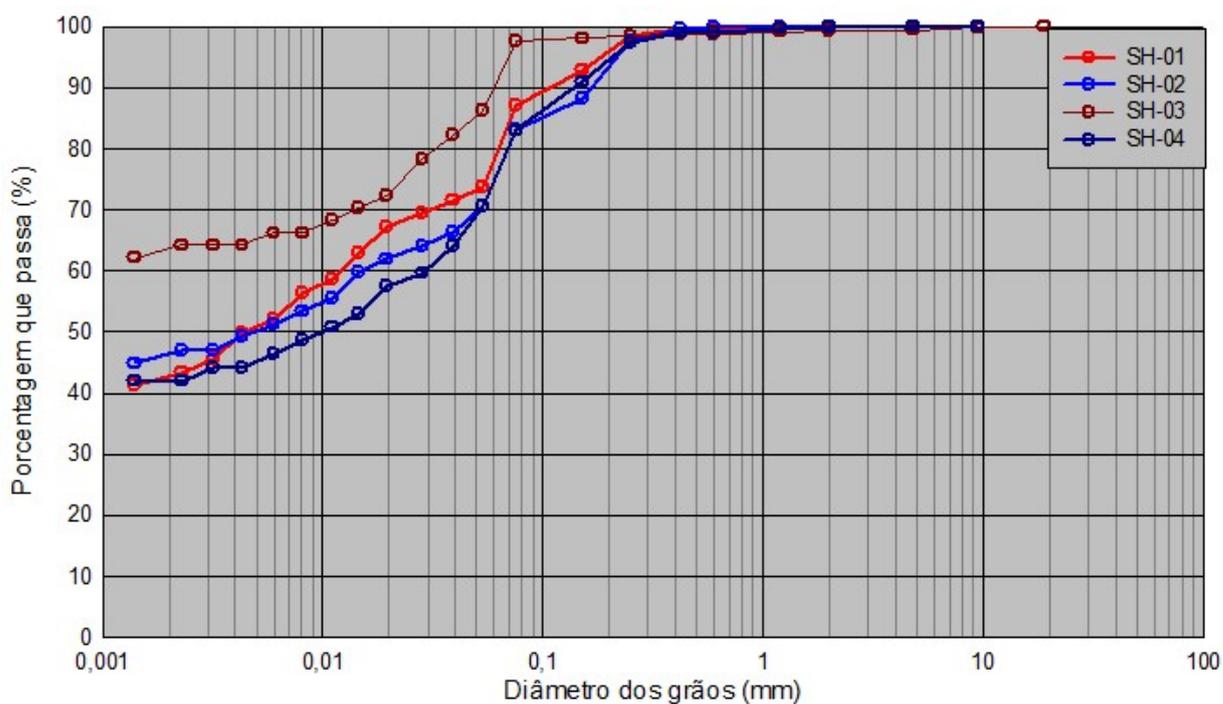


Figura 36 – Curva granulométrica do solo estudado

A Tabela 14 e a Tabela 15 apresentam os percentuais de cada fração de solo levando em consideração as escalas granulométricas da NBR-6502 e NBR-5734 respectivamente.

A Tabela 14 mostra que, de acordo com a norma NBR 6502, as amostras são constituídas por um material argilo-siltoso, com frações de argilas de 42 % a 63 %, frações de siltes de 27 % a 35 % e de 10 % a 26 % de areia, apresentando ainda menos de 1 % de pedregulho fino a médio.

As amostras foram classificadas pela escala granulométrica da NBR-5734, como um material argilo-arenoso com exceção da amostra do shelby SH-03, com frações de argilas numa faixa de 45 % a 51 %, frações de areia de 26 % a 31 % e de 20 % a 24 % de silte. A amostra do shelby SH-03 é constituída de acordo com a escala granulométrica da NBR-5734 como um material argilo-siltoso, com frações de argilas de 65 %, frações de silte de 20 % e frações de areia de 15%, apresentando ainda menos de 1 % de pedregulho fino (Tabela 15).

**Tabela 14 – Caracterização conforme ABNT –NBR-6502**

Amostras	Granulometria (%)						Designação
	Argila	Silte	Areia			Pedregulho	
			Fina	Média	Grossa		
SH-01	42,41	35,29	18,18	3,75	0,29	0,08	Argila Siltosa
SH-02	46,42	28,14	18,78	6,44	0,20	0,02	Argila Siltosa
SH-03	62,79	26,55	8,53	0,94	0,42	0,77	Argila Siltosa
SH-04	42,83	30,87	20,49	4,75	0,92	0,14	Argila Siltosa

**Tabela 15 – Caracterização conforme ABNT –NBR-5734**

Amostras	Granulometria (%)						Designação
	Argila	Silte	Areia			Pedregulho	
			Fina	Média	Grossa		
SH-01	50,67	23,01	25,85	0,39	0,06	0,02	Argila Arenosa
SH-02	49,99	19,75	29,76	0,48	0,02	0,00	Argila Arenosa
SH-03	64,89	19,91	13,87	0,56	0,19	0,58	Argila Siltosa
SH-04	44,68	24,15	30,06	0,97	0,12	0,02	Argila Arenosa

A Tabela 16 mostra os limites de Atterberg obtidos nos ensaios de caracterização. Valores de limites de liquidez entre 33 % e 70 %, limites de plasticidade de 19 % a 40 % e índice de plasticidade de 14 % a 30 % são observados. O índice de atividade apresentado na Tabela 16 classifica a argila presente no solo como inativa. Vale ressaltar que os ensaios foram realizados com secagem prévia conforme recomendação da Norma Brasileira.

**Tabela 16 – Limites de consistência do solo**

Amostras	Limite de Liquidez LL (%)	Limite de Plasticidade LP (%)	Índice de Plasticidade IP (%)	Índice de Atividade (Ia)	
				ABNT-NBR-6502	ABNT-NBR-5734
SH-01	50	27	23	0,54	0,45
SH-02	33	19	14	0,30	0,28
SH-03	70	40	30	0,48	0,46
SH-04	44	28	16	0,37	0,36

Os valores apresentados na Tabela 16 são significativamente inferiores aos sugeridos para argilas de baixadas litorâneas (LL=120 % e IP=80 %) apresentado por Pinto (2006). Os ensaios deste estudo foram realizados seguindo a recomendação de secagem prévia prevista na Norma Brasileira, fato que pode justificar os resultados encontrados.

Pinheiro (1980) e Ribeiro (1992) apud Spannenberg (2003) e Ortigão (1975), apresentam estudos que mostram que os valores de limites de liquidez (LL) quando realizados com secagem prévia são bem inferiores aos realizados com umidade natural, chegando a apresentar uma relação de até três vezes. Entretanto, Ribeiro (1992) apud Spannenberg (2003) e Ortigão (1975), não identificaram diferenças significativas entre valores de limites de plasticidade quando obtidos com e sem secagem prévia.

No Capítulo 6, os valores de limites de consistência apresentados neste capítulo serão comparados com trabalhos já publicados para os depósitos moles da Baixada Santista.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (Unified Soil Classification System - USCS) o solo estudado, na Baixada Santista, pode ser classificado como um silte muito plástico (MH) a uma argila de baixa (CL) a alta plasticidade (CH), conforme a Tabela 17.

Enquanto que, de acordo com a classificação de Highway Research Board (HRB) o mesmo solo pode ser classificado como siltoso (A-4 e A-5) a argiloso (A-6), ver Tabela 17.

**Tabela 17 – Classificação do solo de acordo com USCS e HRB**

Amostras	Limite de Liquidez LL (%)	Limite de Plasticidade LP (%)	Índice de Plasticidade IP (%)	Classificação dos Solos	
				USCS	HRB
SH-01	50	27	23	CH	A-5
SH-02	33	19	14	CL	A-4
SH-03	70	40	30	MH	A-6
SH-04	44	28	16	CL	A-5

A Tabela 18 apresenta os índices físicos obtidos nos quatro ensaios de caracterização realizados e a Tabela 19 reúne os índices físicos dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios de adensamento e triaxiais.

**Tabela 18 – Índices físicos dos ensaios de caracterização**

Amostras	Umidade Natural w (%)	Peso específico natural $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso específico dos grãos $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
SH-01	82,34	16,06	26,70
SH-02	42,89	16,28	26,30
SH-03	89,43	15,40	26,20
SH-04	60,63	16,20	26,30

**Tabela 19 – Índices físicos dos corpos de provas ensaiados**

Ensaio	Prof. (m)	Umidade Natural				Índice de vazios				Grau de saturação			
		$w_0$ (%)				$e_0$				$S_0$ (%)			
		CP-01	CP-02	CP-03	CP-04	CP-01	CP-02	CP-03	CP-04	CP-01	CP-02	CP-03	CP-04
SIC-01	8,5	77,49	-	-	-	2,19	-	-	-	94,46	-	-	-
SIC-02	9,0	46,25	-	-	-	1,40	-	-	-	86,91	-	-	-
SIC-03	9,0	74,61	-	-	-	2,06	-	-	-	94,93	-	-	-
SIC-04	9,0	38,58	-	-	-	1,02	-	-	-	99,97	-	-	-
SIC-05	7,5	47,90	-	-	-	1,38	-	-	-	97,02	-	-	-
SIC-06	7,5	46,50	-	-	-	1,27	-	-	-	97,05	-	-	-
CID-01	7,5	48,36	47,19	47,01	-	1,35	1,32	1,31	-	96,10	96,05	96,03	-
CID-02	7,5	46,05	43,26	41,21	-	1,32	1,25	1,20	-	93,00	92,00	92,30	-
CIU-01	7,5	45,45	43,18	44,70	44,27	1,30	1,27	1,27	1,29	93,03	91,10	94,07	91,00
CIU-02	7,5	42,09	42,86	44,75	41,72	1,27	1,25	1,30	1,23	88,04	91,03	92,00	91,12
UU-01	8,5	79,38	78,29	75,58	-	2,13	2,27	2,18	-	99,71	91,82	92,44	-
UU-02	9,0	64,34	61,05	59,61	-	1,72	1,71	1,93	-	98,41	93,82	85,58	-

### 5.2.2 Ensaio de adensamento

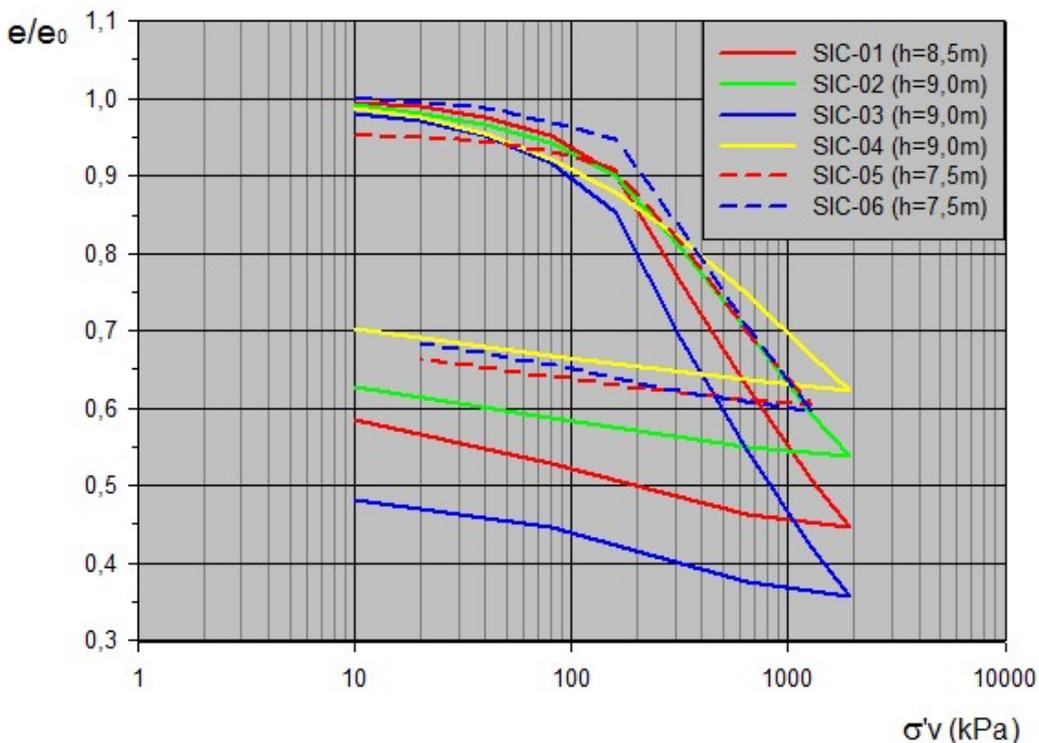
A Figura 37 apresenta as curvas de índice de vazios (normalizado pelo índice de vazios inicial), em função da tensão vertical efetiva para os seis ensaios de adensamento convencional realizados. Valores de tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), OCR, índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e índice de descompressão ( $C_s$ ) foram estimados a partir destas curvas e são apresentados na Tabela 20.

A tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), foi estimada empregando os métodos consagrados de Casagrande e Pacheco Silva. Os valores de  $\sigma'_{vm}$  obtidos pelo método de Casagrande variam de 106 kPa (SIC-03) a 143 kPa (SIC-05), enquanto que os obtidos pelo método de Pacheco Silva encontram-se numa faixa de 102 kPa (SIC-03) a 149 kPa (SIC-06).

Com exceção do ensaio SIC-06, o método de Casagrande apresentou valores  $\sigma'_{vm}$  superiores aos de Pacheco Silva em uma relação de 1,01 (SIC-01) a 1,06 (SIC-

04). Portanto, foram determinados valores de  $\sigma'_{vm}$  próximos pelos dois métodos. Na Tabela 20 são apresentados valores médios entre os obtidos pelos métodos citados.

Os valores de OCR estimados encontram-se em uma faixa de 1,34 a 1,84, dando indícios de um leve pré-adensamento do solo estudado. Os valores de OCR, assim como os índices de compressibilidade do solo ( $C_c$ ,  $C_r$ ,  $C_s$ ), estão apresentados na Tabela 20.



**Figura 37 – Variação do índice de vazios com a tensão vertical efetiva**

**Tabela 20 – Informações obtidas pela curva  $e$  versus  $\sigma'_v$**

Ensaio	Prof. (m)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	OCR	$C_c$	$C_r, C_s$
SIC-01	8,5	81,31	124,25	1,53	0,93	0,15
SIC-02	9,0	77,82	118,80	1,53	0,46	0,08
SIC-03	9,0	77,60	103,73	1,34	0,95	0,16
SIC-04	9,0	80,80	126,72	1,57	0,24	0,06
SIC-05	7,5	77,80	142,17	1,83	0,47	0,05
SIC-06	7,5	79,00	145,58	1,84	0,49	0,06

Valores de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) foram estimados através dos processos desenvolvidos por Casagrande e Taylor.

Como é possível observar na Figura 38 e na Figura 39, os valores de  $c_v$  foram estimados somente para três níveis de tensões (320 kPa, 640 kPa e 1280 kPa), o que é justificado, pelo fato das curvas de  $\sqrt{t}$  e  $\log t$ , respectivamente, não definirem o trecho inicial retilíneo e o trecho de compressão secundária para níveis de tensões inferiores (ver curvas de  $\sqrt{t}$  e  $\log t$ ).

Spannenberg (2003) cita que os valores de  $c_v$  obtidos pelo processo de Taylor são superiores aos valores obtidos pelo processo de Casagrande. Em estudos realizados em argila mole da Baixada Fluminense (Rio-Polímeros), o autor obteve uma razão de 1,9.

Duarte (1977) e Sayão (1980), apud Spannenberg (2003), comprovam que os valores de  $c_v$  obtidos pela  $\sqrt{t}$  são superiores aos obtidos pelo  $\log t$ . Para as argilas moles do Sarapuí, os autores obtiveram razão de  $c_v (\sqrt{t}) / c_v (\log t)$ , respectivamente, da ordem de 1,5 e 1,8. Neste trabalho, a razão entre os métodos foi da ordem 2,2.

A Figura 38 apresenta os valores de  $c_v$  ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) estimados pelo processo de Casagrande em função da tensão vertical efetiva. Verifica-se, nos ensaios realizados, um aumento do valor de  $c_v$  com o nível de tensão, com exceção do ensaio SIC-04.

Os ensaios SIC-01 e SIC-03 apresentam um leve aumento de  $c_v$  com o nível de tensão, apresentando faixa de valores entre  $5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  a  $9 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Já para os ensaios SIC-02, SIC-05 e SIC-06 esse aumento entre as tensões de 320 kPa e 640 kPa é bastante acentuado. Entre as tensões de 640 kPa a 1280 kPa, os ensaios SIC-02 e SIC-06 apresentam a mesma tendência dos ensaios SIC-01 e SIC-03. Entretanto, o ensaio SIC-05 continua com o acentuado aumento de  $c_v$ .

Os valores de  $c_v$  ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) apresentados na Figura 38 possuem alta dispersão de valores, situam-se na faixa entre  $3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  a  $46 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Entretanto, quando analisados os valores de  $c_v$  em  $\text{m}^2/\text{ano}$  (Figura 39), essa dispersão não é tão notável, indicando valores na faixa de  $1 \text{ m}^2/\text{ano}$  a  $14 \text{ m}^2/\text{ano}$ , onde 60% dos valores estimados situam-se na faixa de  $2 \text{ m}^2/\text{ano}$  a  $4 \text{ m}^2/\text{ano}$ .

É importante ressaltar que valores de  $c_v$  obtidos por métodos correntes de ensaios de laboratório, em muitas vezes, são imprecisos e com uma grande dispersão entre eles. Ortigão (1980) cita que diversos trabalhos já foram publicados sobre as dispersões dos valores de  $c_v$ , entre estes podemos citar o trabalho de Lacerda et.al, (1977).

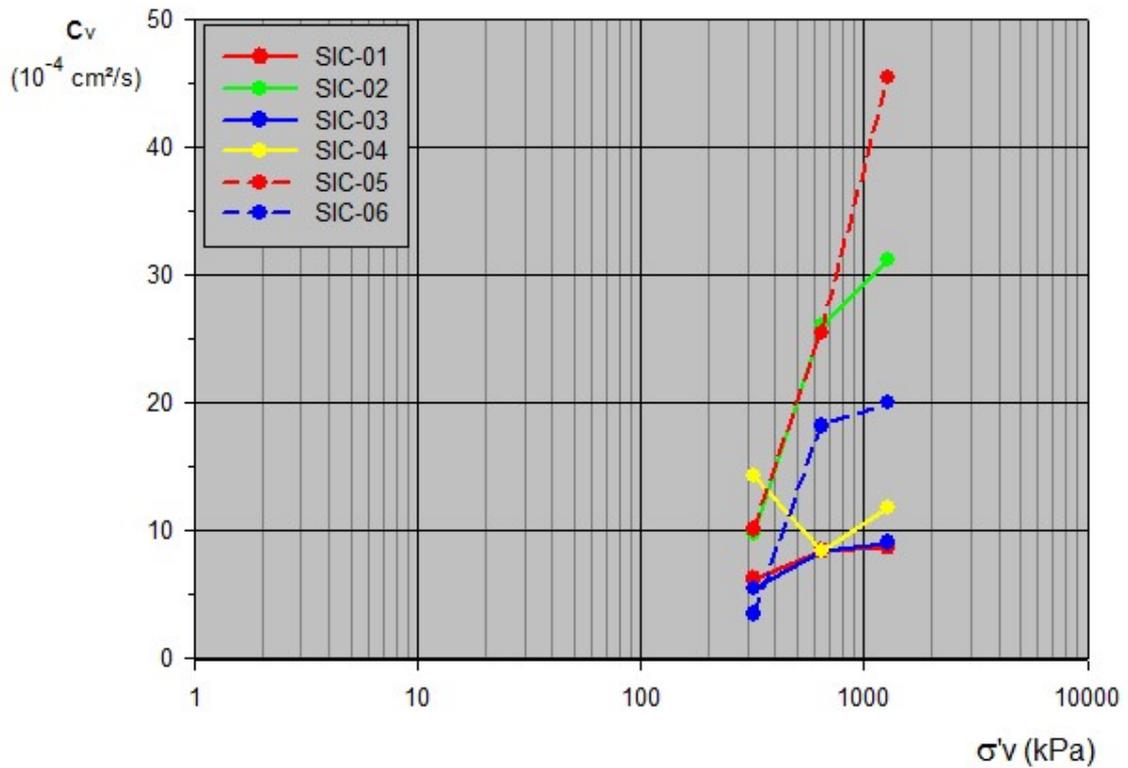


Figura 38 – Variação do  $c_v$  com a tensão vertical efetiva ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )

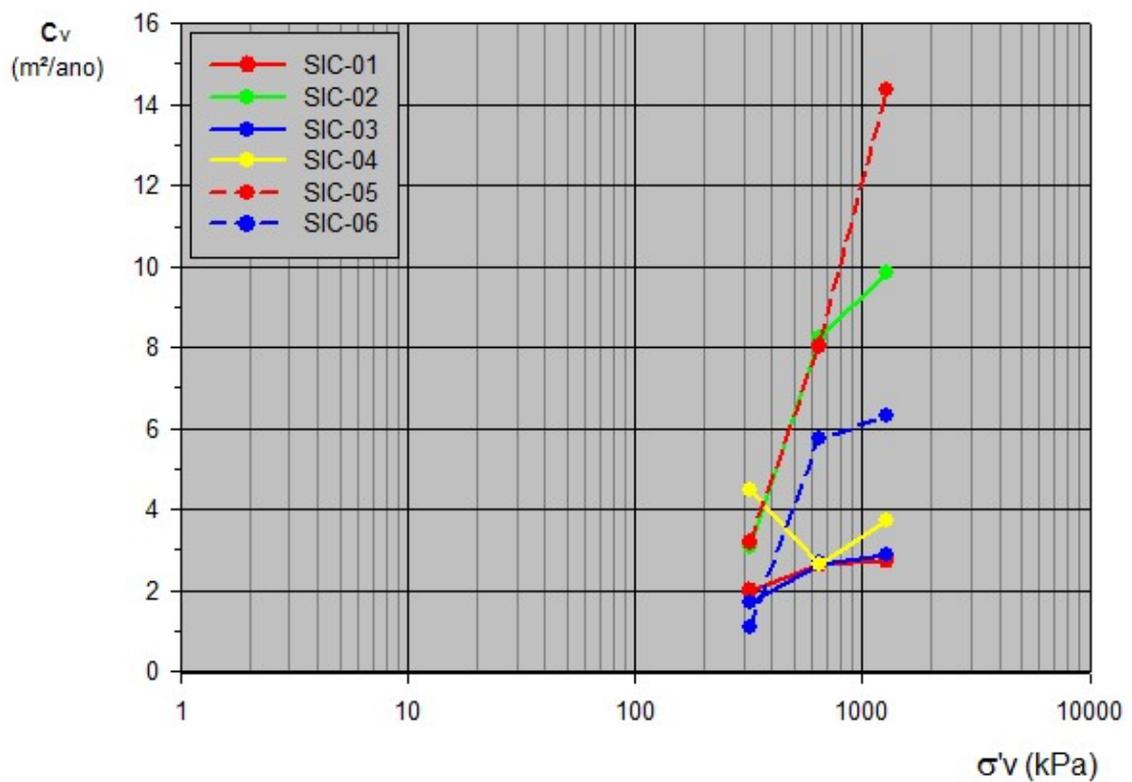


Figura 39 – Variação do  $c_v$  com a tensão vertical efetiva ( $\text{m}^2/\text{ano}$ )

O coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) foi definido através da razão entre a variação dos índices de vazios e o incremento de tensão vertical efetiva. A Figura 40 apresenta os valores do coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) estimados para os ensaios de adensamentos realizados em função da tensão vertical efetiva.

Foi observado que os valores de  $a_v$  estão numa faixa de  $0,1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$  a  $2,1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$  e que ocorre uma tendência de comportamento semelhante entre os ensaios após a tensão de pré-adensamento  $\sigma'_{vm}$ , onde os valores de  $a_v$  apresentam um acréscimo no intervalo 160 kPa a 320 kPa, seguido de decréscimo após os 320 kPa. A exceção fica por conta do ensaio SIC-04, onde valores de  $a_v$  somente decrescem com o aumento do nível de tensões.

Na Figura 41, são apresentados valores do módulo de compressibilidade ou eodométrico (M) obtidos pelos ensaios SIC em função da tensão vertical efetiva. O módulo de compressibilidade (M) é definido pela razão entre o incremento de tensão vertical efetiva ( $\Delta\sigma'_v$ ) e a variação de deformação vertical específica ( $\Delta H/H_0$ ).

Foi verificado que os valores de M tendem a aumentar significativamente com o aumento da tensão vertical efetiva no trecho de compressão virgem e que no trecho de recompressão há uma alternância em acréscimo e decréscimo do módulo de compressibilidade com o aumento de  $\sigma'_v$ .

Os valores do módulo de compressibilidade (M) obtidos pelos seis ensaios de adensamento convencional situam-se entre 1 MPa a 16 MPa. Analisando o módulo M para um nível de tensão de 320 kPa, a faixa de variação fica em torno de 2 MPa a 3 MPa, com exceção do ensaio SIC-04 que apresenta valor de módulo M de 5,5 MPa.

A Figura 42 apresenta valores de coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) em função da tensão vertical efetiva. Este parâmetro é definido como o inverso do módulo de compressibilidade (M). Foi notado, através da Figura 42, que os valores de  $m_v$  variam de  $0,1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$  a  $0,8 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$ .

A Tabela 21 apresenta o resumo dos parâmetros de compressibilidade obtidos através dos ensaios de adensamento convencional. Valores de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ), módulo de compressibilidade ou eodométrico (M) e coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) apresentados na Tabela 21 foram obtidos para a tensão vertical efetiva de 320 kPa.

