

3

Materiais e Métodos

Cuidadosa preparação de amostras de solo para modelos de ensaios centrífugos é crucial para a interpretação de resultados característicos. Neste capítulo, apresenta-se a metodologia empregada para a elaboração das amostras de solo utilizadas nos ensaios centrífugos. Realizou-se um tratamento prévio da areia com a finalidade de se obter um material limpo correspondente a uma faixa de diâmetros entre as peneiras 0,149 – 0,297 mm. O diâmetro médio, coeficientes de curvatura e uniformidade foram obtidos através da análise granulométrica. Determinou-se a densidade do material por pluviação, assim como a densidade máxima e mínima. Obteve-se o perfil contínuo de resistência da amostra em voo por meio de ensaios de penetração cônica (CPT). Foram determinados de forma indireta o ângulo de atrito (ϕ') e a densidade relativa (D_r).

3.1. Caracterização do material

O solo utilizado nos ensaios corresponde a uma amostra de areia fina, amplamente estudada (Souza Costa, 2005; Pacheco, 2006 e Guimarães. 2014) proveniente da praia de São Francisco Niterói (RJ). Esta areia foi inicialmente tratada, segundo a metodologia de Oliveira Filho (1987), com a finalidade de separar a fração granulométrica compreendida entre as peneiras nº 100 (0,149 mm) e nº 50 (0,297 mm) para obter um material uniforme sem possibilidade de segregação por ventura da preparação da amostra.

3.1.1. Análise granulométrica

Os ensaios granulométricos foram realizados de acordo com a norma ABNT-NBR 7181 (1984).

O material coletado foi primeiramente peneirado entre os limites superior e inferior imposto (nº 100 e 50), a areia já fracionada foi depois lavada para remover

qualquer traço fino e impurezas. Foram determinados a densidade real dos grãos, o diâmetro médio dos grãos, o coeficiente de curvatura e coeficiente de uniformidade utilizando as seguintes relações:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.1)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (3.2)$$

Onde:

D_{60} é o diâmetro da partícula cuja dimensão é maior que 60% das partículas, em peso.

D_{10} é o diâmetro da partícula cuja dimensão é maior que 10% das partículas, em peso.

D_{30} é o diâmetro da partícula cuja dimensão é maior que 30% das partículas, em peso.

Na modelagem centrífuga é necessária a verificação da consistência do modelo adotado, devido a que as partículas do solo a ser ensaiado não são reduzidas pelo fator de escala escolhido (N). A rigor existe um mínimo de partículas em contato com cada dimensão linear que garantem a ocorrência do fenômeno a ser reproduzido (Fugslang e Ovesen, 1988).

Dutos enterrados superficialmente podem ser considerados um tipo de fundação rasa (*strip footing*) (Zhang *et al.*, 2002), em que o critério de análise para a verificação da consistência do modelo centrífugo adotado requer a normalização das dimensões geométricas da estrutura (diâmetro), com referência ao tamanho das partículas do solo.

Garnier *et al.* (2007) apresentaram um compêndio de leis de escala e similitude baseados em ensaios centrífugos com resultados validados por meio de ensaios em escala real, onde se estabelece a relação mínima necessária [eq. (3.3)] para o caso de fundações rasas, entre o menor comprimento do modelo (diâmetro do duto) e o diâmetro médio das partículas do solo (d_{50}) a ser utilizado.

$$\frac{B}{d_{50}} > 35 \quad (3.3)$$

No presente estudo, a relação entre a corda da seção do duto em contato com o solo (D') e o diâmetro médio do grão (d_{50}) é maior a 35, ou seja, encontra-se no intervalo sugerido pelos autores segundo a eq. (3.4).

$$\frac{D'}{d_{50}} = \frac{7,79}{0,19} = 41,02 > 35 \quad (3.4)$$

3.1.2. Análise Física

A forma predominante dos grãos varia de subarredondados a subangular, em que o alongamento médio (esfericidade) não ultrapassa 1,5 (relação da maior/menor dimensão do grão). A Tabela 3.1 apresenta as principais características obtidas das análises físicas. (Oliveira Filho, 1987).