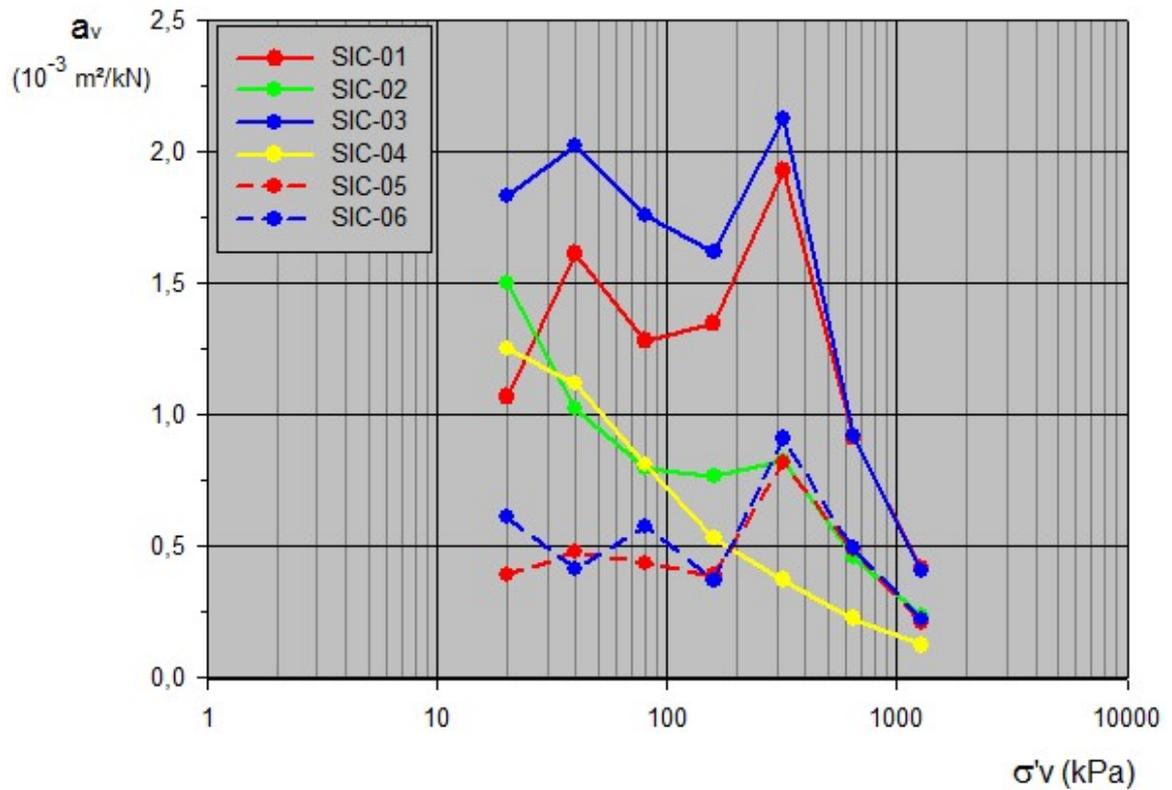


Figura 40 – Variação do  $a_v$  com a tensão vertical efetiva

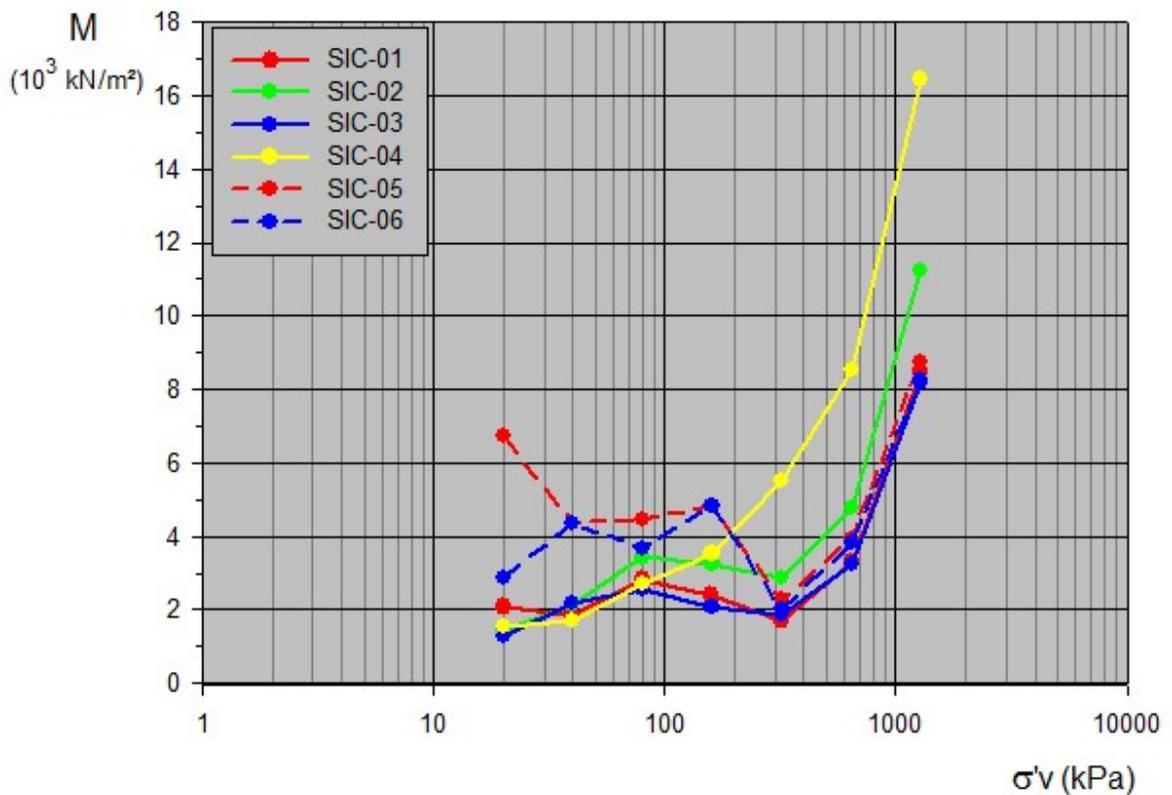


Figura 41 – Variação do  $M$  com a tensão vertical efetiva

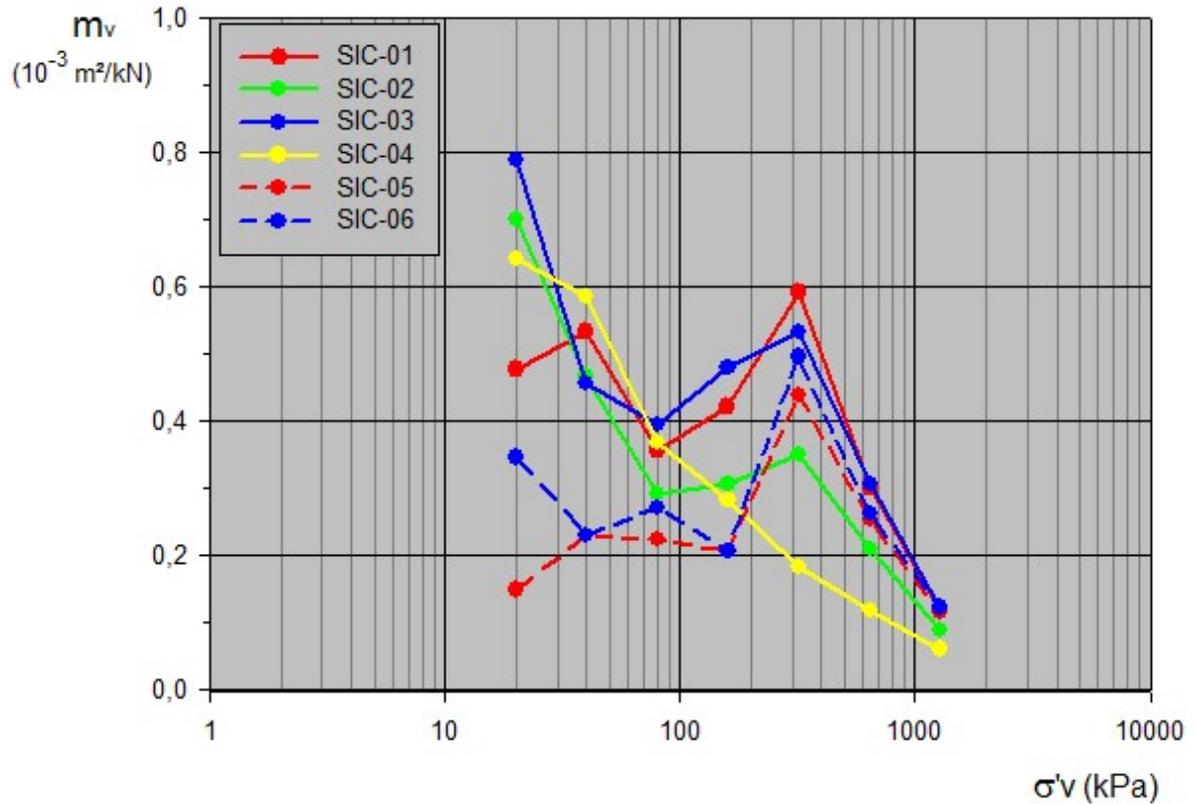


Figura 42 – Variação do  $m_v$  com a tensão vertical efetiva

Tabela 21 – Resumo dos parâmetros geotécnicos - SIC

Ensaio	Prof. (m)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	OCR	$C_c$	$C_r, C_s$	$c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	$a_v$ ( $10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$ )	M ( $10^3 \text{ kN/m}^2$ )	$m_v$ ( $10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$ )
SIC-01	8,5	81,31	124,25	1,53	0,93	0,15	1,98	1,93	1,69	0,59
SIC-02	9,0	77,82	118,80	1,53	0,46	0,08	3,07	0,82	2,86	0,35
SIC-03	9,0	77,60	103,73	1,34	0,95	0,16	1,71	2,13	1,87	0,53
SIC-04	9,0	80,80	126,72	1,57	0,24	0,06	4,49	0,37	5,50	0,18
SIC-05	7,5	77,80	142,17	1,83	0,47	0,05	3,18	0,82	2,28	0,44
SIC-06	7,5	79,00	145,58	1,84	0,49	0,06	1,10	0,91	2,01	0,50

### 5.2.3 Ensaio triaxial

No presente estudo foram realizados ensaios triaxiais em 20 corpos de prova, conforme descrito no Capítulo 4.

Dos 20 corpos de prova ensaiados, seis foram do tipo CID (duas séries com três níveis distintos de confinamento), oito do tipo CIU (duas séries com quatro níveis distintos de confinamento) e seis do tipo UU (duas séries com três níveis distintos de confinamento).

A Figura 43 a Figura 48 apresentam os resultados dos ensaios triaxiais CID, CIU e UU.

Na Figura 43 e na Figura 44, são apresentados, respectivamente, os resultados dos ensaios CID-01 e CID-02. Observa-se, em ambos os ensaios, que as tensões desviadoras em cada corpo de prova crescem até atingir a ruptura (valores situam-se na faixa de 300 kPa a 700 kPa) com o aumento das deformações axiais ( $\varepsilon_{af}$  da ordem de 19 %). Foi verificado, também, que a resistência do solo é função do aumento do nível de tensão confinante, e que as deformações volumétricas apresentaram comportamentos típicos das curvas  $\Delta V/V_0 \times \varepsilon_a$  para argilas normalmente adensadas, onde os corpos de prova sofrem apenas compressão durante o cisalhamento.

Na Figura 45 e na Figura 46, são apresentados, respectivamente, os resultados dos ensaios CIU-01 e CIU-02, onde a resistência máxima dos corpos de provas é atingida com deformações axiais da ordem de 2 % e 4 %, respectivamente. Foi verificado, em ambos os ensaios, aumento da tensão desviadora até a ruptura (valores situam-se na faixa de 100 kPa a 300 kPa). Posteriormente, as tensões desviadoras decrescem com o aumento das deformações. Foi notado também, aumento de resistência e da poropressão (valores de 60 kPa a 280 kPa) com o aumento do nível de tensão confinante.

A Figura 47 e a Figura 48 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios UU-01 e UU-02, onde o ensaio UU-01 apresenta comportamento semelhante ao ensaio CIU-02, tendo a ruptura ocorrido com deformações axiais da ordem de 4 % e aumento das tensões desviadoras até a ruptura, com posterior decréscimo. Já no ensaio UU-02, a ruptura ocorre com deformações da ordem de 2,5 %, as tensões desviadoras aumentam até ser atingida a ruptura com o aumento das deformações axiais, e posteriormente decresce, com exceção para o ensaio com tensão efetiva

confinante de 82 kPa, onde a tensão desviadora manteve-se constante após a ruptura do corpo de prova. Foi notado tanto nos dois ensaios UU, como nos ensaios CID e CIU, aumento de resistência com o nível de tensão confinante.

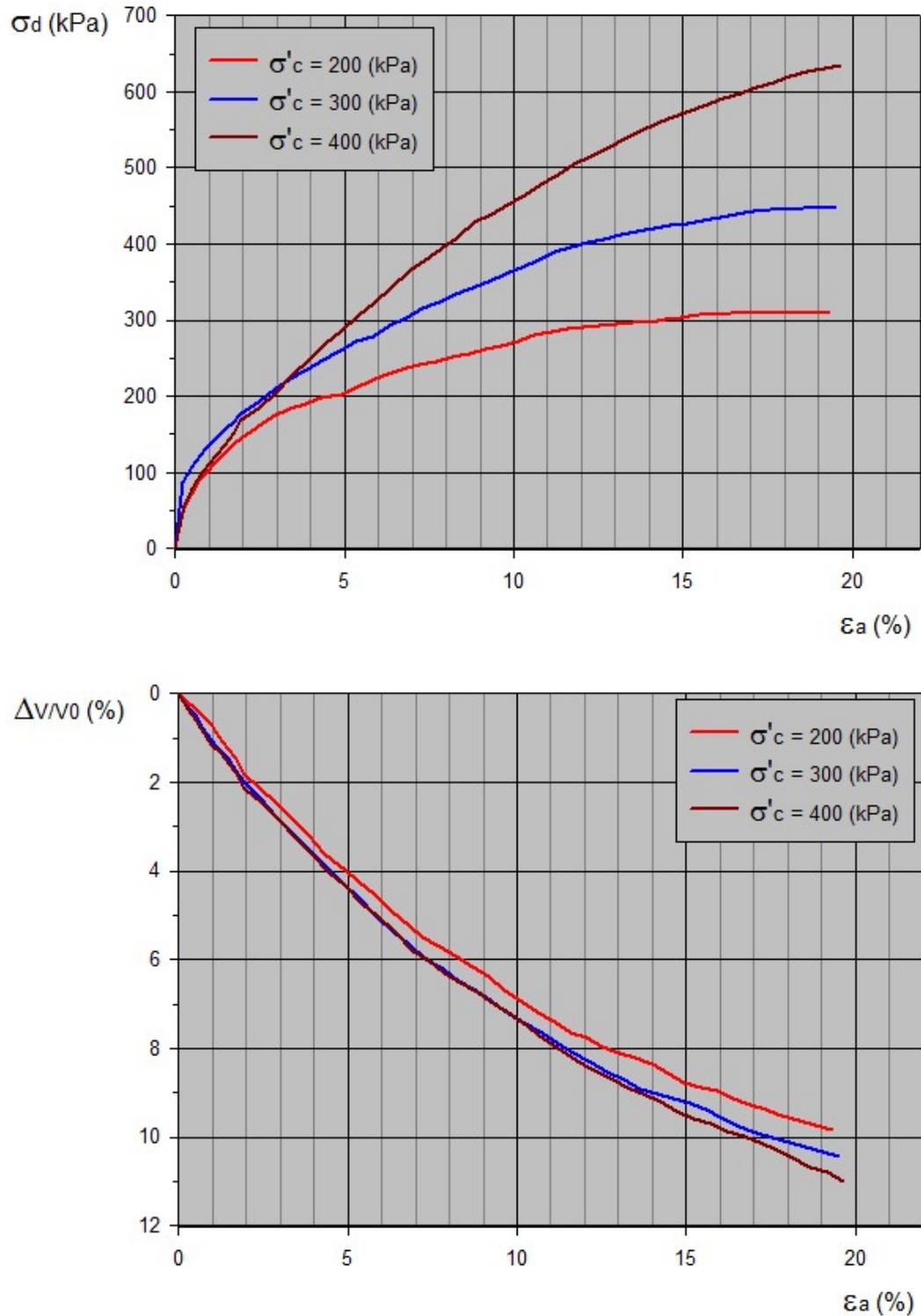


Figura 43 – Resultados dos ensaios triaxial – CID-01

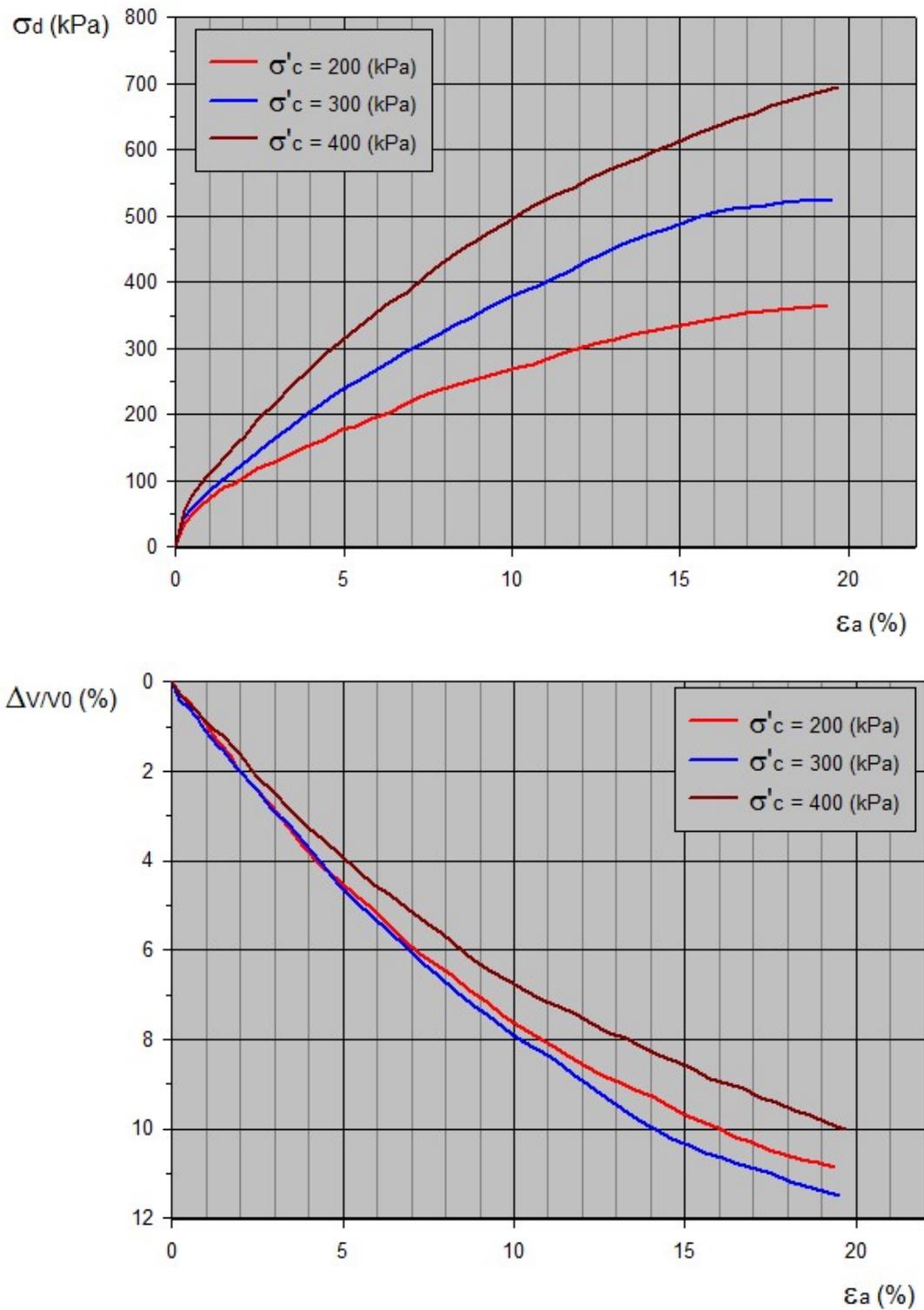


Figura 44 – Resultados dos ensaios triaxial – CID-02

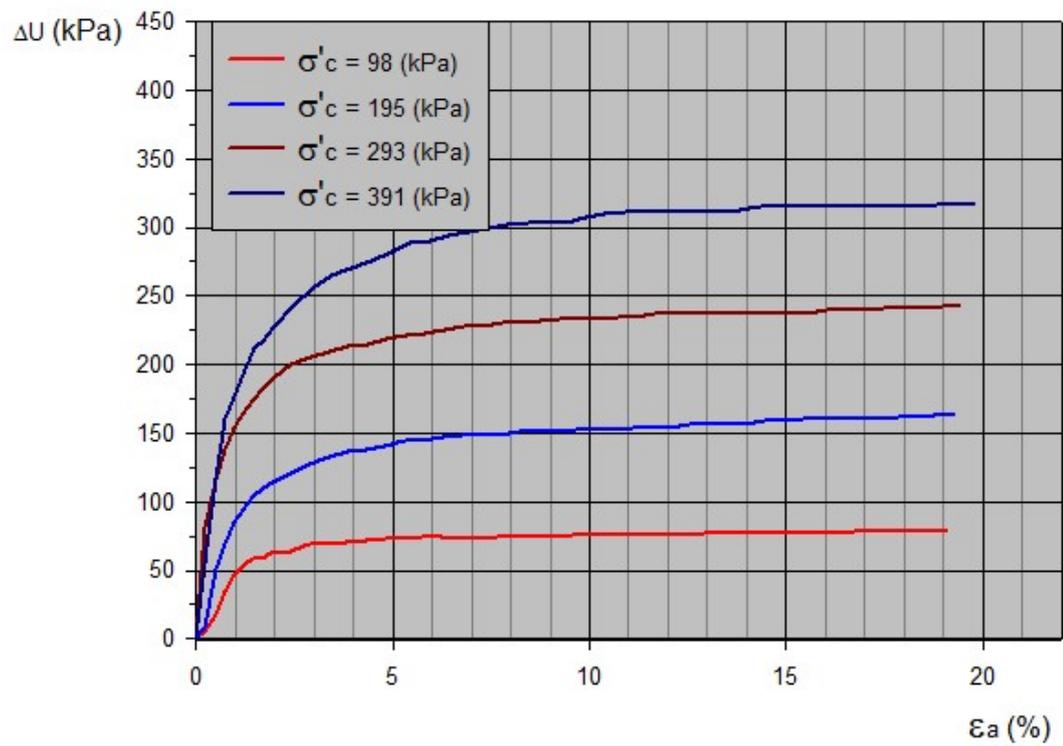
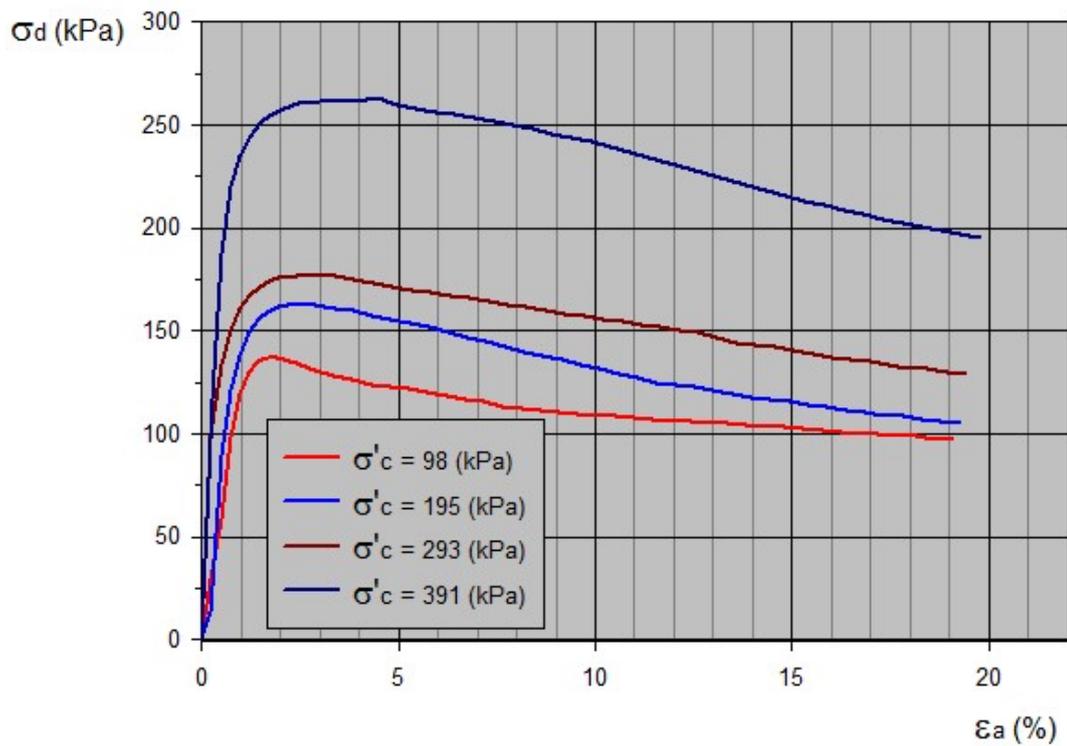


Figura 45 – Resultados dos ensaios triaxial – CIU-01

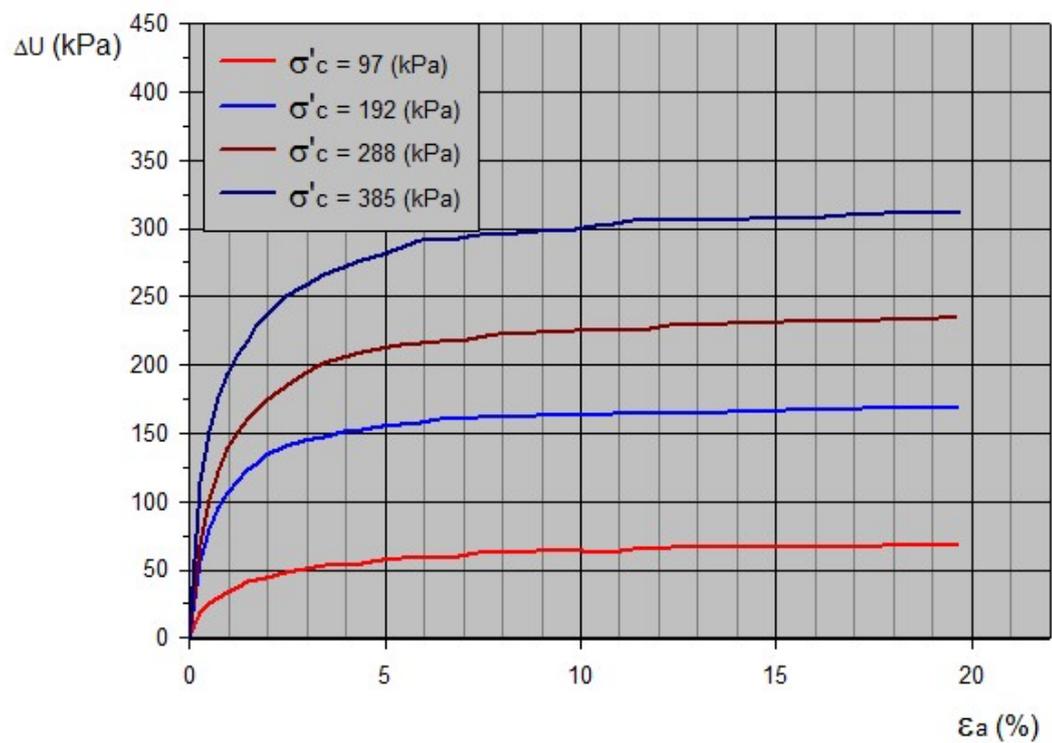
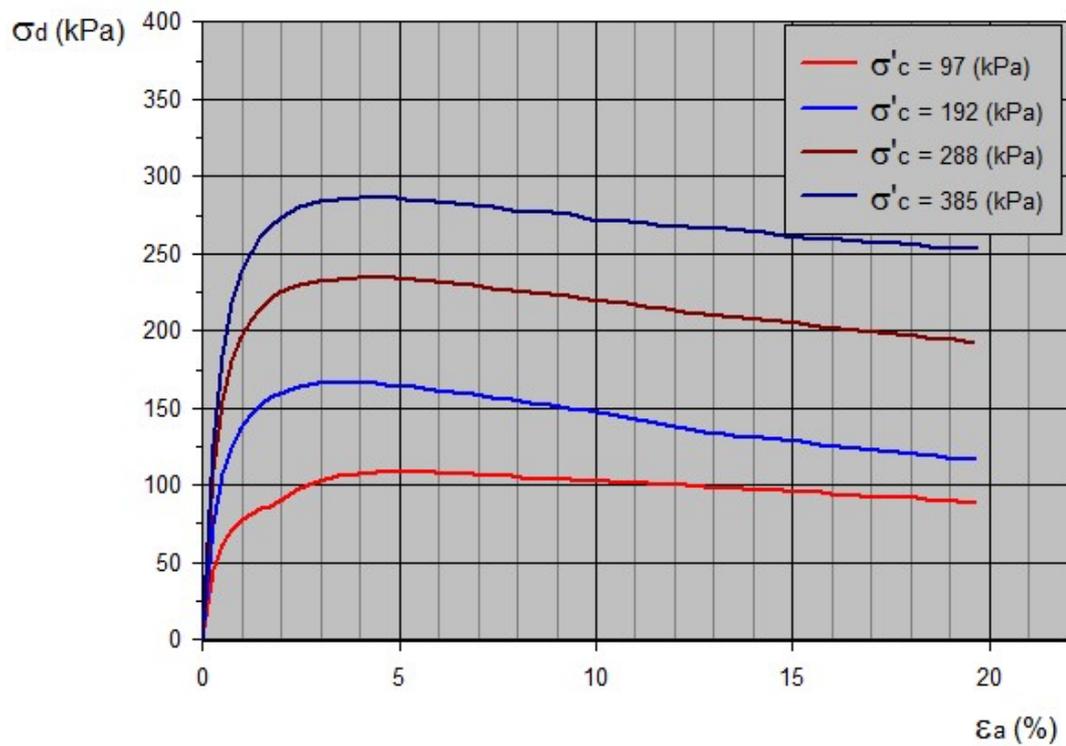


Figura 46 – Resultados dos ensaios triaxial – CIU-02

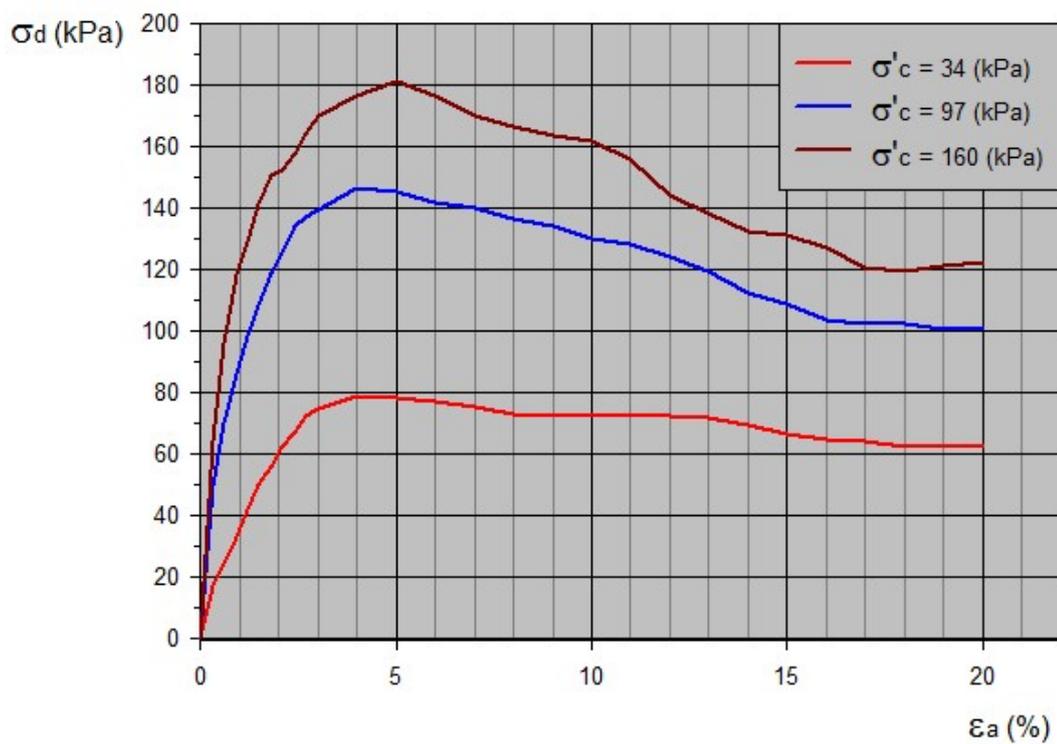


Figura 47 – Resultados dos ensaios triaxial – UU-01

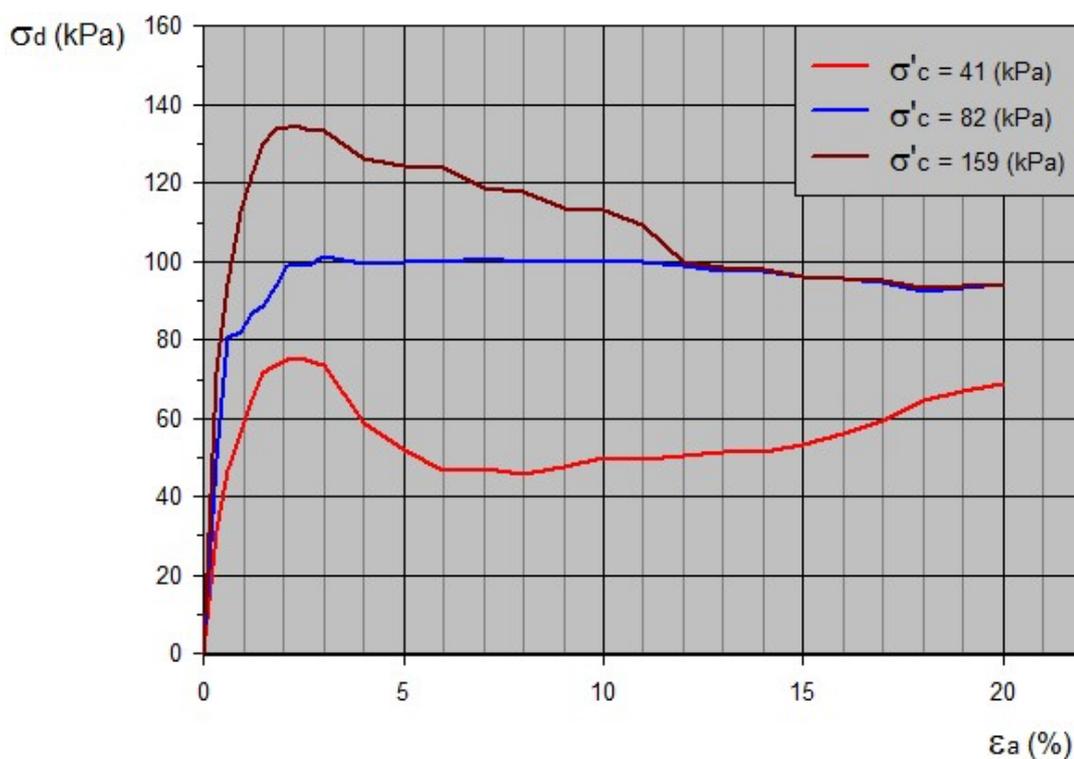


Figura 48 – Resultados dos ensaios triaxial – UU-02

A Figura 49 apresenta as envoltórias de resistência (diagrama  $p \times q$ ) obtidas a partir dos ensaios triaxiais. Os oito ensaios CIU estão presentes na Figura 49, enquanto que os ensaios CID-02 e UU-01 por apresentarem trajetórias semelhantes dos ensaios CID-01 e UU-02 respectivamente, não foram plotados na Figura 49.

Foi observado que as envoltórias dos ensaios CIU-01 e CID-01 apresentaram inclinações semelhantes, entretanto o ensaio CIU-01 apresenta maior resistência, uma vez que a envoltória de resistência tem um intercepto  $a' = 12$  kPa, Já o ensaio CIU-02 apresenta inclinação levemente superior aos ensaios CIU-01 e CID-01. Foram obtidos:

- CIU-01:  $a' = 12$  kPa e  $\alpha' = 23,6^\circ$ ;
- CIU-02:  $a' = 0$  kPa e  $\alpha' = 29^\circ$ ;
- CID-01:  $a' = 0$  kPa e  $\alpha' = 23,4^\circ$ ;

Para estimativa de parâmetros de resistência através de uma envoltória única, foi estabelecido uma linha média entre os ensaios CIU e CID, onde foram estimados os valores de  $a' = 3$  kPa e  $\alpha' = 25^\circ$ . Estes valores foram relacionados com os parâmetros de resistência de Mohr-Coloumb ( $c'$  e  $\phi'$ ), correspondendo a valores de  $c' = 3,5$  kPa e  $\phi' = 27,8^\circ$ , por meio das expressões:

$$\tan \alpha' = \text{sen} \phi' \qquad a' = c' \times \cos \phi' \qquad (32)$$

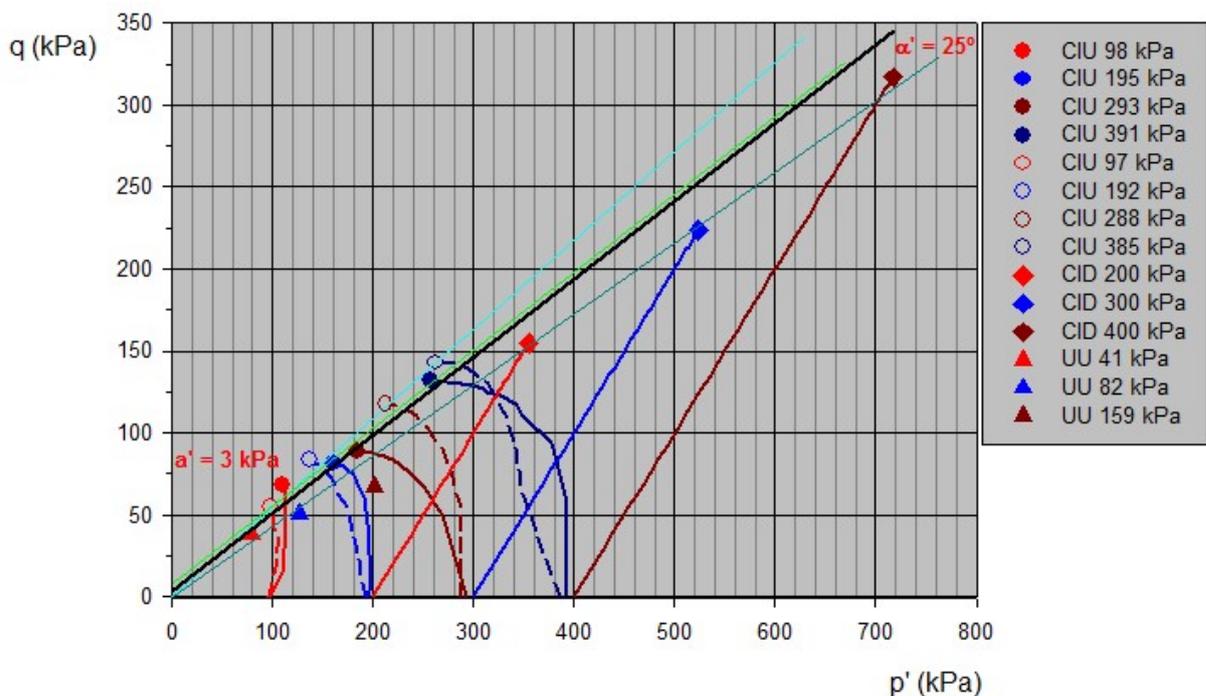
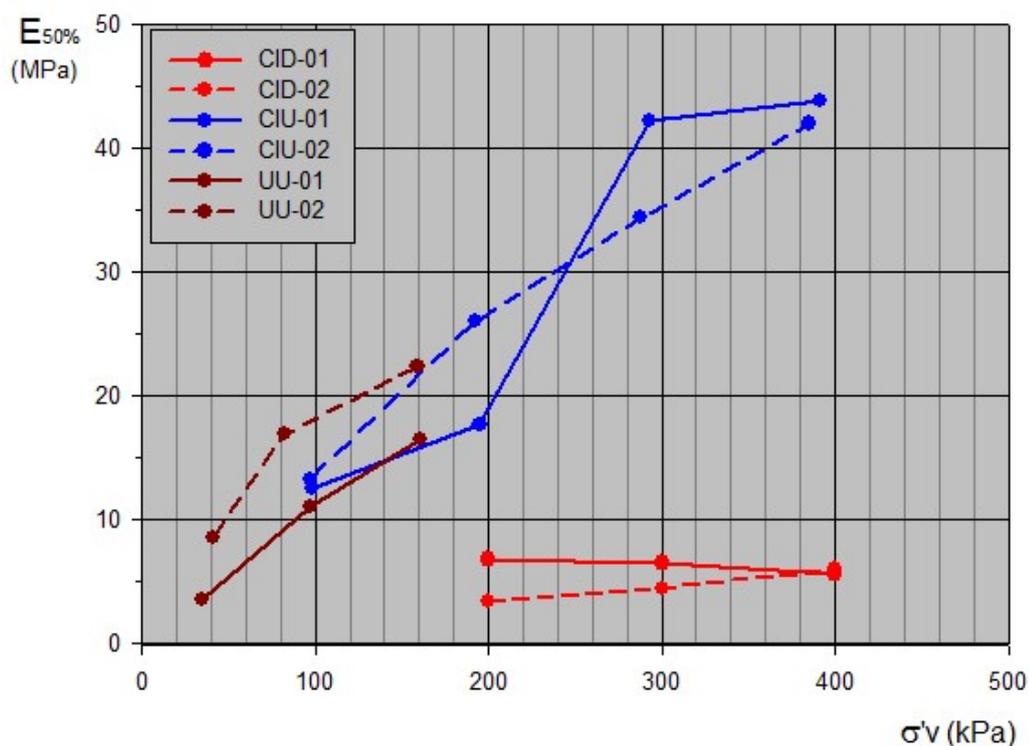


Figura 49 – Envoltórias de resistência do solo estudado

A Equação (33) define o módulo de deformabilidade do solo como a razão entre a tensão atuante e a deformação correspondente, obtido pelos ensaios triaxiais. A Figura 50 apresenta valores do módulo de deformabilidade obtidos para 50 % da tensão desviadora de ruptura ( $E_{50\%}$ ) em função da tensão vertical efetiva.

$$\sigma = \varepsilon \times E \Leftrightarrow E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \Leftrightarrow E_{50\%} = \frac{\frac{\sigma_{df}}{2}}{\varepsilon_a} \Leftrightarrow E_{50\%} = \frac{\sigma_{df}}{2} \times \frac{1}{\varepsilon_a} \Leftrightarrow E_{50\%} = \frac{\sigma_{df}}{2\varepsilon_a} \quad (33)$$

Foi observado na Figura 50 que o módulo de deformabilidade ( $E_{50\%}$ ) aumenta com o nível de tensão confinante em todos os tipos de ensaios realizados (CID, CIU e UU). Também foi notável que o ensaio drenado apresenta valores  $E_{50\%}$  bem inferiores quando comparados com os ensaios não-drenados para uma mesma faixa de tensão efetiva. Entretanto, um comparativo entre os ensaios não-drenados (CIU e UU) mostra que os valores de  $E_{50\%}$  para um mesmo nível de tensão são aproximadamente coincidentes.



**Figura 50 – Módulo de deformabilidade versus tensão vertical efetiva**

A Tabela 22 a Tabela 24 apresentam os resultados dos ensaios triaxiais CID, CIU e UU, com os parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade obtidos.

Os valores de  $E_{50\%}$  obtidos para os ensaio CID estão em uma faixa de 3,4 MPa a 6,8 MPa, enquanto que os valores dos ensaios não drenados (CIU e UU) situam-se dentro de uma faixa de 3 MPa a 44 MPa. Já os valores de módulo de deformabilidade inicial ( $E_i$ ) variam de 11 MPa a 35 MPa e de 5 MPa a 50 MPa, respectivamente para os ensaios drenados e não drenados.

Valores de coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) são definidos como a razão entre a deformação radial ( $\varepsilon_r$ ) e deformação axial ( $\varepsilon_a$ ) do corpo de prova e são obtidos pela expressão:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (34)$$

A deformação radial ( $\varepsilon_r$ ) é obtida por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \varepsilon_z + \varepsilon_x + \varepsilon_y \rightarrow \varepsilon_z = \varepsilon_a \rightarrow \varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_r \\ \varepsilon_v &= \varepsilon_a + \varepsilon_r + \varepsilon_r \Leftrightarrow \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \Leftrightarrow \varepsilon_r = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2} \end{aligned} \quad (35)$$

Assim:

$$\nu = -\left(\frac{\frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2}}{\varepsilon_a}\right) \Leftrightarrow \nu = -\left(\frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2} \times \frac{1}{\varepsilon_a}\right) \Leftrightarrow \nu = -\left(\frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2\varepsilon_a}\right) \quad (36)$$

Os valores de coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para os ensaios drenados apresentados Tabela 22 foram obtidos para as deformações correspondentes a 50% da tensão desviadora de ruptura, onde os valores de  $\nu$  situaram-se na faixa de 0,03 a 0,11.

Os valores de coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para os ensaios não drenados (CIU e UU) apresentados na Tabela 23 e Tabela 24 para qualquer nível de tensão são  $\nu_u = 0,5$ , uma vez que, nos ensaios não-drenados a deformação volumétrica é zero ( $\varepsilon_v = 0$ ).

$$\nu = -\left(\frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2\varepsilon_a}\right) \Leftrightarrow \nu_u = -\left(\frac{0 - \varepsilon_a}{2\varepsilon_a}\right) \Leftrightarrow \nu_u = -\left(\frac{-\varepsilon_a}{2\varepsilon_a}\right) \Leftrightarrow \nu_u = \frac{\varepsilon_a}{2\varepsilon_a} \Leftrightarrow \nu_u = \frac{1}{2} \Leftrightarrow \nu_u = 0,5 \quad (37)$$

**Tabela 22 – Resultados dos ensaios triaxiais CID**

Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	B	$E_{(i)}$ (MPa)	$E_{(50\%)}$ (MPa)	$\nu$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma'_{df}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)
CID-01	200	0,99	14,84	6,80	0,05	0,0	25,7	17,85	310	355	155
	300	0,99	35,28	6,50	0,03			19,50	447	524	224
	400	0,98	21,20	5,60	0,07			19,65	634	717	317
CID-02	200	0,98	11,37	3,40	0,06	0,0	27,7	19,37	364	382	182
	300	0,96	18,28	4,50	0,05			19,52	526	563	263
	400	0,97	22,22	6,00	0,11			19,68	695	748	348

**Tabela 23 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU**

Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	B	A	$E_{u(i)}$ (MPa)	$E_{u(50\%)}$ (MPa)	$\nu_u$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma'_{df}$ (kPa)	$\Delta_{uf}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)
CIU-01	98	0,98	0,43	13,40	12,50	0,50	13,0	25,9	1,67	137	59	110	69
	195	0,97	0,74	17,80	17,70	0,50			2,41	163	121	161	82
	293	0,96	1,16	44,71	42,20	0,50			2,91	177	205	184	89
	391	0,98	1,04	45,59	43,90	0,50			4,45	263	275	257	132
CIU-02	97	0,99	0,52	17,00	13,30	0,50	0,0	33,7	4,91	109	57	98	55
	192	0,97	0,88	30,00	26,00	0,50			3,44	167	147	136	83
	288	0,97	0,87	41,90	34,40	0,50			3,92	235	205	212	117
	385	0,97	0,98	49,60	42,00	0,50			4,93	286	281	262	143

**Tabela 24 – Resultados dos ensaios triaxiais UU**

Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	B	A	$E_{u(i)}$ (MPa)	$E_{u(50\%)}$ (MPa)	$\nu_u$	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma'_{df}$ (kPa)	$\Delta_{uf}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f = S_u$ (kPa)
UU-01	34	0,99	0,21	5,83	3,60	0,50	4,00	79	16	73	40
	97	0,92	0,04	16,13	11,10	0,50	4,00	146	6	167	73
	160	0,92	0,25	20,00	16,50	0,50	5,00	182	46	245	91
UU-02	41	0,98	0,12	9,70	8,60	0,50	2,40	76	9	79	38
	82	0,94	0,24	16,95	16,90	0,50	3,00	101	24	127	51
	159	0,86	0,49	23,83	22,40	0,50	2,10	134	66	201	67

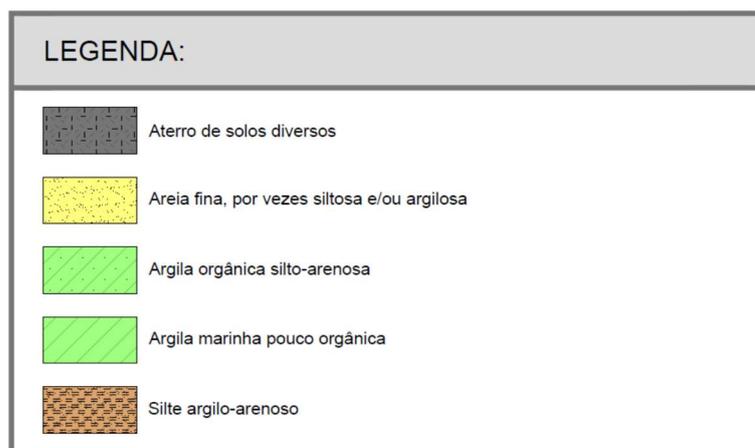
### 5.3 Ensaio de campo

#### 5.3.1 Estratigrafia por meio de SPT

O ensaio de sondagem SPT permite a obtenção da estratigrafia do subsolo. Assim, com base nas análises das sondagens SP-113, SP-114, SP-115, SP-116, SP-117, SP-118 e SP-119, localizadas na Figura 32, foram elaborados perfis representativos do subsolo local (Figura 51 a Figura 53), que é constituído das seguintes camadas principais:

- a. Areia fina silto-argilosa com alguns casos de coloração cinzenta, apresentando espessura variável de 4 m a 8 m e  $N_{SPT} < 20$  golpes;
- b. Argila silto arenosa (silto areno argiloso) com espessura variando de 7 m a 13 m e  $N_{SPT}$  de 1 a 4 golpes. Essa camada de solo mole inicia em profundidades variáveis de 4 m a 8 m, sendo a base da camada em profundidades também variáveis de 14 m a 18 m. Esse material também pode ser caracterizado como argila orgânica de sedimentação marinha;
- c. Areia fina siltosa com espessura variando de 8 m a 13 m e valores de  $N_{SPT}$  de 4 a 40 golpes.
- d. Nível d'água variando de 1,8 m a 3,8 m da superfície, na sua maioria situado na profundidade de 2,5 m.

A Figura 51 apresenta a legenda para as camadas de solos consideradas nos perfis geotécnicos que são mostrados na Figura 52 e Figura 53.



**Figura 51 – Legenda dos perfis geotécnicos**

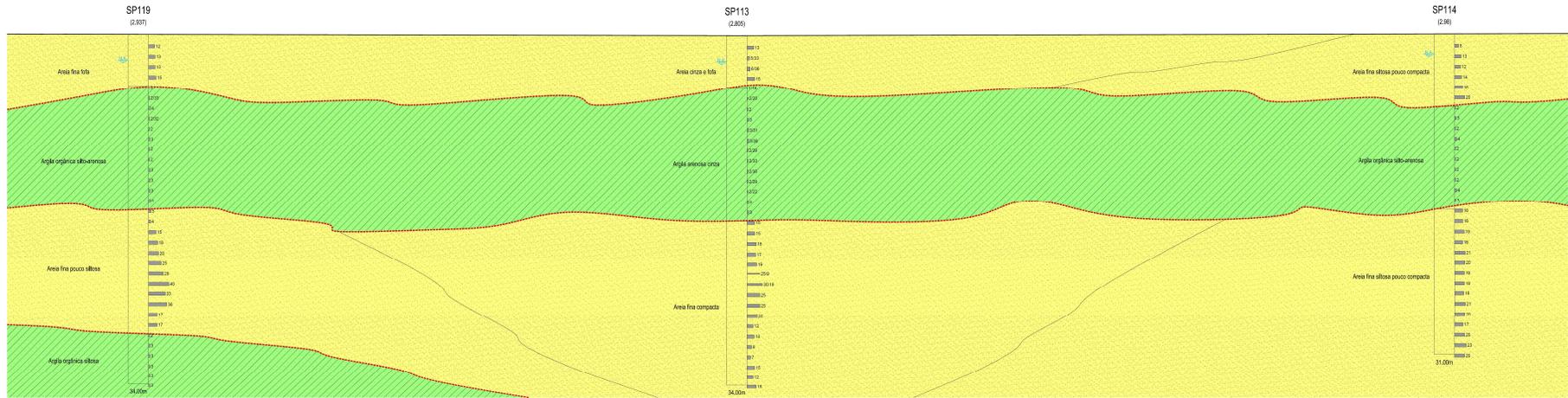


Figura 52 – Perfil geotécnico (SP-119, SP-113 e SP-114)

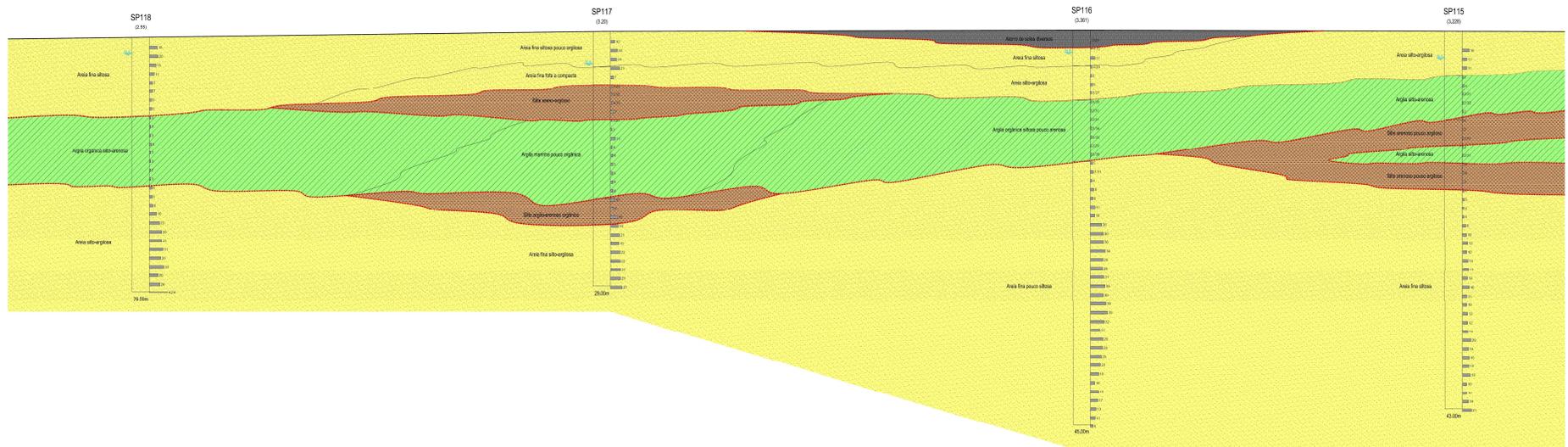


Figura 53 – Perfil geotécnico (SP-118, SP-117, SP-116 e SP-115)

### 5.3.2 Ensaio de palheta (VST)

O ensaio de palheta é um ensaio preciso de determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ) de solos moles. É um método de investigação do subsolo prático e econômico, que mede a resistência não drenada “in situ” sem a retirada de amostras. Portanto, não é possível, através destes ensaios, determinar a estratigrafia do subsolo, parâmetros de compressibilidade e deformabilidade do solo.

A Figura 54 e a Figura 55 apresentam os valores de resistência não drenada ( $S_u$ ) para os quatros ensaios realizados e descritos no Capítulo 4.

Os valores de  $S_u$  na grande maioria dos pontos investigados são iguais ou superiores a 60 kPa (limite máximo do equipamento empregado para os ensaios). Em outros pontos, esses valores são da ordem de 40 kPa.

Nos pontos onde a resistência ao cisalhamento do solo era igual ou superior ao limite do equipamento, não foi possível realizar os ensaios para a determinação da resistência não drenada da argila em estado deformado ( $S_{ur}$ ). Para os demais pontos, os valores de  $S_{ur}$  situam-se na faixa de 15 kPa a 30 kPa.

A sensibilidade estimada através dos quatros pontos possíveis de determinação de  $S_{ur}$  concentra-se na faixa entre 2 e 3. A sensibilidade das argilas moles litorâneas no Brasil, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), pode ser classificada como baixa a média. A argila estudada é classificada com sensibilidade baixa.

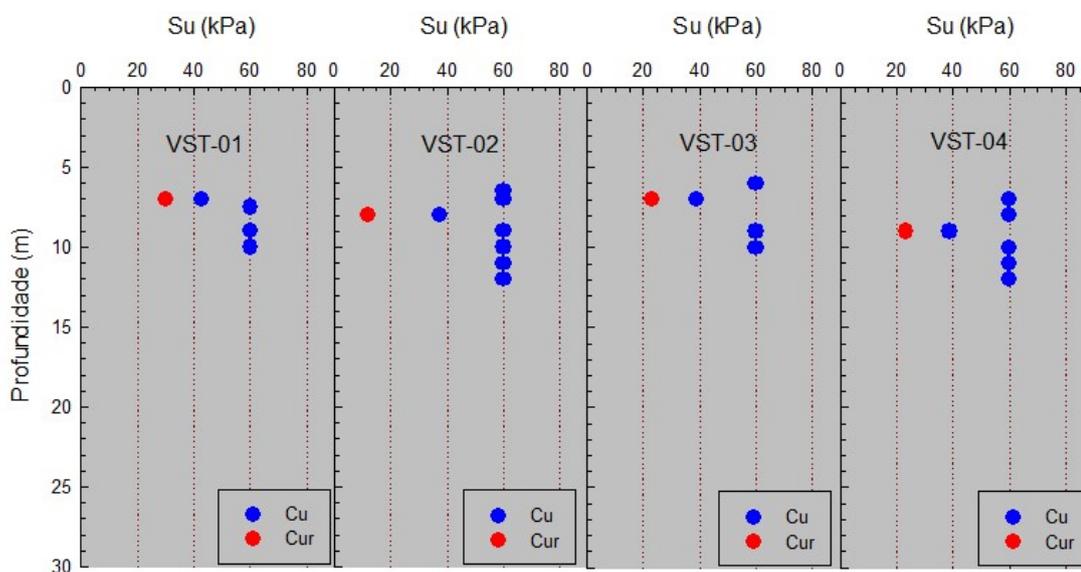
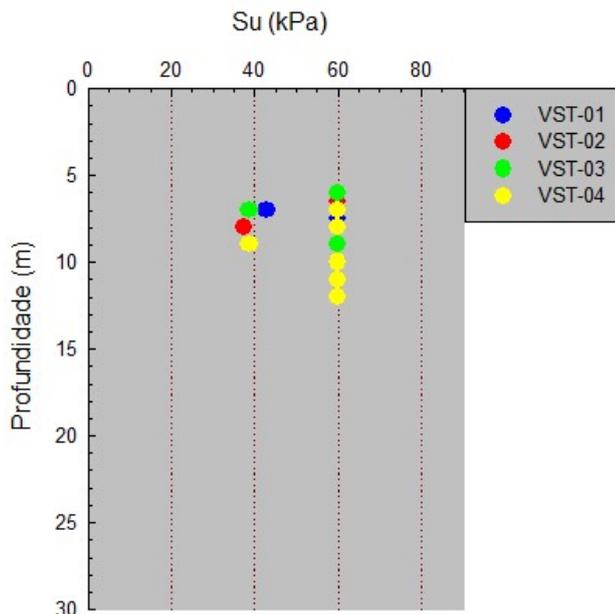


Figura 54 – Resultados de  $S_u$  indeformado e alongado com a profundidade



**Figura 55 –  $S_u$  versus profundidade dos quatro ensaios realizados**

### 5.3.3 Ensaio dilatométrico (DMT)

A partir dos resultados de ensaios dilatométricos é possível estimar a estratigrafia do terreno, como também os parâmetros geotécnicos de resistência, compressibilidade e deformabilidade do solo.

A Figura 56 a Figura 62 apresentam as pressões de ensaios  $p_0$  e  $p_1$ , a tensão vertical efetiva e os parâmetros dilatométricos  $I_D$ ,  $E_D$  e  $K_D$  em função da profundidade para os sete ensaios DMT realizados.

As pressões  $p_0$  (correspondentes à reação no solo, expansão nula da membrana), nos sete ensaios realizados foram praticamente coincidentes, apresentando valores na faixa de 0,2 MPa a 1 MPa, onde os maiores valores foram observados nos ensaios DMT-01, DMT-02 e DMT-04 após os 20 m de profundidade.

As pressões  $p_1$  (necessárias para expandir contra o terreno, a membrana no valor de 1,10 mm), apresentam entre as profundidades de 5 m a 16 m, valores médios da ordem 0,60 MPa, tendo valores máximos de 0,95 MPa, evidenciando solo de baixa resistência. Foram observados a partir dos 16 m de profundidade valores médios das pressões  $p_1$  da ordem de 1,8 MPa, caracterizando solos de maiores resistência em todos os ensaios. Para os ensaios DMT-01, DMT-02 e DMT-07 após os 16 m, os

valores das pressões  $p_1$  ultrapassam os 3 MPa, enquanto que para os demais ensaios os valores máximos foram de 2,3 MPa. Foram observados picos de resistência entre as profundidades de 0 m a 5 m, com as pressões  $p_1$  variando de 1 MPa a 3 MPa.

Para o índice dilatométrico  $I_D$ , foram encontrados valores inferiores a 0,60 entre as profundidades de 6 m a 15,5 m. De 0 m a 6 m, e abaixo de 15,5 m, foram obtidos valores de  $I_D$  variando de 0,6 a 9, e de 0,6 a 6 respectivamente, com valores médios na ordem de 2,15.

Os valores de índice de tensões horizontais  $K_D$  decrescem com a profundidade até cerca de 5 m a 6 m. Posteriormente, esses valores se mantêm em uma faixa de valores de 1,3 a 5,3.

Os valores do módulo dilatométrio  $E_D$  na parte superior dos gráficos dos ensaios DMT apresentam valores entre 10 MPa e 40 MPa com valores médios de 25 MPa, com exceção do ensaio DMT-06 onde  $E_D$  chega a aproximadamente 80 MPa. Na parte central dos gráficos (de 5 m a 16 m), os valores de  $E_D$  variam de 1 MPa a 13 MPa, com valores médios da ordem 6 MPa. Já na parte inferior, os módulos dilatométricos apresentam valores médios de 40 MPa.

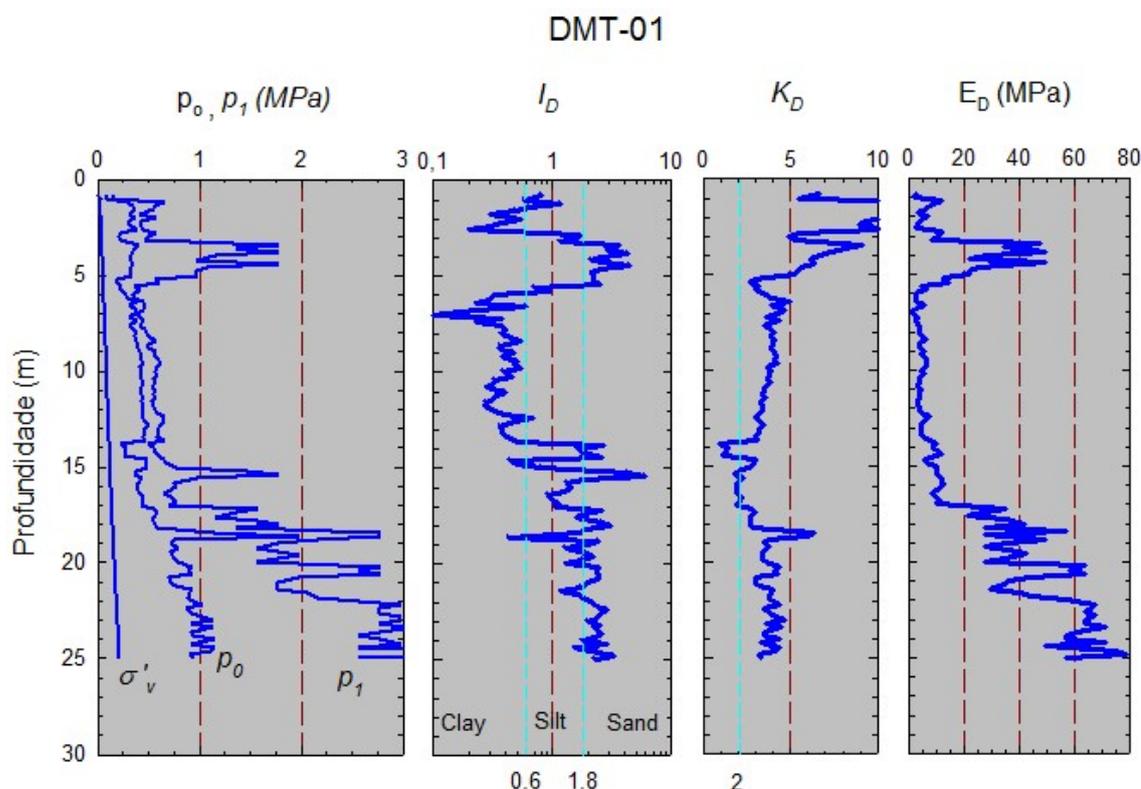
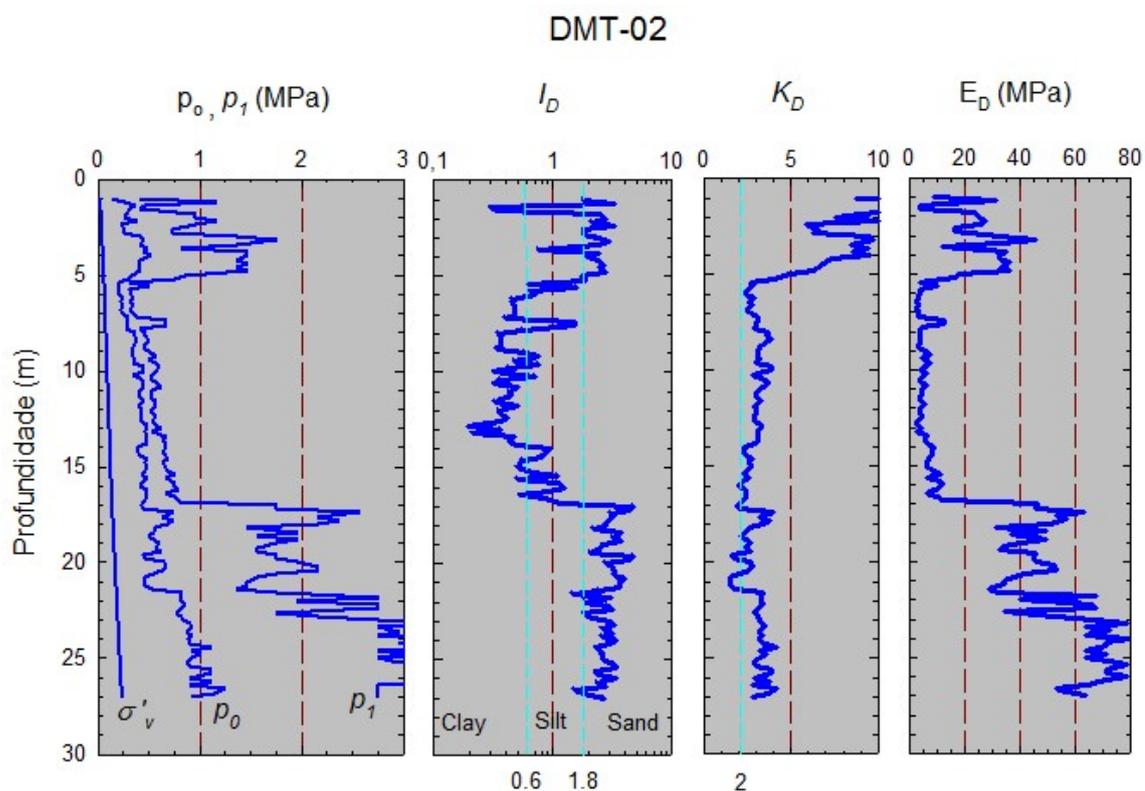
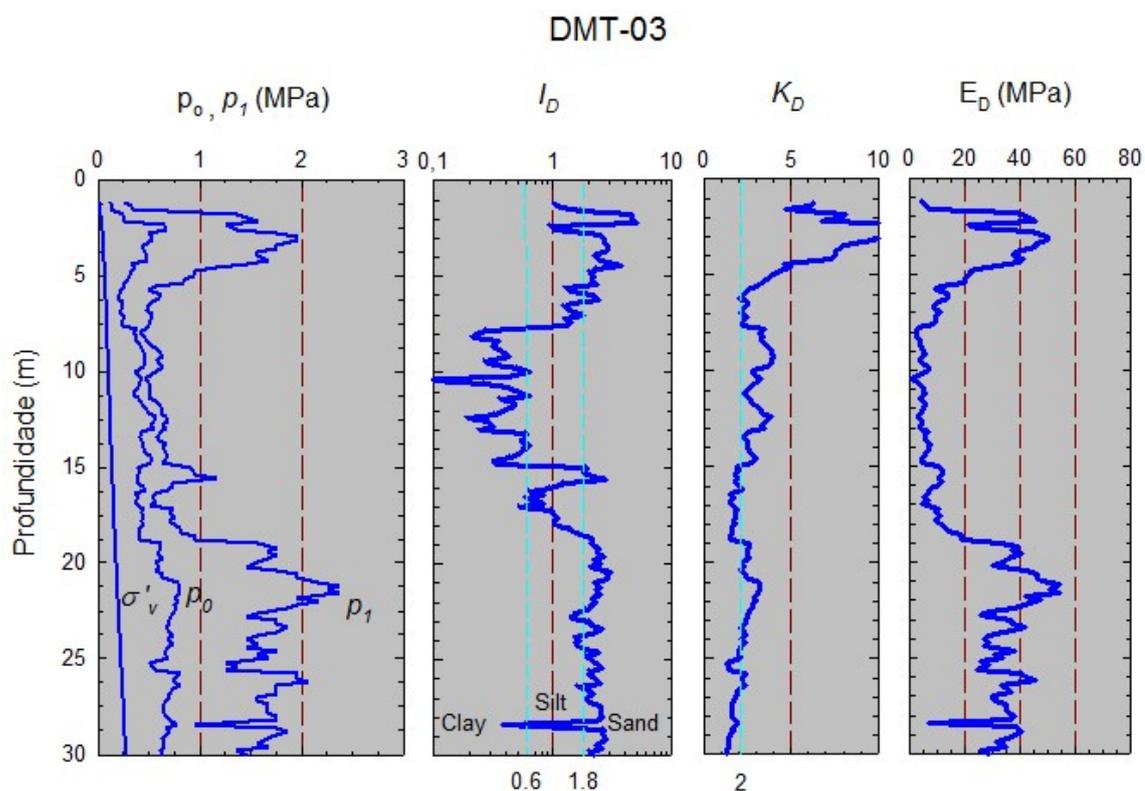


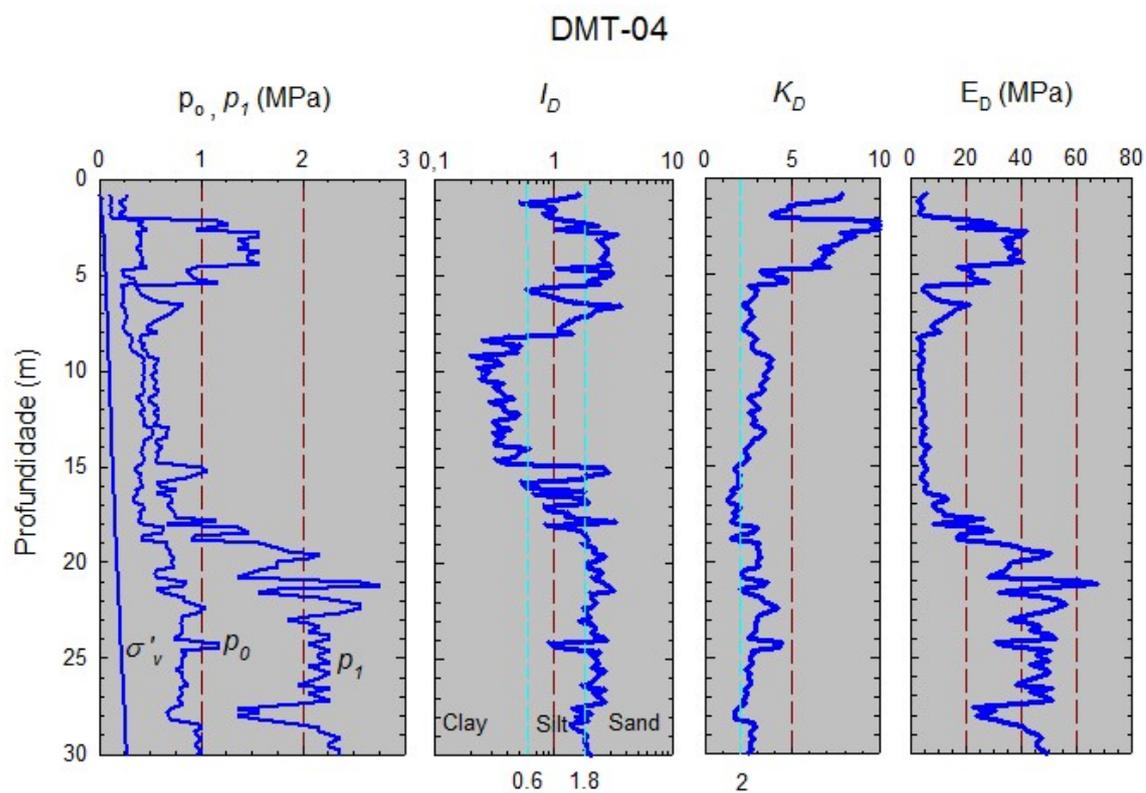
Figura 56 – Parâmetros índices em função da profundidade para o ensaio DMT-01



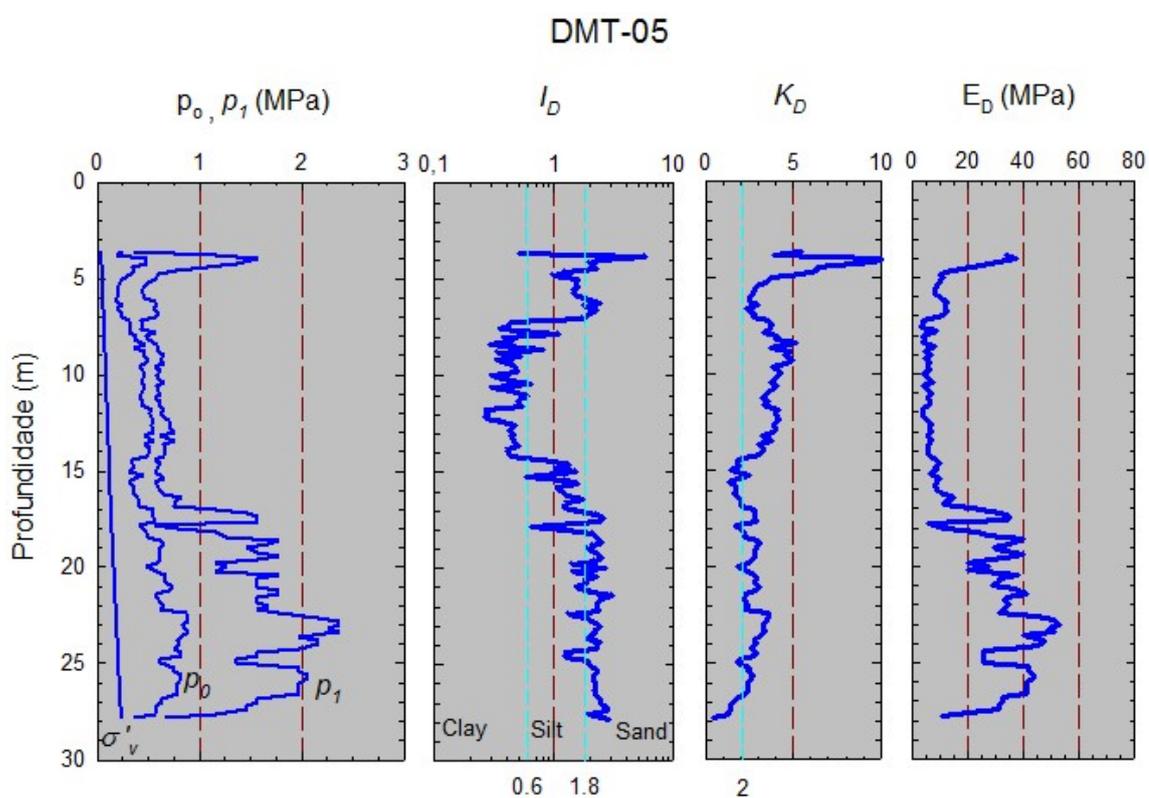
**Figura 57 – Parâmetros índices em função da profundidade para o ensaio DMT-02**



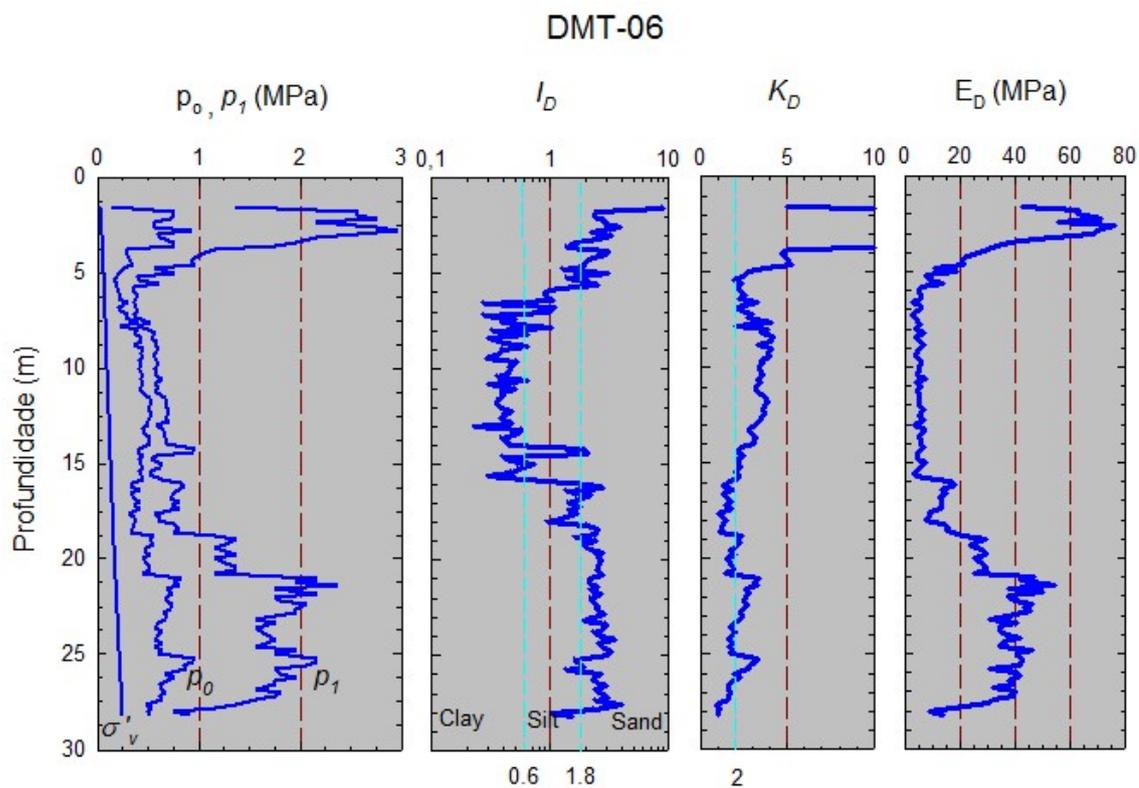
**Figura 58 – Parâmetros índices em função da profundidade para o ensaio DMT-03**



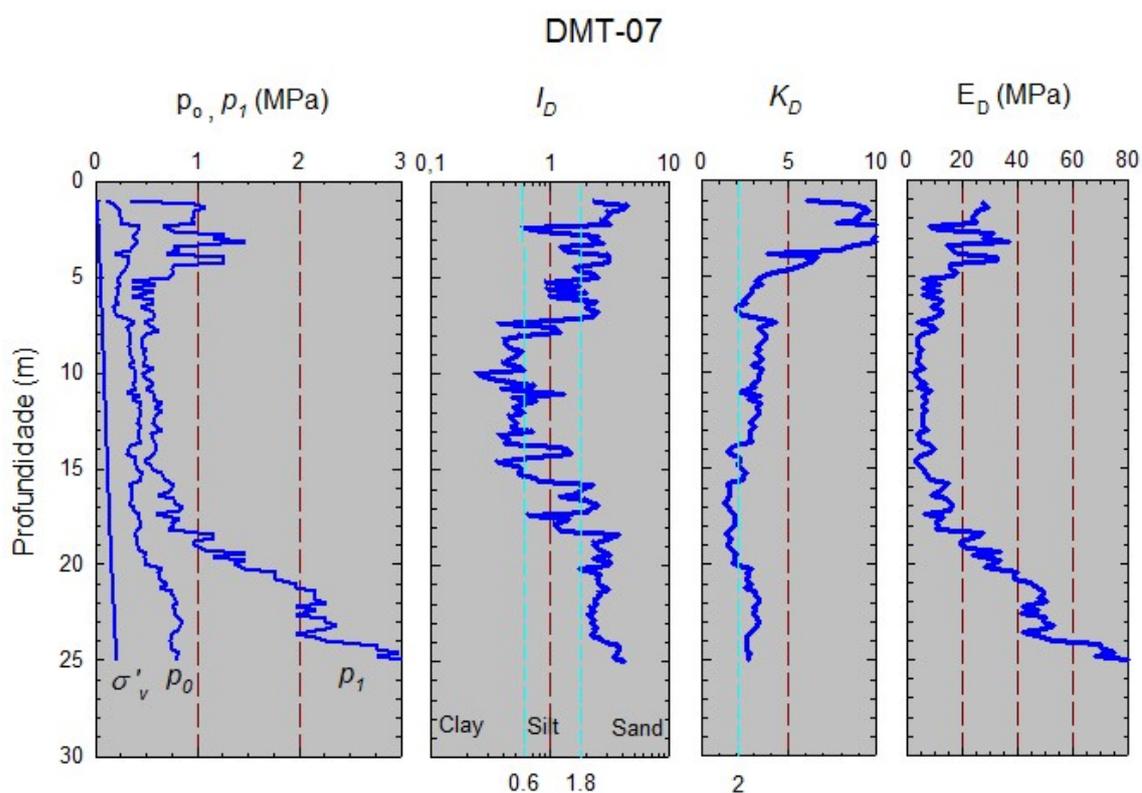
**Figura 59 – Parâmetros índices em função da profundidade para o ensaio DMT-04**



**Figura 60 – Parâmetros índices em função da profundidade para o ensaio DMT-05**



**Figura 61 – Parâmetros índices em função da profundidade para o ensaio DMT-06**



**Figura 62 – Parâmetros índices em função da profundidade para o ensaio DMT-07**

Marchetti (1980) e Marchetti (1981) propõem uma ideia de classificação do solo ensaiado pelo DMT através da relação com os valores do índice dilatométrico  $I_D$  obtidos. A partir disto foi obtida a seguinte estratigrafia resumida:

- a. De 0 m a 6,0 m: Areia a areia siltosa;
- b. De 6,0 m a 15,5 m: Silte argiloso;
- c. De 15,5 m a 20,0 m: Areia siltosa;
- d. Após os 20,0 m: Areia.

A Figura 63 e a Figura 64 apresentam a estimativa de resistência não drenada ( $S_u$ ) obtida a partir dos sete ensaios de DMT. Os valores de  $S_u$  mostram ótimas concordâncias entre si, apresentando resultados médios da ordem de 40 kPa. Os valores mais representativos estão entre 5 m e 18 m de profundidade, e situam-se na faixa de 20 kPa a 60 kPa.

A Figura 65 apresenta os resultados de todos os sete ensaios de DMT em conjunto, onde é possível estimar os valores de  $S_u$  em função da profundidade  $z$  através das seguintes equações:

- a. De 5,5 m a 9,0 m:  $S_u = 20 + 6,5.(z - 5,5)$
- b. De 9,0 m a 13,5 m:  $S_u = 43 + 0.(z - 5,5)$
- c. De 13,5 m a 18 m:  $S_u = 43 - 3,25.(z - 13,5)$

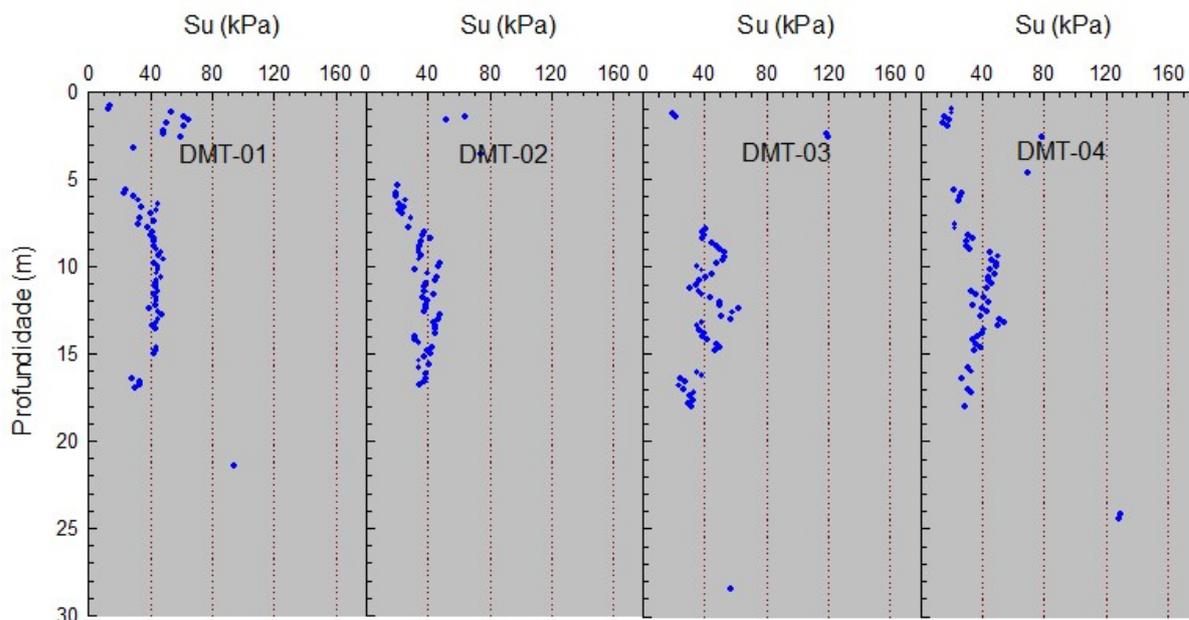


Figura 63 –  $S_u$  em função da profundidade para o ensaio DMT-01, 02, 03 e 04

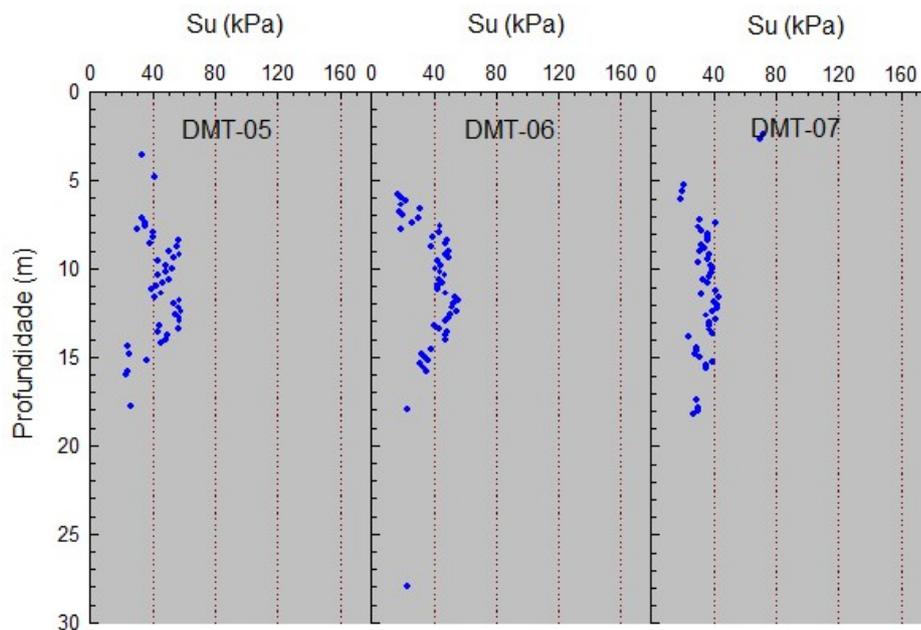


Figura 64 –  $S_u$  em função da profundidade para o ensaio DMT-05, 06 e 07

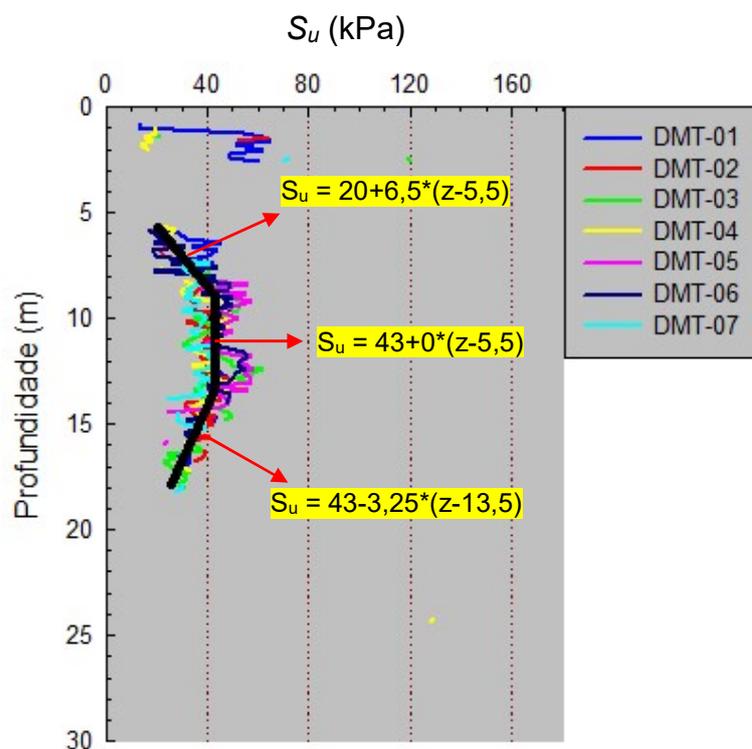


Figura 65 –  $S_u$  em função da profundidade para os sete ensaios de DMT

Na Figura 66 a Figura 68, estão apresentados os resultados estimados do coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ) em função da profundidade. Os valores

situam-se na faixa de 0,4 a 1,2, com um valor médio de 0,8. De uma maneira geral, observa-se um decréscimo de  $k_0$  com a profundidade.

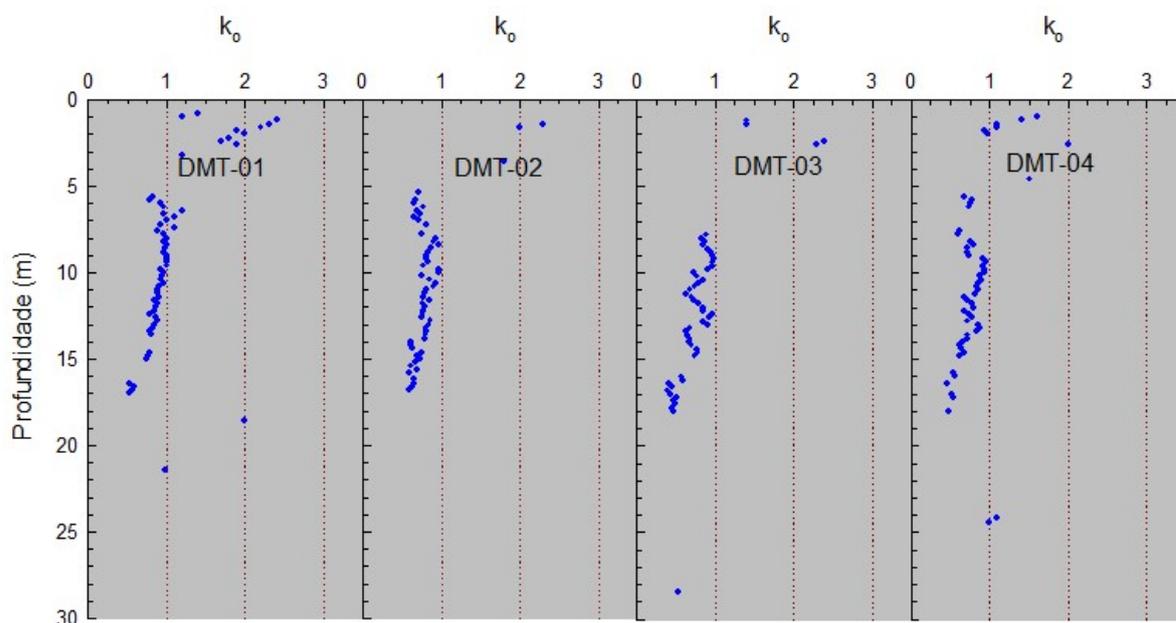


Figura 66 –  $k_0$  em função da profundidade para o ensaio DMT-01, 02, 03 e 04

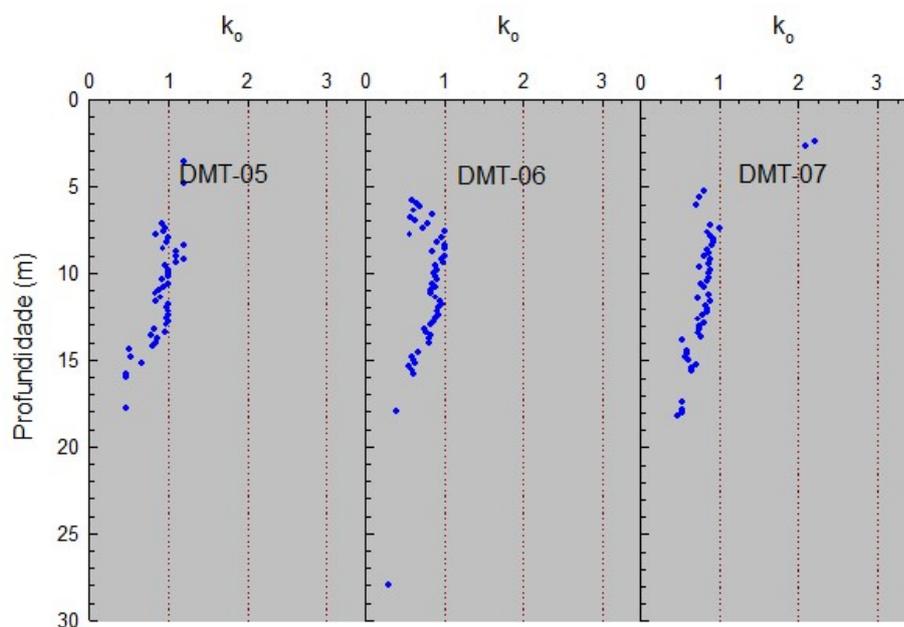
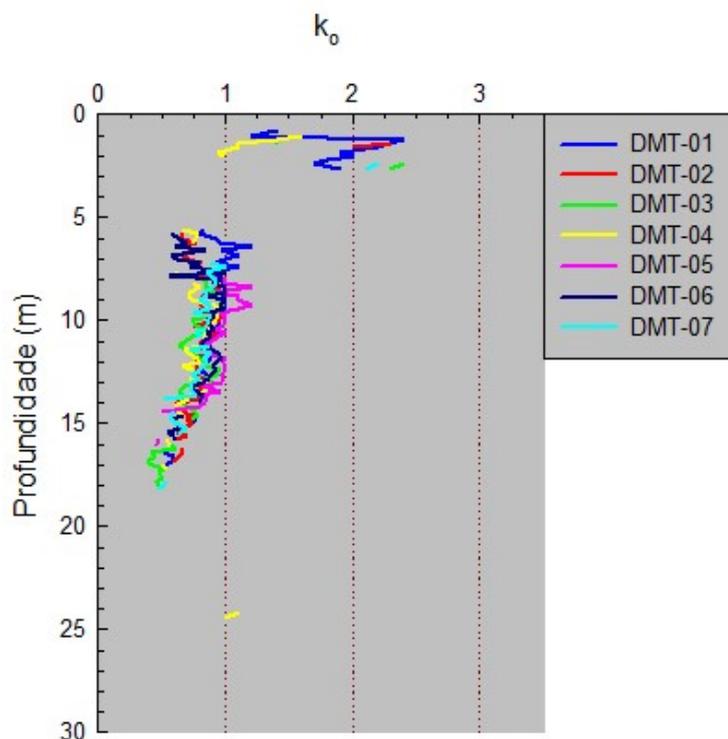
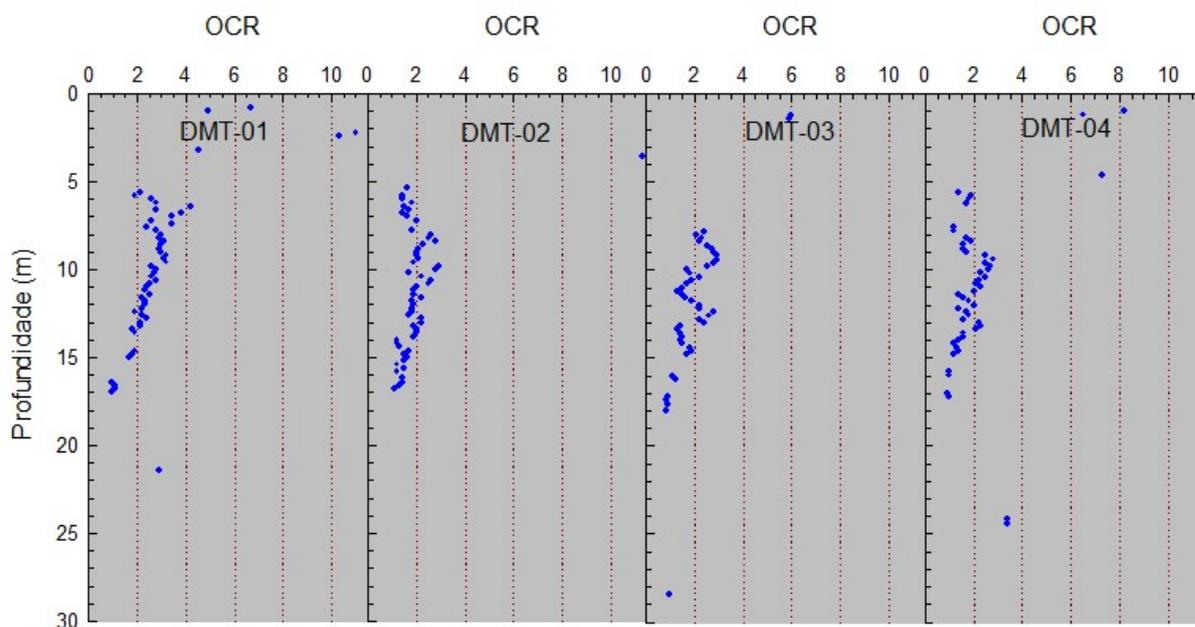


Figura 67 –  $k_0$  em função da profundidade para o ensaio DMT-05, 06 e 07

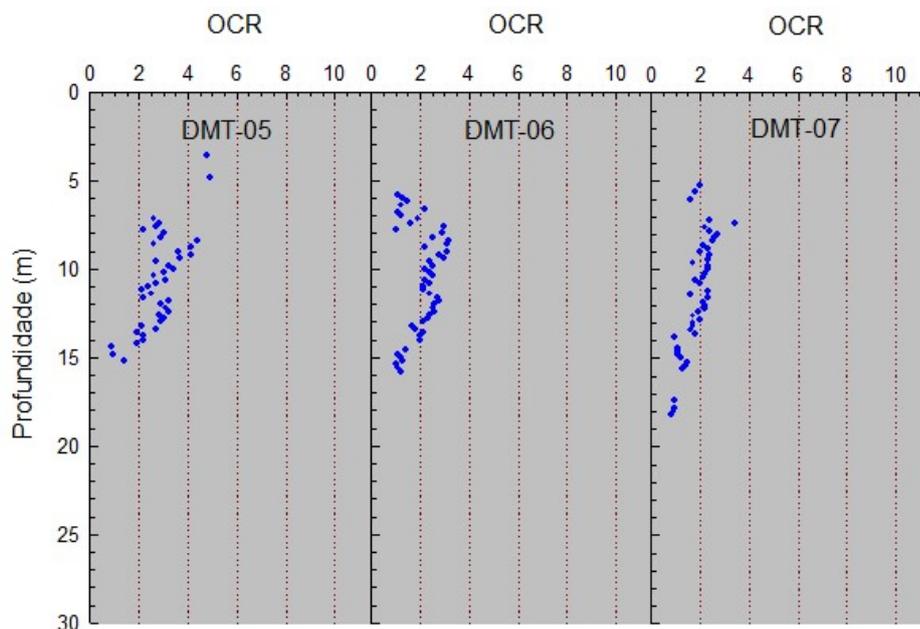


**Figura 68 –  $k_0$  em função da profundidade para os sete ensaios de DMT**

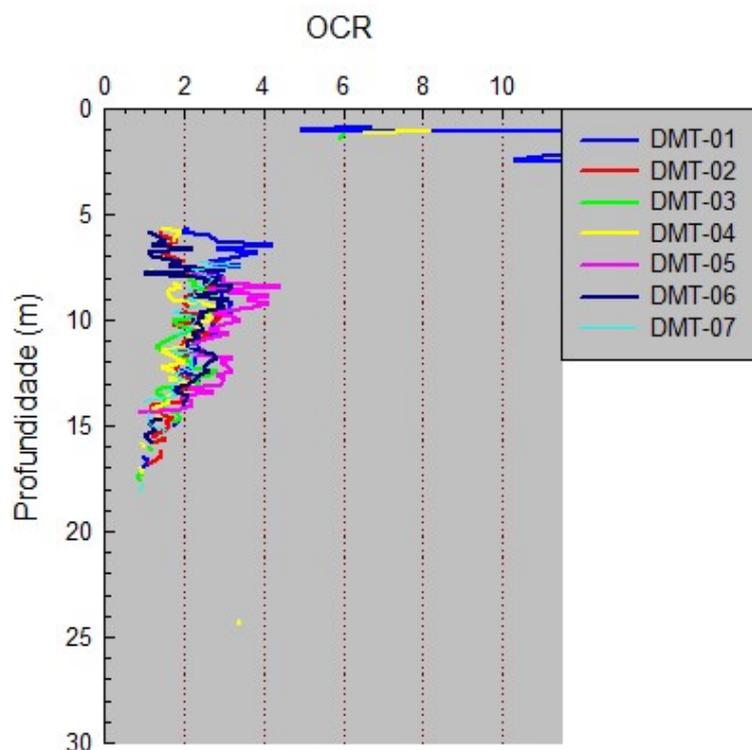
O parâmetro OCR tem seus valores apresentados na Figura 69 a Figura 71. Os valores foram mais representativos de 5 m a 18 m e variam de 1,0 a 4,0, com uma média de 2,2, ou seja, indicando pré-adensamento do solo estudado.



**Figura 69 – OCR em função da profundidade para o ensaio DMT-01, 02, 03 e 04**



**Figura 70 – OCR em função da profundidade para o ensaio DMT-05, 06 e 07**



**Figura 71 – OCR em função da profundidade para os sete ensaios de DMT**

Foi observado na Figura 71, que o pré-adensamento do solo estudado é menos pronunciado entre as profundidades de 13 m a 18 m.

Na Figura 72 e na Figura 73, são apresentados os módulos oedométricos ( $M$ ) em função da profundidade. Observa-se grande dispersão de valores nas camadas de solos arenosos, enquanto que na camada de solo mole investigada, os resultados de  $M$  com a profundidade tendem a ser constantes nos sete ensaios (Figura 74).

Os valores de módulos oedométricos ( $M$ ) para o solo mole (5 m a 18 m) variam de 1 MPa a 12 MPa, com um valor médio da ordem de 7 MPa.

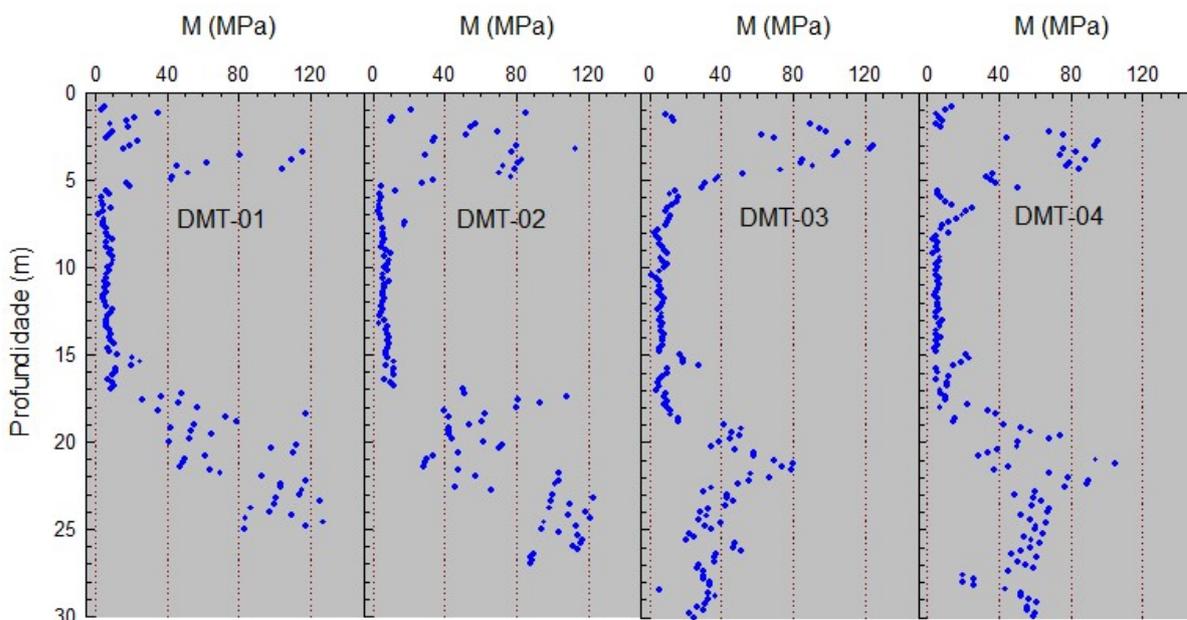


Figura 72 –  $M$  em função da profundidade para o ensaio DMT-01, 02, 03 e 04

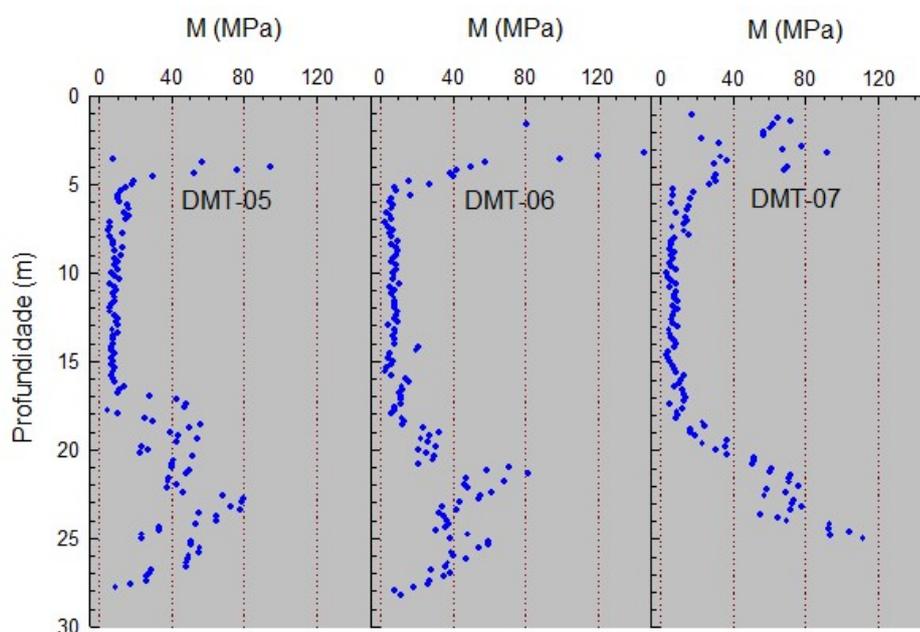


Figura 73 –  $M$  em função da profundidade para o ensaio DMT-05, 06 e 07

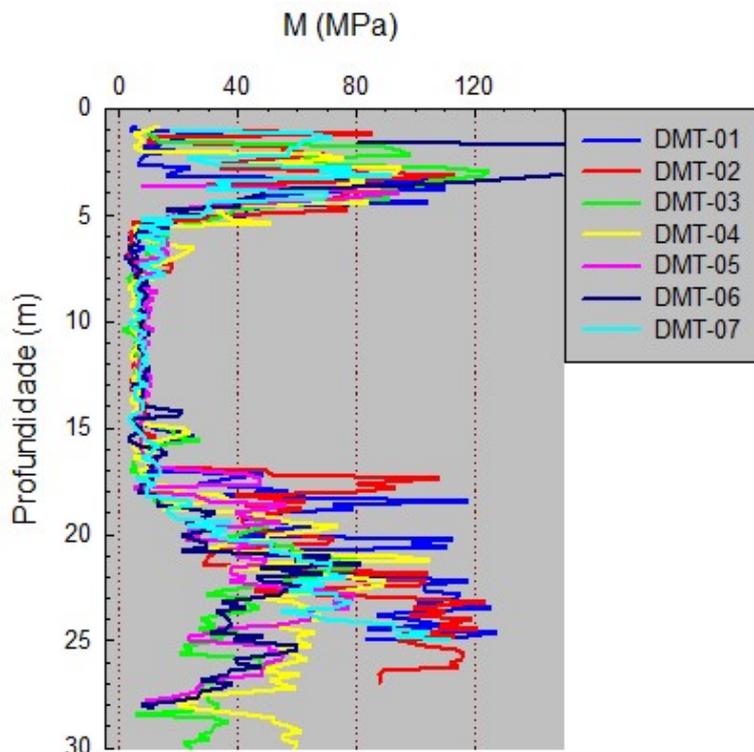


Figura 74 –  $M$  em função da profundidade para os sete ensaios de DMT

#### 5.3.4 Ensaio de piezocone (CPTU)

Neste item, estão apresentados os resultados dos ensaios de piezocone normalizados (Robertson, 2010) realizados com medição da poropressão, com objetivo de complementar a identificação estratigráfica do subsolo, inicialmente realizada por SPT's e DMT's, assim como a estimativa de parâmetros geotécnicos de resistência e compressibilidade através de formulações empíricas encontradas na literatura corrente.

Na Figura 75 a Figura 81, são apresentados os valores de  $Q_{tn}$ ,  $R_f$ ,  $u_0$ ,  $u_2$  e  $B_q$  em função da profundidades para os sete ensaios de CPTU realizados. Ressalta-se que  $Q_{tn}$  é a resistência de ponta real mobilizada normalizada,  $u_0$  é a poropressão hidrostática,  $u_2$  é a poropressão medida e  $R_f$  e  $B_q$  são parâmetros de classificação dos solos.

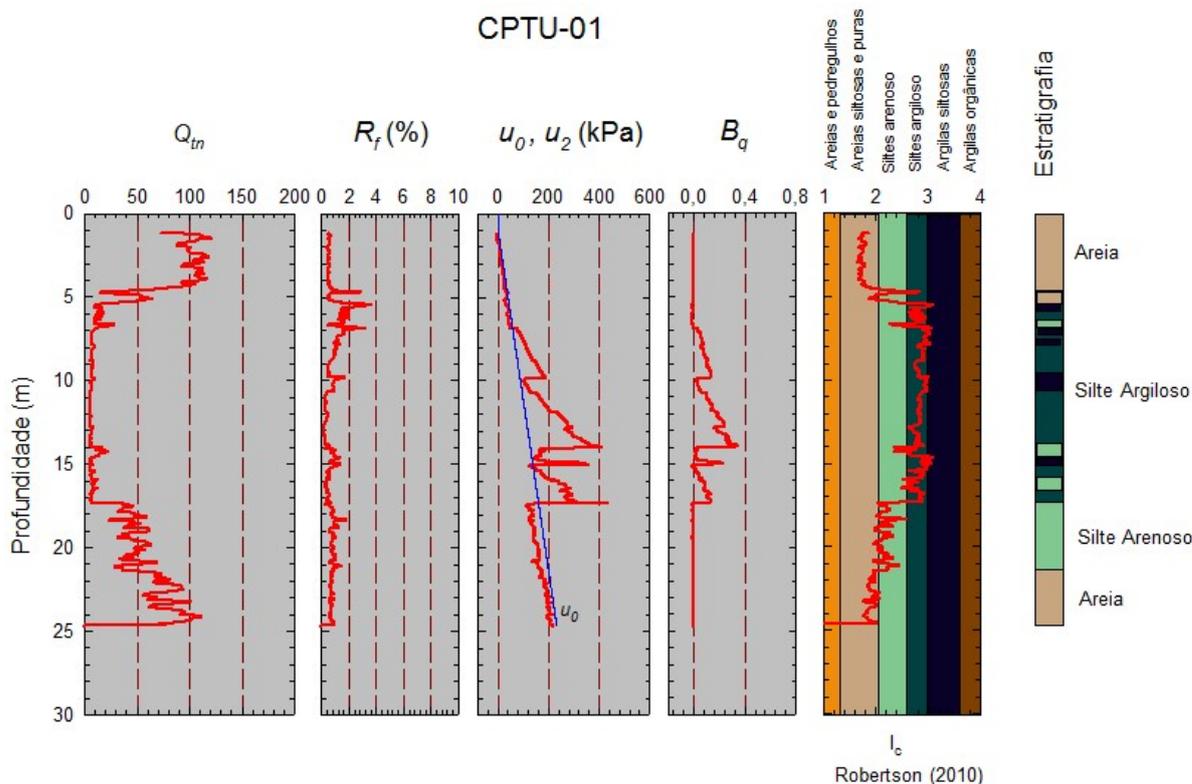
Foi observado nos ensaios CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03 (Figura 75, Figura 76 e Figura 77), uma camada de solo resistente próxima à superfície com  $Q_{tn} > 100$ ,

seguida de uma camada de solo de baixa resistência, com  $Q_{tn}$  da ordem 6,  $R_f < 2\%$  e  $B_q \leq 0,4$  combinados com a geração de excesso de poropressão, caracterizando assim a camada de solo mole.

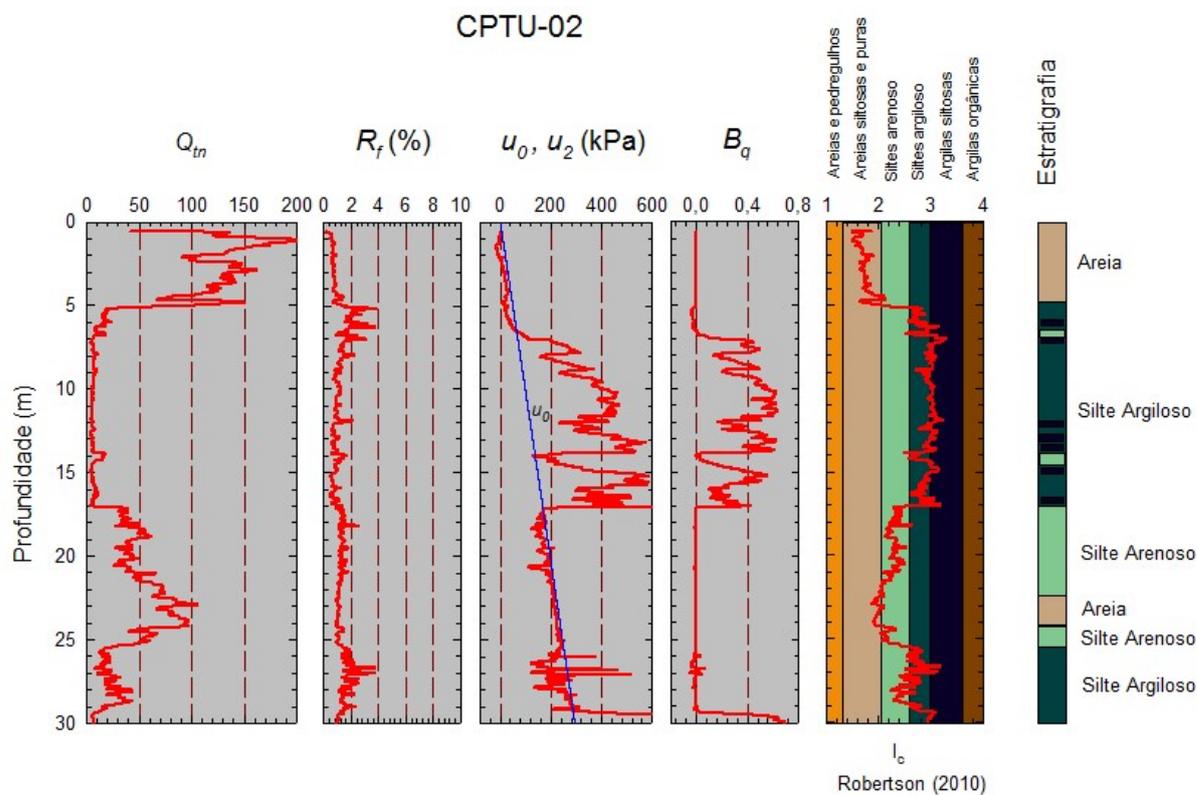
Após essa camada de solo mole de aproximadamente 12 m de espessura, foram observados diferentes comportamentos nos três ensaios. O ensaio de CPTU-01 (Figura 75) apresenta um material com resistência crescente ao longo da profundidade ( $30 < Q_{tn} < 100$ ). Já o ensaio de CPTU-02 apresenta resistência crescente até certo ponto, com posterior perda de resistência (Figura 76), enquanto que no CPTU-03 o valor da resistência real mobilizada normalizada é decrescente com a profundidade ( $70 > Q_{tn} > 10$ ).

A estratigrafia do solo, levando em consideração os ensaios CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03 foi resumida em:

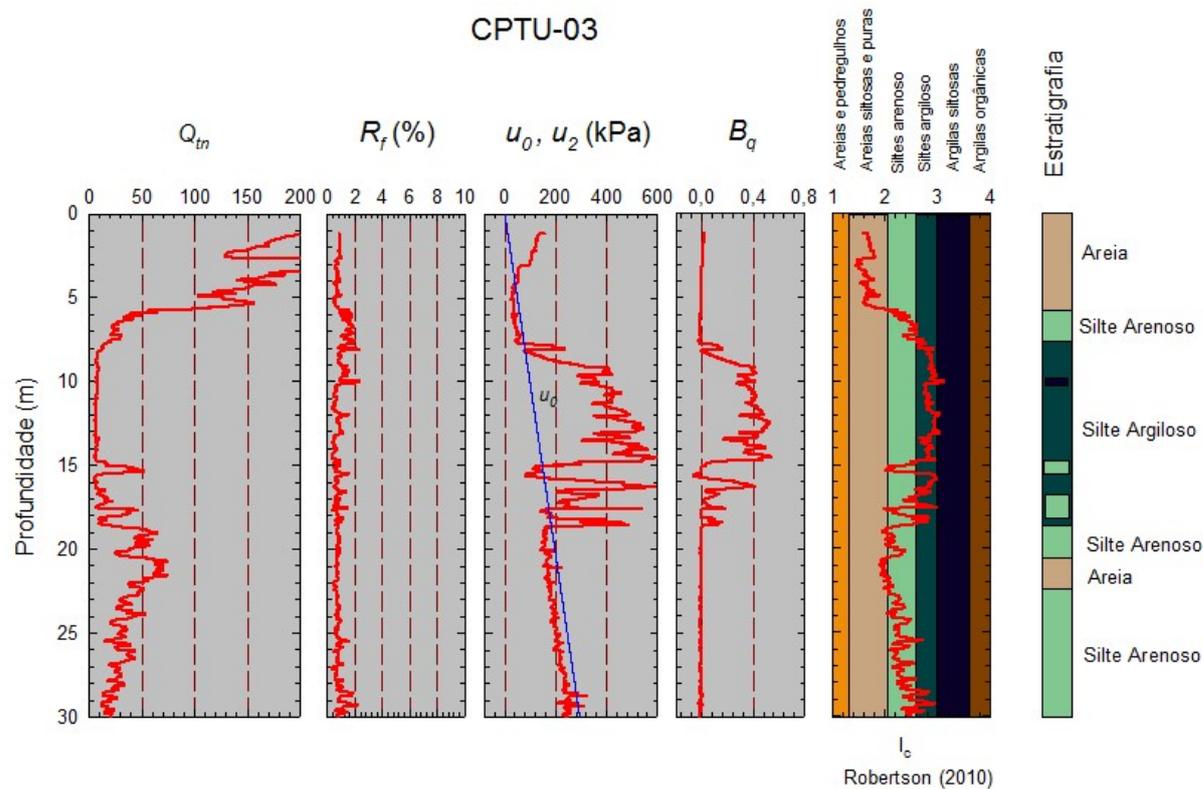
- De 0 m a 5,0 m: Areia
- De 5,0 m a 17,0 m: Silte argiloso com lentes de areia
- Após os 17,0 m: Areia a silte arenoso.



**Figura 75 – Dados normalizados do ensaio CPTU-01**



**Figura 76 – Dados normalizados do ensaio CPTU-02**



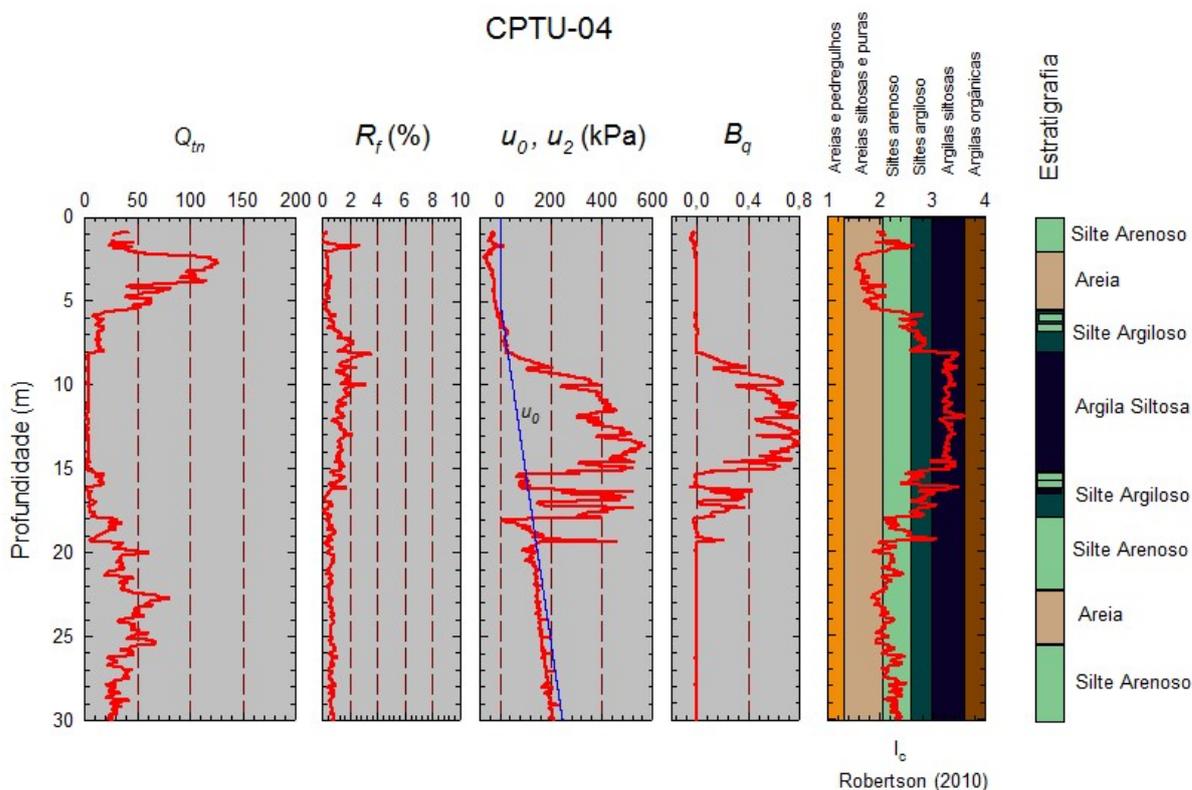
**Figura 77 – Dados normalizados do ensaio CPTU-03**

Assim, como os ensaios CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03, nos ensaios CPTU-04, e CPTU-05 (Figura 78 e Figura 79) observou-se uma camada de solo resistente próxima à superfície, entretanto com valor  $Q_{tn}$  levemente inferior ( $50 < Q_{tn} > 120$ ), seguida de uma camada de solo de baixa resistência, caracterizada como uma camada de solo muito mole de espessura aproximada de 8 m apresentando  $Q_{tn}$  da ordem 2 a 3,  $R_f < 2\%$  e  $B_q$  alcançando o valor de 0,8.

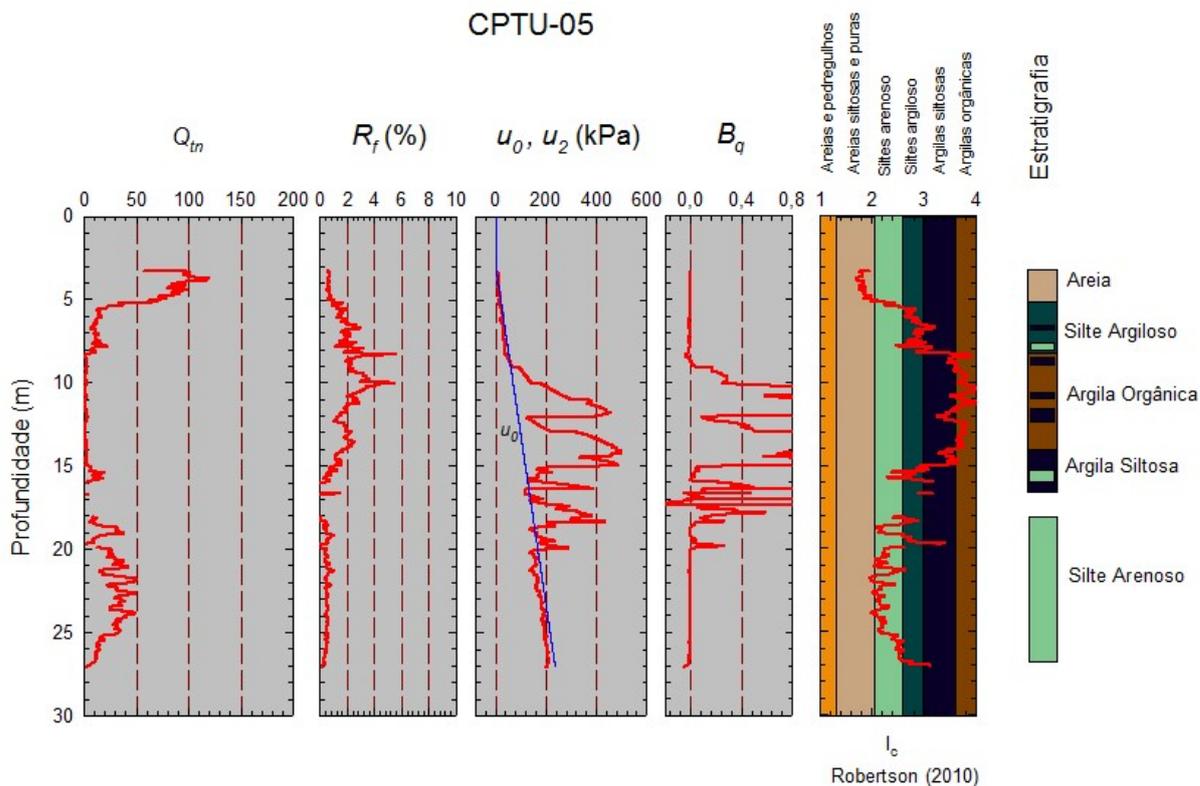
Após essa camada de solo mole, nos dois ensaios (Figura 78 e Figura 79) foi verificada resistência praticamente constante ao longo da profundidade  $Q_{tn}$  da ordem 50, com a poropressão medida relativamente coincidente com a poropressão hidrostática, caracterizando um material de comportamento drenado.

Assim, de uma maneira resumida a estratigrafia do solo, levando em consideração os ensaios CPTU-04 e CPTU-05 resume-se em:

- De 0 m a 5,0 m: Areia a silte arenoso
- De 5,0 m a 8,0 m: Silte Argiloso
- De 8,0 m a 16,0 m: Argila siltosa orgânica com lentes de areia
- Após os 16,0 m: Areia a silte arenoso



**Figura 78 – Dados normalizados do ensaio CPTU-04**



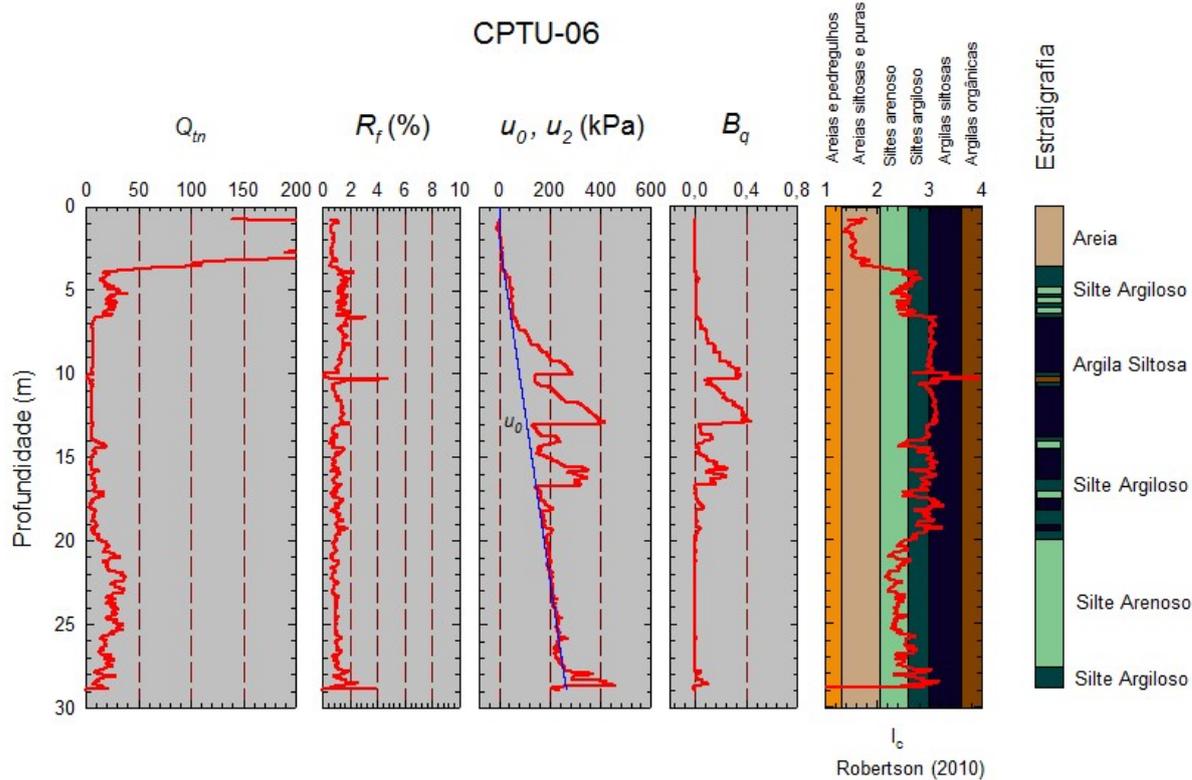
**Figura 79 – Dados normalizados do ensaio CPTU-05**

A Figura 80 e a Figura 81 apresentam os ensaios de CPTU-06 e CPTU-07, onde foi observado uma camada espessa com 13 m de solo mole com  $Q_{tn}$  da ordem 6,  $R_f < 2\%$  e  $B_q \leq 0,6$  sob uma camada de solo resistente ( $50 < Q_{tn} < 400$ ) próxima à superfície.

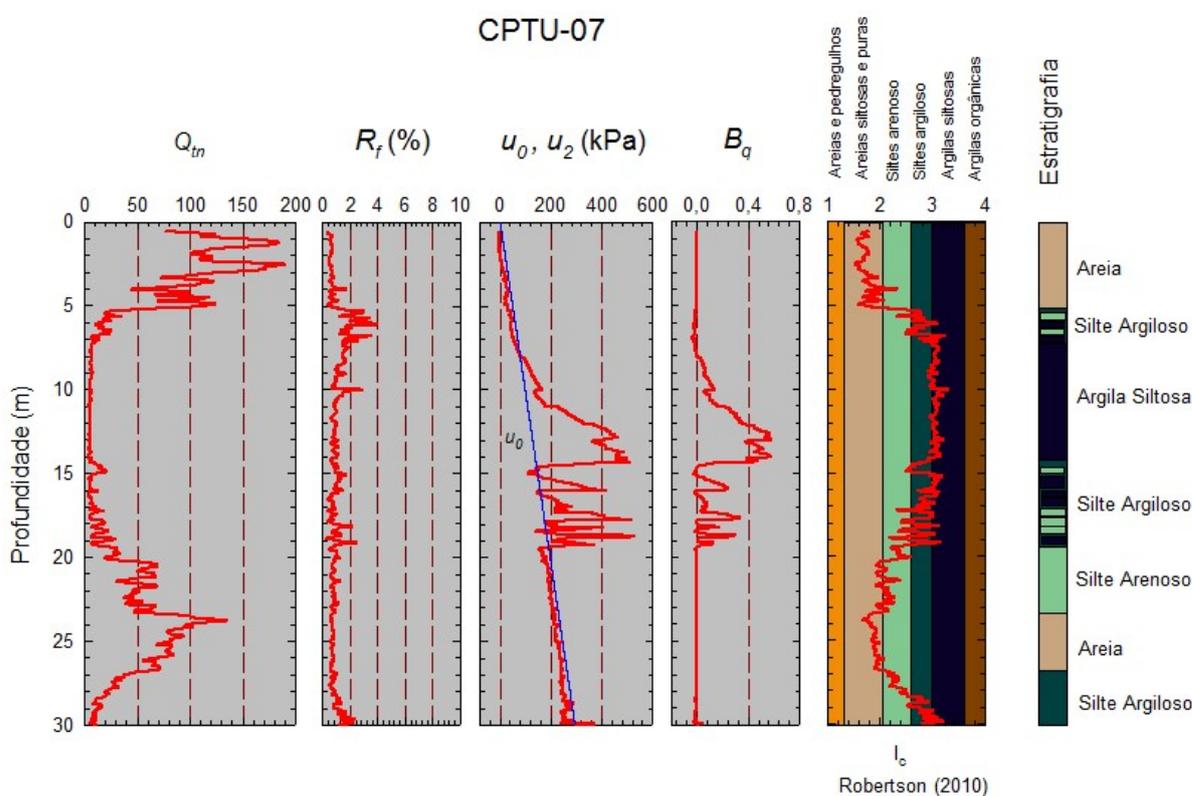
No ensaio de CPTU-06 (Figura 80), foi verificado um material com resistência aparentemente constante ao longo da profundidade ( $Q_{tn}$  da ordem 30) após ultrapassada a camada de solo mole, enquanto que no ensaio de CPTU-07 é observado, abaixo da camada de solo mole, uma resistência crescente até um certo ponto, seguida de uma queda na resistência real mobilizada normalizada (Figura 81).

A estratigrafia do solo, levando em consideração os ensaios CPTU-06 e CPTU-07 foi resumida em:

- a. De 0 m a 6,0 m: Areia
- b. De 6,0 m a 15,0 m: Argila siltosa com lentes de areia
- c. De 15,0 m a 19,0 m: Silte argiloso
- d. Após os 19,0 m: Areia a silte arenoso



**Figura 80 – Dados normalizados do ensaio CPTU-06**



**Figura 81 – Dados normalizados do ensaio CPTU-07**

Em todos os setes ensaios de CPTU , observou-se em alguns pontos da camada de solo mole uma redução significativa na geração do excesso poropressão, fato este justificado pela presença de lentes de areia.

Os valores de resistência não drenada sob condições indeformadas ( $S_u$ ) obtidos a partir dos ensaios de CPTU, em geral apresentam grandes dispersões, situados em uma faixa de 10 kPa a 400 kPa. Entretanto a Figura 82 e a Figura 83 mostram que valores consistentes de  $S_u$  ao longo da profundidade estão na ordem de 30 kPa a 70 kPa (valor médio e conservativo de 45 kPa), com exceção para o ensaio CPTU-05 que apresenta valores mínimos de  $S_u$  na ordem de 10 kPa.

A Figura 84 apresenta os resultados de todos os sete ensaios de CPTU em conjunto, onde é possível estimar os valores de  $S_u$  em função da profundidade  $z$  através das seguintes equações:

- De 5,0 m a 7,5 m:  $S_u = 76 - 16.(z - 5,0)$
- De 7,5 m a 14,5 m:  $S_u = 36 + 1,5.(z - 7,5)$
- De 13,5 m a 19,0 m:  $S_u = 46 + 20,75.(z - 14,5)$

Foi observado pela Figura 84 que o valor da resistência não drenada indeformada ( $S_u$ ) inicialmente decresce ao longo da profundidade (5,0 m a 7,5 m), seguido de um pequeno ganho de resistência a partir dos 7,0 m até atingir 14,5 m, onde foi notado um acréscimo de resistência não drenada mais acentuado até os 19,0 m de profundidade.

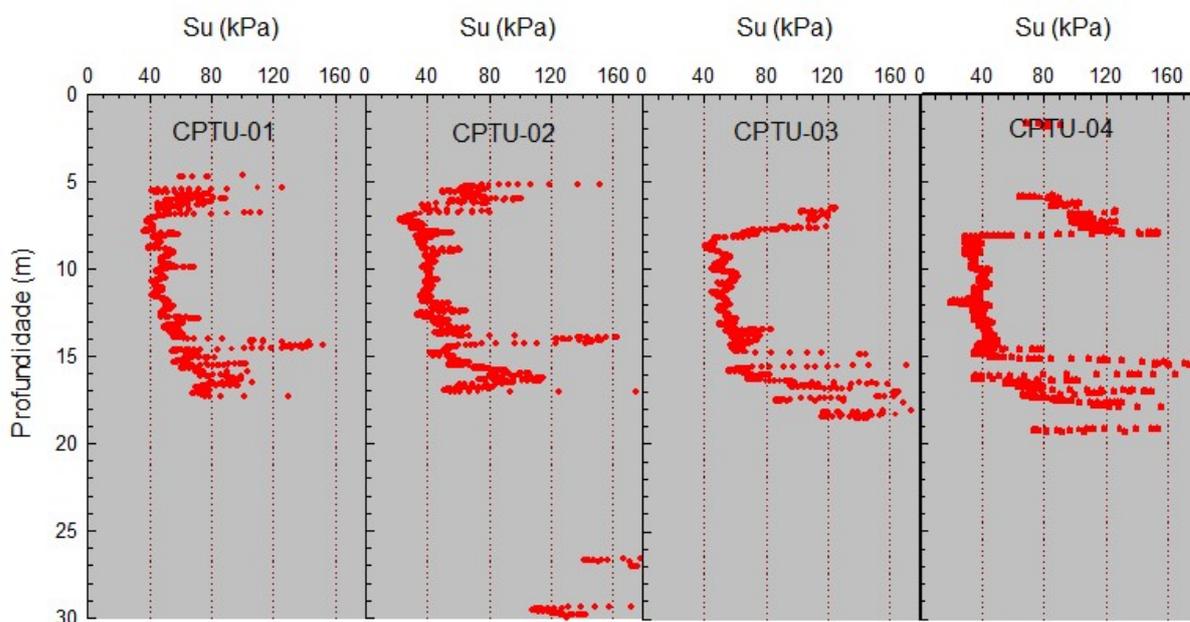


Figura 82 –  $S_u$  em função da profundidade para o ensaio CPTU-01, 02, 03 e 04

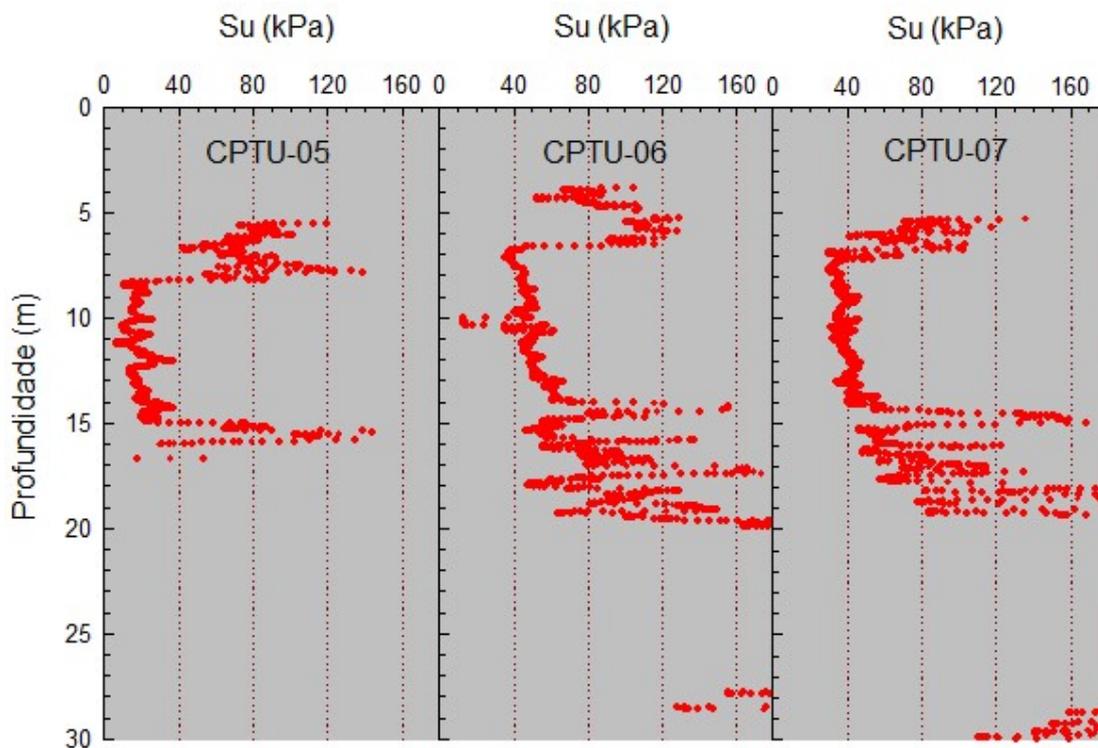


Figura 83 –  $S_u$  em função da profundidade para o ensaio CPTU-05, 06 e 07

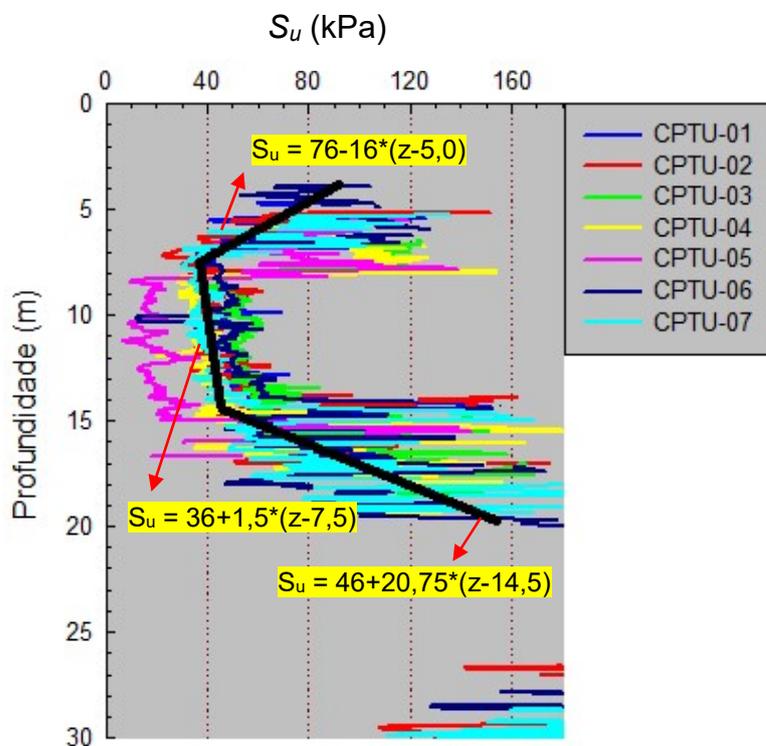
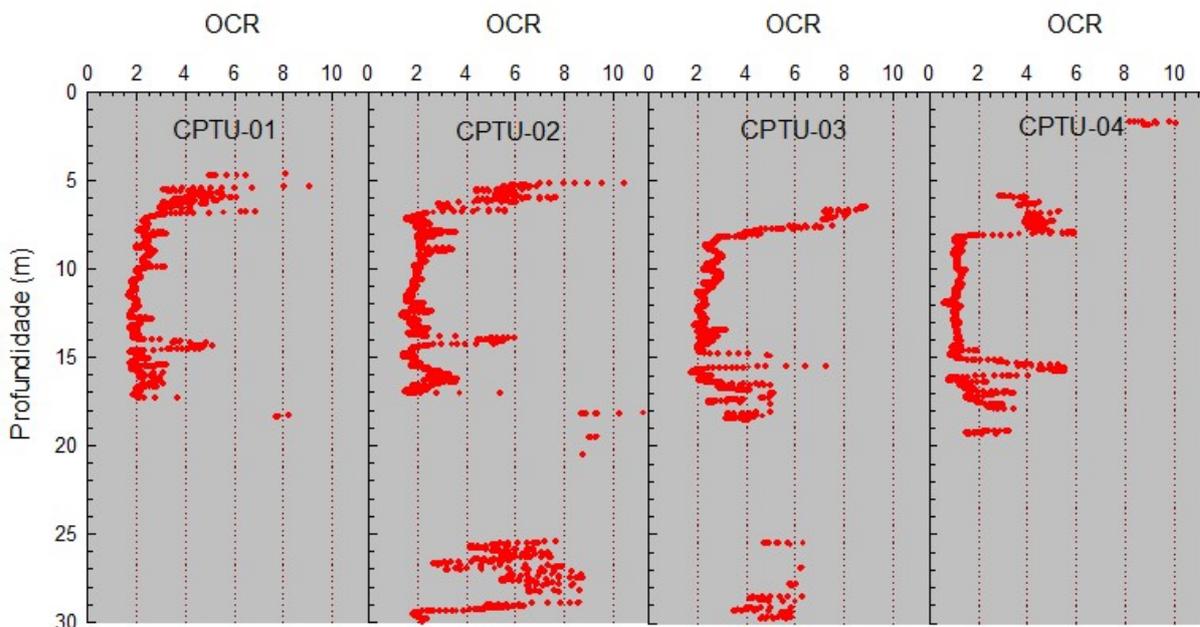
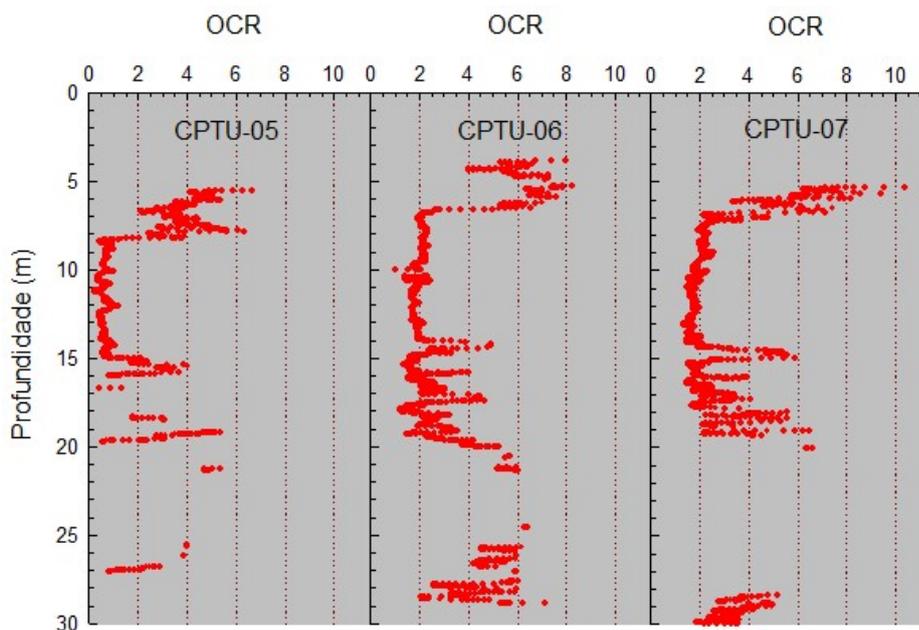


Figura 84 –  $S_u$  em função da profundidade para os sete ensaios de CPTU

Os valores de OCR estão apresentados na Figura 85 e na Figura 86, onde no topo da camada de solo mole é verificado um elevado nível de pré-adensamento ( $4 < \text{OCR} < 8$ ) para os sete ensaios realizados. No ensaio de CPTU-04, a argila mole apresenta um comportamento normalmente adensado até os 15 m de profundidades ( $\text{OCR} = 1$ ). Já o ensaio de CPTU-05 mostra um comportamento de sub-adensamento da camada de argila mole ( $\text{OCR} < 1$ ).



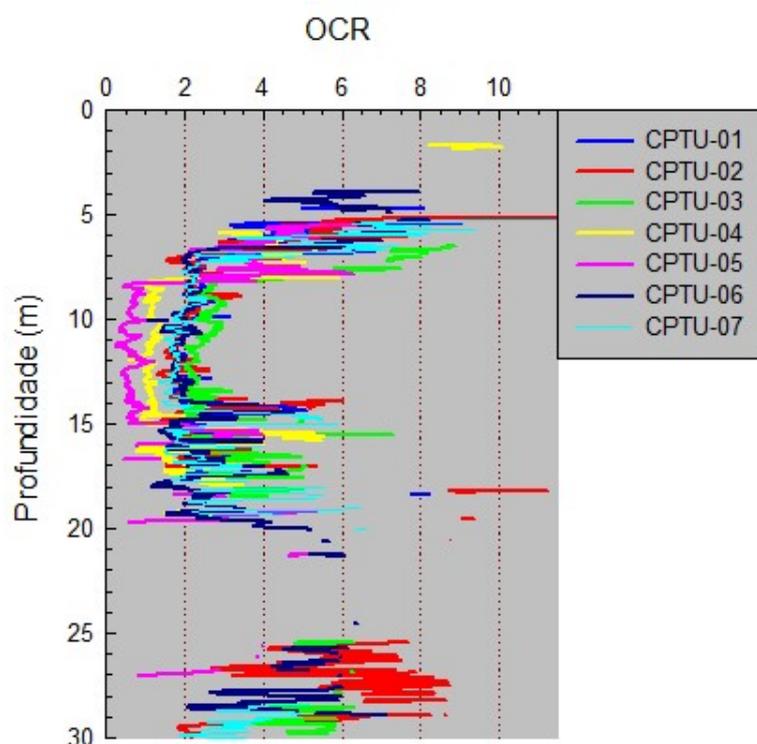
**Figura 85 – OCR em função da profundidade para o ensaio CPTU-01, 02, 03 e 04**



**Figura 86 – OCR em função da profundidade para o ensaio CPTU-05, 06 e 07**

Nos demais ensaios os valores de OCR são ordem de 2,2, ou seja, indicando pré-adensamento do solo estudado.

A Figura 87 apresenta os resultados de OCR para os sete ensaios de CPTU em conjunto.

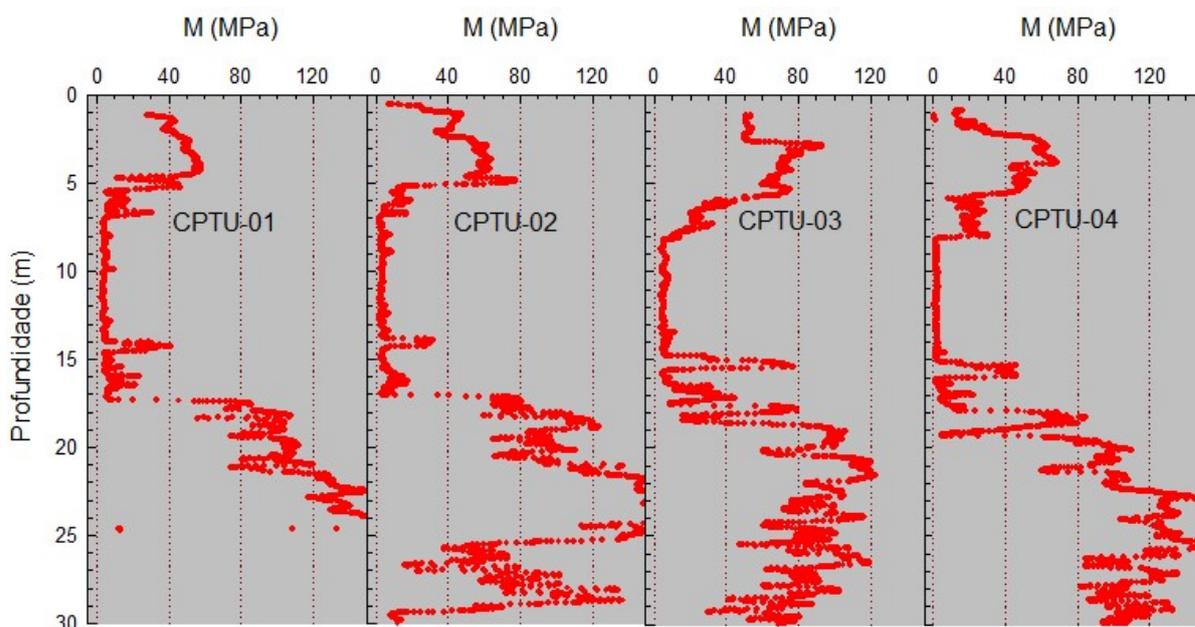


**Figura 87 – OCR em função da profundidade para os sete ensaios de CPTU**

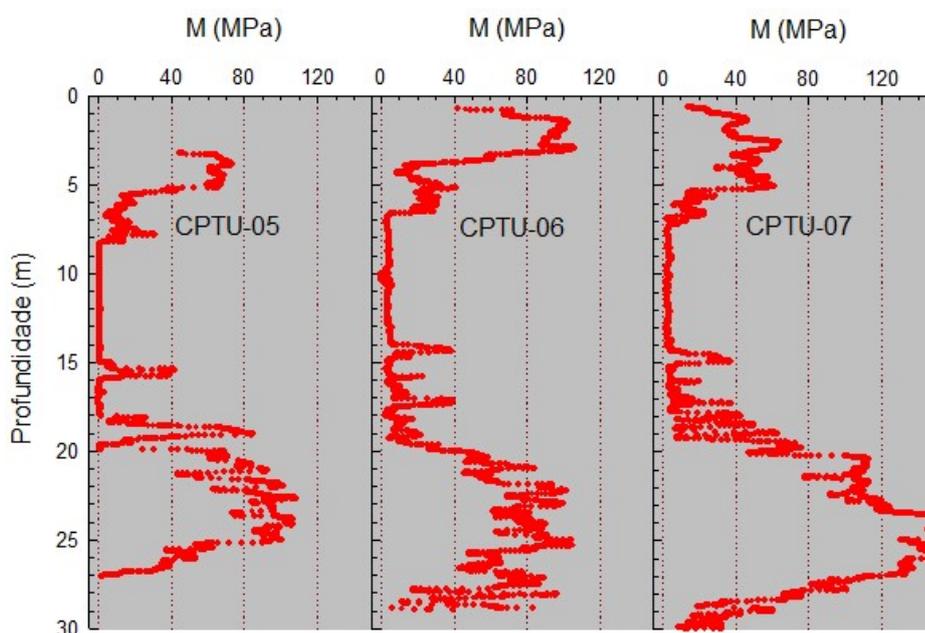
Na Figura 88 a Figura 90, são apresentados os módulos oedométricos ( $M$ ) em função da profundidade obtidos a partir dos ensaios de CPTU. Os valores de  $M$  variam de 10 MPa a 100 MPa na camada resistente próxima à superfície, sendo o valor mínimo obtido no CPTU-02 e o máximo no CPTU-05.

A camada de solo abaixo da caracterizada como solo mole apresenta módulo oedométrico ( $M$ ) que varia de 10 MPa a 175 MPa, onde os CPTU-01, CPTU-02, CPTU-04 e CPTU-07 apresentam os maiores módulos  $M$ .

Já para a camada de solo mole estudada neste trabalho, foram observados valores de módulos oedométricos ( $M$ ) inferiores ou iguais a 10 MPa, destacando o ensaio CPTU-05 com valores da ordem 0,75 MPa e o ensaio CPTU-04 com módulos oedométricos de 1 MPa a 2 MPa. Um valor mediano de  $M$  para o solo mole estudado é de 2,8 MPa.



**Figura 88 –  $M$  em função da profundidade para o ensaio CPTU-01, 02, 03 e 04**



**Figura 89 –  $M$  em função da profundidade para o ensaio CPTU-05, 06 e 07**

A Figura 90 apresenta os resultados de módulos oedométricos ( $M$ ) para os sete ensaios de CPTU realizados em conjunto.

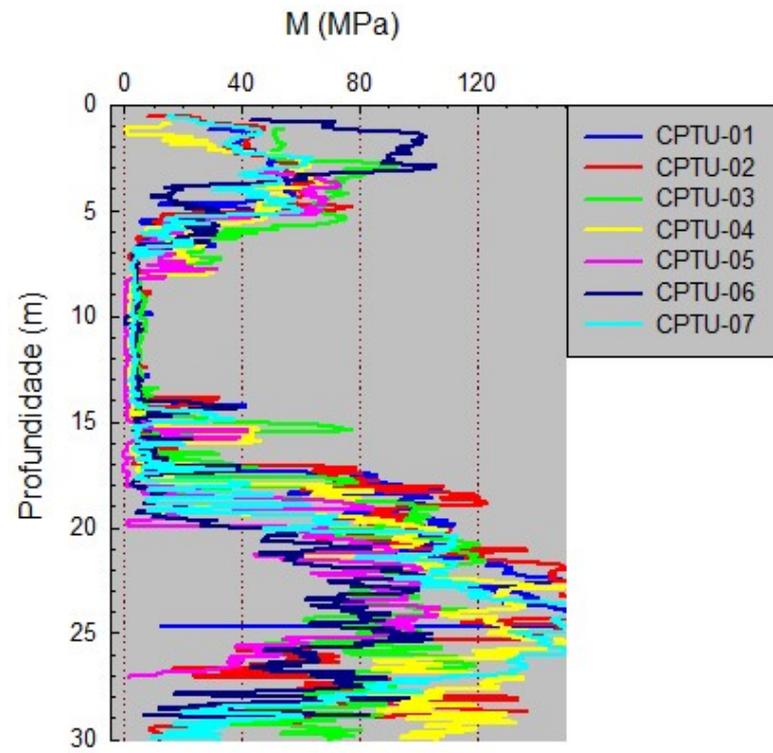


Figura 90 –  $M$  em função da profundidade para os sete ensaios de CPTU

## 6 ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

### 6.1 Considerações Iniciais

Os principais parâmetros geotécnicos apresentados no Capítulo 5 foram analisados neste capítulo em função dos diferentes tipos de ensaios e de resultados obtidos para a Baixada Santista já publicados na literatura.

#### 6.1.1 Limites de consistência

A Tabela 25 apresenta os valores de LL, LP e IP, como também resultados obtidos em estudo realizado no final dos anos 90 (Massad, 1999) e estudos do final da primeira década do Século 21 (Aguilar, 2008 e Andrade, 2009).

No presente trabalho, os valores de LL variam de 33 % a 70 %. De maneira geral, o conjunto de resultados mostra claramente a tendência dos ensaios com secagem prévia corresponderem a valores de LL mais baixos quando comparados com os valores da literatura.

Já os valores de LP estão dentro de uma faixa mais próxima dos valores da literatura, ratificando que não existem diferenças significativas entre valores de limites de plasticidades quando obtidos com secagem prévia ou sem secagem prévia.

**Tabela 25 – Limites de consistência**

Autores	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	LL	LP	IP
Massad (1999)	13,5 - 16,3	40 - 150	20 - 60	20 - 90
Aguilar (2008)	14,5 - 16,5	70 - 110	25 - 35	45 - 78
Andrade (2009)	14,6 - 15,5	96 - 119	29 - 39	67 - 81
<b>Presente trabalho</b>	<b>15,4 - 16,3</b>	<b>33 - 70</b>	<b>19 - 40</b>	<b>14 - 30</b>

### 6.1.2 Parâmetros de compressibilidade

Os parâmetros de compressibilidade apresentados na Tabela 26 foram estimados somente através de ensaios adensamentos SIC, enquanto que os parâmetros apresentados na Figura 91 e Figura 92, foram estimados pelos ensaios SIC, CPTUs e DMTs.

A tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) obtida nos ensaios SIC variam de 104 kPa a 146 kPa, concordante com os valores apresentados por Andrade (2009) para o canal do Porto de Santos e com os valores de Massad (1999) para as argilas de Santos.

Os valores do índice de compressão  $C_c$ , obtidos na campanha do presente trabalho, apresentaram uma variação entre 0,24 e 0,95. Os resultados relatados por Massad (1999) estão numa faixa de valores de duas a quatro vezes mais altos do que os resultados de Andrade (2009), que são aproximadamente duas ou cinco vezes superiores aos resultados deste trabalho.

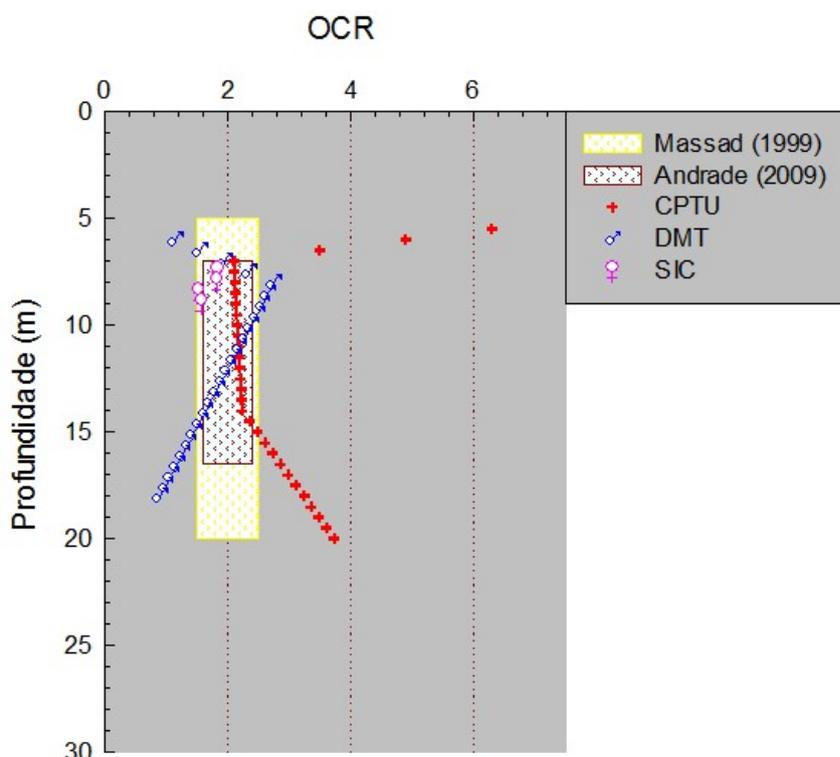
Na Tabela 26, são apresentados os resultados de  $C_r$  ou  $C_s$  (0,05 a 0,16), onde foi verificado que os resultados do presente estudo estão abaixo dos resultados relatados por Massad (1999) e do limite superior dos resultados obtidos por Andrade (2009), entretanto, apresentam-se próximo do limite inferior do trabalho de Andrade (2009).

Massad (1999) apresenta uma faixa de variação de coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) de 0 m<sup>2</sup>/ano a 3 m<sup>2</sup>/ano, resultado próximo dos valores de  $c_v$  obtidos nos ensaios SIC deste trabalho, 1,10 m<sup>2</sup>/ano a 4,49 m<sup>2</sup>/ano, para um nível de tensão de 320 kPa. Já Andrade (2009) revela valores de coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) numa variação de 0,32 m<sup>2</sup>/ano a 0,63 m<sup>2</sup>/ano, valores concordantes com o limite inferior do presente estudo.

**Tabela 26 – Parâmetros de compressibilidade**

Autores	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$C_c$	$C_r, C_s$	$c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)
Massad (1999)	30 - 200	2,27 - 8,72	0,33 - 0,51	0 - 3
Andrade (2009)	120 - 182	1,41 - 2,33	0,1 - 0,27	0,32 - 0,63
<b>Presente trabalho</b>	<b>104 - 146</b>	<b>0,24 - 0,95</b>	<b>0,05 - 0,16</b>	<b>1,10 - 4,49</b>

A Figura 91 mostra que Massad (1999) e Andrade (2009) apresentam valores de OCR concordantes, sendo suas faixas de variações de 1,5 a 2,5 e 1,7 a 2,4, respectivamente. Os resultados obtidos neste trabalho foram em sua grande maioria dentro dessas faixas. Nos ensaios de adensamento SIC, os valores de OCR obtidos são da ordem de 1,5 e 1,85, os ensaios de CPTU e DMT apresentam valores médios da ordem de 2,2. Entretanto, os resultados de CPTU são bens mais constantes com a profundidade, enquanto que os resultados do DMT decrescem com a profundidade. Vale ressaltar que os resultados mais representativos desta análise estão entre as profundidades de 7 m a 14 m.



**Figura 91 – Razão de sobre-adensamento OCR em função da profundidade**

Nos ensaios de DMT (Figura 92), foram obtidos resultados de módulo oedométrico ( $M$ ) da ordem de 7 MPa, valores quase duas vezes e meia maiores que os resultados obtidos nos ensaios de CPTU e quase três vezes mais que os resultados do ensaio de adensamento SIC.

A Figura 92 mostra que os ensaios de CPTU e de adensamento SIC apresentam resultados de  $M$  concordantes entre as profundidade de 7 m a 14 m, e situados dentro da faixa de variação apresentada por Massad (1999).

Os valores de  $M$  dos ensaios de CPTU variam de 2,5 MPa a 3,0 MPa, sendo os resultados dos ensaios de adensamento SIC numa faixa de 2,0 MPa a 2,9 MPa e a faixa apresentada por Massad (1999) de 0,5 MPa a 3,5 MPa.

Importante ressaltar que o valor de  $M$  obtido no ensaio de adensamento SIC foi para um nível de tensão de 320 kPa.

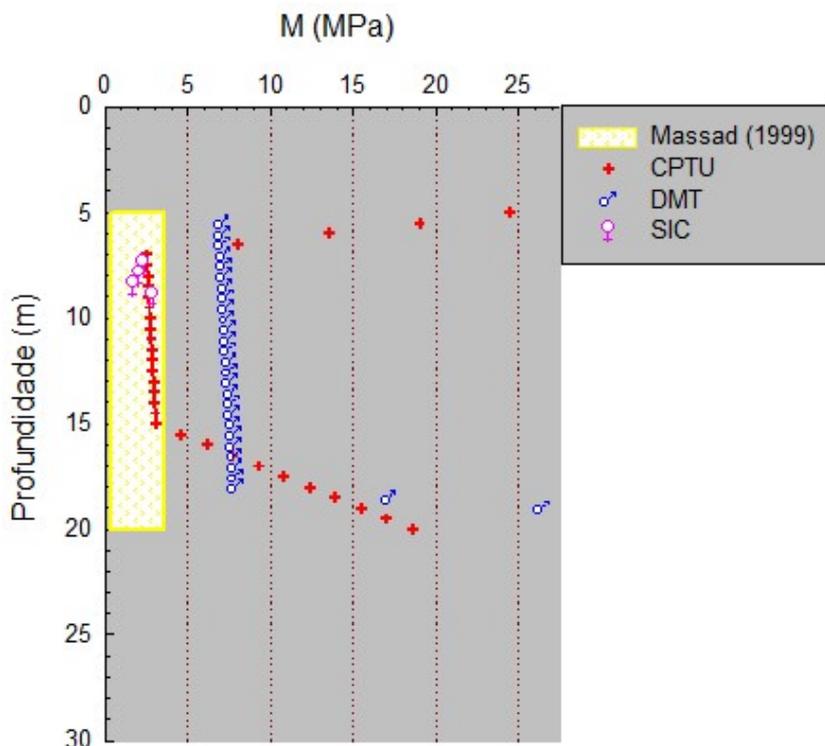


Figura 92 – Módulo oedométrico  $M$  em função da profundidade

### 6.1.3 Parâmetro de resistência

O parâmetro de resistência obtido neste estudo foi a resistência ao cisalhamento sob condições não drenadas ( $S_u$ ). Esse parâmetro foi estimado pelos ensaios, Triaxial UU, VSTs, CPTUs e DMTs, conforme apresentado na Figura 93.

Observa-se uma concordância muito evidente entre todos os ensaios para um valor de  $S_u = 40$  kPa, entre 7 m e 14 m de profundidade. Esses resultados encontram-se no intervalo apresentado por Massad (1999) de 10 kPa a 60 kPa.

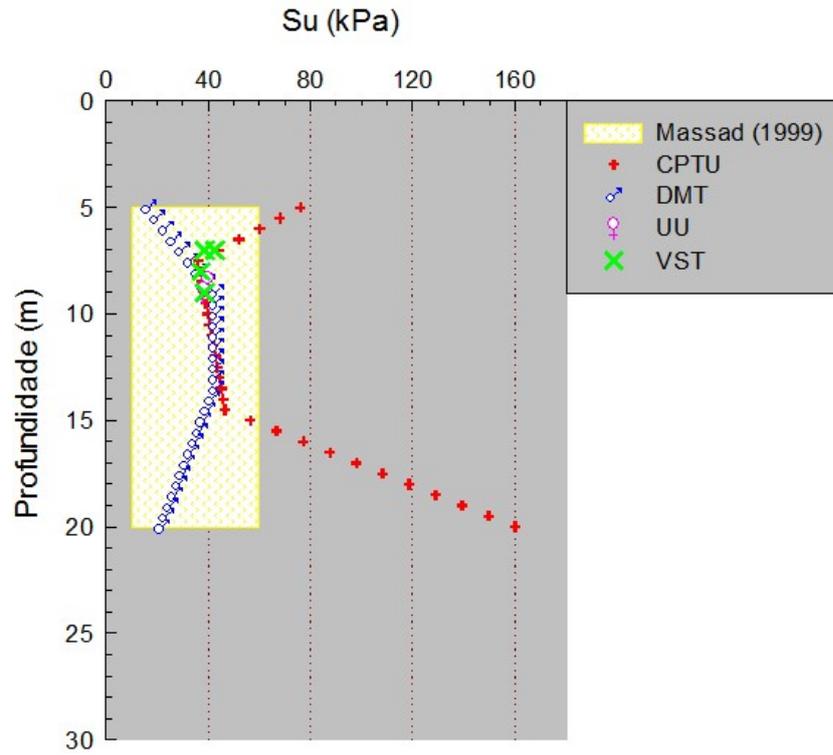


Figura 93 – Resistência não drenada  $S_u$  em função da profundidade

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 Conclusões

O presente trabalho apresentou resultados e análises de parâmetros geotécnicos obtidos a partir de um programa experimental envolvendo ensaios de laboratório, tais como, caracterização, ensaios de adensamento e ensaios triaxiais, como também ensaios de campos, dentre os quais foram realizados, SPT, VST, DMT e CPTU.

O programa experimental foi desenvolvido para a obra da Sede Administrativa da Bacia de Santos de propriedade da Petrobras. Os resultados dos parâmetros geotécnicos obtidos nos diferentes ensaios comparados entre si e com resultados já publicados na literatura.

As principais conclusões deste estudo são apresentadas a seguir.

Os ensaios de caracterização revelaram um material com limite de liquidez baixo (33 % a 70 %) em comparação com os resultados da literatura e com as argilas litorâneas, fato possivelmente justificado pelo ensaio com secagem prévia. Segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos, o solo estudado pode ser classificado como argila de baixa (CL) a alta plasticidade (CH), ou até mesmo como um silte de alta plasticidade (MH). A argila presente no solo é inativa, uma vez que índice de atividade obtido foi inferior a 0,75.

Os valores da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), estimados pelos métodos de Casagrande e Pacheco e Silva foram bastante próximos, porém superiores para o método de Casagrande numa relação máxima de 1,06. Além disso, os valores foram concordantes com a literatura.

A partir dos ensaios de adensamento SIC em amostras indeformadas, foram obtidos valores do índice de compressão  $C_c$  variando de 0,24 a 0,95 e de recompressão  $C_r$  numa faixa de 0,05 a 0,16. Estes valores foram inferiores aos indicados na literatura para depósitos moles da Baixada Santista.

Os valores do coeficiente de adensamento  $c_v$  obtidos nos ensaios de adensamento SIC pelo método de Taylor se apresentaram cerca de duas vezes

maiores (2,2) que os valores obtidos pelo método de Casagrande. Os valores obtidos foram concordantes com a literatura, variando de 1,1 m<sup>2</sup>/ano a 4,49 m<sup>2</sup>/ano.

Os valores do módulo oedométrico obtidos a partir dos ensaios de adensamento SIC tendem a aumentar significativamente com o aumento da tensão vertical efetiva no trecho de compressão virgem.

Dos ensaios triaxiais, foram obtidos: módulo de deformabilidade aumentando com o nível de tensão confinante em todos os tipos de ensaios realizados e uma envoltória de resistência com  $c' = 3,5$  kPa e  $\phi' = 27,8^\circ$ .

Os valores de OCR obtidos entre todos os ensaios apresentaram um indicativo de pré-adensamento para o solo estudado. Há uma boa concordância entre os resultados obtidos pelos ensaios SIC, DMT e CPTU, além de similaridade com a literatura.

Os ensaios de CPTU e adensamento SIC apresentaram valores de módulo oedométrico concordantes variando de 2 MPa a 3 MPa. Em contrapartida, os ensaios de DMT apresentaram resultados da ordem de 7 MPa. Verificou-se, em todos os ensaios, que o valor de  $M$  é praticamente constante com a profundidade.

O valor da resistência ao cisalhamento sob condições não drenadas  $S_u$  é da ordem de 40 kPa e praticamente constante com a profundidade. Este valor foi obtido em todos os ensaios (VST, DMT e CPTU) e está de acordo com a literatura.

Com base em todo o exposto, é possível concluir que a camada de solo mole está presente entre as profundidades de 7 m a 14 m, visto que, é nessa região que os resultados apresentam similaridades entre os ensaios.

## 7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros citamos:

- a. Empregar as correlações entre DMT e CPTU propostas por Robertson (2009) para validação dos índices dilatométricos;
- b. Validar os valores de  $S_u$  do ensaio de CPTU através do fator  $N_{kt}$  obtidos a partir dos resultados do ensaio de VST.

## REFERÊNCIAS

- [1] ASTM-D2487-11. **Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**, ASTM, American Society for Testing and Materials, 2011.
- [2] ASTM-D2488-09. **Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)**, ASTM, American Society for Testing and Materials, 2009.
- [3] ASTM-D3282-09. **Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes**, ASTM, American Society for Testing and Materials, 2009.
- [4] ASTM-D5778-12. **Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils**, ASTM, American Society for Testing and Materials, 2012.
- [5] ASTM-D6635-01. **Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer**, ASTM, American Society for Testing and Materials, Book of Standards Vol. 04.09, 2001.
- [6] AGUIAR, V.N. **Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé** Dissertação de Mestrado., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 245 p, 2008.
- [7] ALMEIDA, M. S. S. **Aterro sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho**. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 215 p, 1996.
- [8] ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. **The Behavior of Sarapuí Soft Organic Clay**. Proc. Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A. A. Balkema, v. 1, pp. 477-504, 2002.

- [9] ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros sobre solos mole: projeto e desempenho**, 2<sup>nd</sup>. Edição, Editora Oficina de Texto, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 256 p, 2013.
- [10] ANDRADE, M.E.S. **Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade De Santos**, Dissertação de Mestrado., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 413 p, 2009.
- [11] ANTUNES, C.S.G.L.M. **Comportamento dos Aterros que Compõem a Obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**, Dissertação de Mestrado, PGECIV/UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 160 p, 2012.
- [12] BARONI, M. **Investigação Geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca**, Dissertação de Mestrado., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 270 p, 2010.
- [13] CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Fundamentos**. 6<sup>a</sup> edição, LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 234 p, 1988.
- [14] CAMPOS, A.C.S.L. **Características de compressibilidade de uma argila mole da Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro**, Dissertação de Mestrado, PUC - Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 175 p, 2006.
- [15] COLLET, H.B. **Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1978.
- [16] CORDEIRO, D.D. **Obtenção de Parâmetros Geotécnicos de Areias por meio de Ensaio de Campo e Laboratório**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil, 198 p, 2004.

- [17] COUTINHO, R.Q. **Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 206 p, 1976.
- [18] COUTINHO, R.Q. **Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre solos orgânicos – argilas moles da Barragem de Juturnaíba**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 632 p, 1986.
- [19] COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, A.T.J., OLIVEIRA, J.T. **Conferência: Palheta: Experiência, Tradição e Inovação**. In: SEFE IV / BIC 2000. Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo, SP, Brasil, 2000.
- [20] CASAGRANDE, A., **The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance**, Proceedings First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts. v 3, pp. 60-64, 1936.
- [21] DA SILVA et. al.. **Sondagem e Terraplanagem**. Trabalho de Curso, Faculdade Pitágoras, Belo Horizonte, MG, Brasil, 59 p, 2013.
- [22] DA SILVA, F.K. **Ensaio Dilatométrico – DMT em Solos de Santa Catarina: Estudo Comparativo com CPT e SPT**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil, 269 p, 2008.
- [23] DA SILVA, S.L.A. **Caracterização de Depósito de Solo Mole por meio de Ensaio de Campo na Região de Santa Cruz-RJ**. Trabalho de Conclusão de Curso, UNISUAM, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 104 p, 2014.
- [24] DANZIGER, F.A.B. **Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaios de piezocone: aplicação a argilas moles**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 593 p, 1990.

- [25] DOS SANTOS, E.F. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificação geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil, 145 p, 2006.
- [26] DOUGLAS, B.J., OLSEN, R.S. **Soil classification using electric cone penetrometer**. In Proceedings of Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE. St. Louis, Missouri, October 1981, pp. 209-227.
- [27] DUARTE, A.E.R. **Características de compressão confinada da argila mole do rio Sarapuí, no Km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis**. Dissertação de Mestrado, PUC - Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 210 p, 1977.
- [28] Eurocode 7. **Geotechnical design - Part 3: Design assisted by field testing, Section 9: Flat dilatometer test (DMT)**. Final Draft, ENV 1997-3, Apr., 66-73. CEN - European Committee For Standardization, 1997.
- [29] FEIJÓ, R.L. **Relação entre a Compressão Secundária, Razão de Sobreadensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 167 p, 1991.
- [30] FORMIGHERI, L.E. **Comportamento de um Aterro Sobre Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, PUC - Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 182 p, 2003.
- [31] GERSCOVICH, D.M.S. **Compressibilidade e Adensamento**. Notas de aula, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.
- [32] GRECO, J.A.S. **Solos – Conceitos e Ensaio da Mecânica dos Solos Classificação dos Solos para Fins Rodoviários**. Notas de aula, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil, 2003.

- [33] JANNUZZI, G.M.F. **Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaios de Campo**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 195 p, 2009.
- [34] JEFFERIES, M.G., DAVIES, M.P. **Use of CPTU to estimate equivalent SPT  $N_{60}$** . Geotechnical Testing Journal, ASTM, 16(4): 458-468, 1993.
- [35] LACERDA, W.A., COUTINHO, R.Q., COSTA FILHO, L.M., DUARTE, A.E.R. **Consolidation Characteristics of Rio de Janeiro Soft Clay**. Proceedings of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, pp. 231-243, 1977.
- [36] LADD, C.C. **Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils**, Massachussets, ASCE, Foundations and Soil Mechanics, 1973.
- [37] LIMA, B.T. **Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**, Dissertação de Mestrado, PGECIV/UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 135 p, 2007.
- [38] LINS, A.H.P. **Ensaio Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 175 p, 1980.
- [39] LOPES, F.M.G. **Estudo do Comportamento Mecânico de Areias Artificialmente Cimentadas**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, Brasil, 109 p, 2012.
- [40] LUCCHESI, C.F. **Petróleo**. Estudos Avançados, Vol.12, No.33, São Paulo, SP, Brasil, Maio/Agosto, 1998.
- [41] LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J.M. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**, Londres: Blackie Academic & Professional, 1997.

- [42] MACCARINI, F.J. **Análise da Estabilidade de Aterro Sobre Solos Moles**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC, Criciúma, SC, Brasil, 87 p, 2009.
- [43] MARCHETTI, S. **A New In Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability**. *Proc. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE Specialty Conference, Raleigh, N.C., vol. 2, p. 255-259, 1975.
- [44] MARCHETTI, S. **In Situ Test by Flat Dilatometer**. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 106, No. GT3, Proc. Paper 15290, p. 299-321, 1980.
- [45] MARCHETTI, S.; CRAPPS, D.K. **Flat Dilatometer Manual**. *Internal Report*, Schmertmann and Crapps Inc. Gainesville, Florida, USA, 1981.
- [46] MARCHETTI, S. **The Flat Dilatometer Design Applications – Keynote Lecture**. In: *Third Geotechnical Engineering Conference*, Cairo University, Cairo. Proceedings...p. 1-26, 1997.
- [47] MARCHETTI S.; MONACO P.; TOTANI G.; CALABRESE M. **The Flat Dilatometer test (DMT) in Soil Investigations**. TC16 Report. Proc. IN SITU 2001, Intl. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Indonesia, 41pp, 2001.
- [48] MARINHO, F.A.M. **Investigação Geotécnica Para Quê?**. In: *Anais do IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas*, vol.2. Salvador, BA, 2005.
- [49] MASSAD, F. **As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas**. Tese de Livre Docência, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil, 1985.

- [50] MASSAD, F. **Propriedades dos Sedimentos Marinhos: Solos do Litoral Paulista**, ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), Ed., Núcleo Regional de São Paulo, p.99-128, 1994.
- [51] MASSAD, F. **Baixada Santista: Implicações na História Geológica no Projeto de Fundações**, Solos e Rochas, vol.22, p.3-49, 1999.
- [52] MEIRELES, E.B. **Retrospectiva dos Quinze anos de Ensaio de Piezocone em Argila Mole na COPPE/UFRJ**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 210 p, 2002.
- [53] NBR-5734. **Peneiras para ensaio - Especificações**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989.
- [54] NBR-6457. **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – Método de ensaio**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.
- [55] NBR-6459. **Solo - Determinação do Limite de Liquidez - Método de ensaio**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.
- [56] NBR-6484. **Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.
- [57] NBR-6502. **Rochas e Solos**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995.
- [58] NBR-6508. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica – Método de ensaio**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.
- [59] NBR-7180. **Solo - Determinação do Limite de Plasticidade - Método de ensaio**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.

- [60] NBR-7181. **Solo – Análise Granulométrica**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.
- [61] NBR-7250. **Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982.
- [62] NBR-10838. **Solo - Determinação de massa específica aparente de amostras indeformadas com emprego da balança hidrostática**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988.
- [63] NBR-10905. **Solo – Ensaios de Palheta *in situ***, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1990.
- [64] NBR-12069. **Solo – Ensaios de Penetração de cone *in situ* (CPT)**, ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1990.
- [65] OLIVEIRA, J.T.R. **Ensaios de Piezocone em um Depósito de Argila Mole na Cidade de Recife**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 187 p, 1991.
- [66] OLIVEIRA, J.T.R. **A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão- Deformação- Resistência de Argilas Moles**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 264 p, 2002.
- [67] OLIVEIRA, O.C. **Contribuição à Obtenção da Resistência de Argila Moles por Ensaios *in situ***. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 84 p, 1997.
- [68] ORTIGÃO, J.A.R. **Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 94 p, 1975.

- [69] **ORTIGÃO, J A R. Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro.** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 714 p, 1980.
- [70] **ORTIGÃO, J.A.R., COLLET, H.B. A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta.** Solos e Rochas, Vol. 9, No. 2, pp. 33-45, 1986.
- [71] **ORTIGÃO, J. A. R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. 2ª edição,** Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A (LTC), 374 p, 1995.
- [72] **ORTIGÃO, J. A. R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. 3ª edição,** Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A (LTC), 374 p, 2007.
- [73] **PACHECO SILVA, F. Uma Nova Construção Gráfica para a Determinação da Pressão de Pré-Adensamento de uma Amostra de Solo.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 4. Guanabara. Anais. v.2, p.219- 223, 1970.
- [74] **PINHEIRO, J.C.N. Ensaio triaxiais em depósito mole turfoso à margem da Lagoa de Itaipu, RJ.** Dissertação de mestrado , PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 253 p, 1980.
- [75] **PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 3ª edição,** Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 355 p, 2006.
- [76] **RIBEIRO, L.F.M. Ensaio de laboratório para determinação das características geotécnicas da argila mole de Sergipe.** Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 201 p, 1992.
- [77] **ROBERTSON, P.K. Soil classification using the cone penetration test.** Canadian Geotechnical Journal, 27 (1): 151-158, 1990.

- [78] ROBERTSON, P.K. **CPT-DMT Correlations**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 11, November 1, 2009.
- [79] ROBERTSON, P.K. **CPT interpretation – a unified approach**, Canadian Geotechnical Journal, 46: 1-19, 2009.
- [80] ROBERTSON, P.K. **Soil behaviour type from the CPT: an update**. *2<sup>nd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*, Huntington Beach, CA, USA, 2010.
- [81] ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA. **Estimating Liquefaction Potential of Sands Using the Flat Plate Dilatometer**. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.9, No.1, pp 38-40, March, 1986.
- [82] ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G.; GILLESPIE, D.; GREIG, J. **Use of Piezometer Cone data. In-Situ'86 Use of in-situ testing**. In: *Geotechnical Engineering, GSP 6*, ASCE, Reston, VA, Specialty Publication, pp 1263-1280, 1986.
- [83] ROBERTSON, P.K.; DAVIES, M.P.; CAMPANELLA, R.G. **Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer**. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.12, No.1, pp 30-38, March, 1989.
- [84] ROBERTSON, P.K.; WRIDE, C.E. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1): 442-459, 1998.
- [85] SANDRONI, S.S. **Depósitos Moles: Formação, Tipos e Análise de Estabilidade de Aterros sob Condições Não Drenadas**. Relatório AT 20/80. DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1980.
- [86] SAYÃO, A.S.F.J. **Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 201 p, 1980.

- [87] SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 189 p, 2000.
- [88] SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações – 2ª Edição**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 189 p, 2012.
- [89] SPANNENBERG, M.G. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 162 p, 2003.
- [90] STP1014. **Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies**, ASTM, American Society for Testing and Materials, 1988.
- [91] TAYLOR D.W. **Fundamentals of Soil Mechanics**, John Wiley e Sons., New York, 1948.
- [92] TERZAGHI, K. **Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tonnes aus dem Verlauf der hydrodynamische Spannungerscheinungen**, Sitzber. Akad. Wiss. Wien, Abt. Ila, 132, 125-138, 1923.
- [93] TERZAGHI, K. **The Shearing Resistance of Saturated Soils and The Angle between the Planes of Shear**, In: Proceedings of 1st ICSMFE, Cambridge, 1936.
- [94] TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.
- [95] THULER, R.B. **Estudo de Solos do Estado do Rio De Janeiro para Aplicação em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 125 p, 2005.
- [96] VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. Editora McGRAW-HILL do Brasil LTDA, 1978.

- [97] ZHANG, G.; ROBERTSON, P.K.; BRACHMAN, R.W.I. **Estimating Liquefaction induced Ground Settlements From CPT for Level Ground**, *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5): 1168-1180, 2002.
- [98] PETROBRAS, Disponível em: >> <http://www.petrobras.com.br/pt/> >> Acesso em: 30 Jul. 2014