Tabela 3.1 Características da amostra

Item	Oliveira Filho (1987)	Presente Estudo
Peso específico seco min. (kNm^{-3})	14,18	13,68
Peso específico seco máx. (kNm^{-3})	15,80	15,88
Índice de vazios máx.	0,82	0,89
Índice de vazios mín.	0,559	0,631
Diâmetro efetivo d_{10} (mm)	-	0,12
Diâmetro médio d_{50} (mm)	0,22	0,19
Densidade real dos grãos	2,632	2,641

3.1.3. Densidade real dos grãos

Foram realizados três ensaios pelo método do picnômetro ABNT – NBR 6508 (1984). O valor da densidade real dos grãos foi igual a $G_s = 2,642$; média de três ensaios consecutivos. Resultados similares, no mesmo material, foram obtidos em Oliveira Filho (1987), Souza Costa (2005), Pacheco (2006) e mais recentemente em Guimarães (2014).

3.2. Índice de Vazios

A estrutura de um solo possui um papel fundamental no seu comportamento, seja em termos de resistência ao cisalhamento, compressibilidade ou permeabilidade. Os solos granulares, por possuírem arranjos estruturais bastante simplificados, podem ter o comportamento avaliado através da curva granulométrica e da compactidade. A compactidade de uma areia permite avaliar o índice de vazios em estado natural em confrontação com o índice de vazios máximo (fofo) e o índice de vazios mínimo (compacto).

Diversos autores têm destacado a influência das propriedades associadas com a natureza e estado do material na resistência de solos granulares. Na modelagem centrífuga é sublinhada a importância do controle da densidade nos métodos de elaboração de amostras nos modelos centrífugos (Garnier, 2002).

No presente estudo avaliou-se a densidade da amostra em termos do índice de vazios relativo à massa específica.

3.2.1. Índice de vazios mínimo

Para a determinação do índice de vazios máximo seguiu-se o procedimento descrito na ABNT - NBR 12051 (1991) considerando a aplicabilidade e limitações baseadas na granulometria do material. Foi utilizada a metodologia B1 que contempla a utilização de molde de 1000 cm³ de volume nominal em mesa para peneiramento de vibração vertical sem medição de período ou frequência (10 posições). Foram realizados ensaios preliminares para determinar, em primeiro lugar, a sobrecarga que permitisse obter a máxima densidade seca.

A seguir se descreve o procedimento seguido para a execução desse ensaio:

1. Determinou-se o volume do molde de ensaio, através da média de três medições obtidas das suas dimensões, e pesou-se o molde que conterà a areia após o nivelamento e eliminação dos excessos do material;
2. Com ajuda de um funil colocou-se o material no conjunto molde + colar (Figura 3.1) procurando que a superfície conformada pelo material colocado se mantenha horizontal e com um excesso de 1 a 2 cm acima do topo do molde;

3. Após o preenchimento do material colocou-se a sobrecarga previamente determinada e fixou-se o conjunto molde + colar + sobrecarga à mesa vibratória que foi acionada no máximo nível por um período de 10 minutos (Figura 3.2);
4. Após esse tempo, retirou-se cuidadosamente a sobrecarga e o colar, eliminando-se o excesso de material do topo do molde (Figura 3.3).
5. Pesou-se o molde contendo o material rasado no topo e, por subtração, obteve-se a massa do material (Figura 3.3);
6. O quociente do peso do material dividido entre o volume do molde dará a massa específica aparente seca máxima. O resultado final é a média de um mínimo de três repetições.

O valor do índice de vazios mínimo foi obtido a partir da eq. (3.5) apresentada a seguir:

$$e_{\min.} = \frac{G_s}{\gamma_{\max.}} - 1 \quad (3.5)$$

Onde:

G_s é a densidade real dos grãos;

$\gamma_{\max.}$ é a massa específica aparente seca máxima.



Figura 3.1 - Colocação da areia no molde de ensaio.



Figura 3.2 - Sequência de colocação da sobrecarga na amostra e fixação do conjunto a ser ensaiado na mesa vibratória.



Figura 3.3 - Retirado de sobrecarga, nivelamento e pesagem da amostra do ensaio.

3.2.2. Índice de vazios máximo

A massa específica aparente seca mínima do solo é aquela que apresenta maior índice de vazios na composição do seu volume. O procedimento seguido para a determinação do índice de vazios máximo foi conforme a ABNT - NBR 12004 (1990) para materiais granulares. Foram verificadas as restrições de granulometria da amostra para a escolha do método e do molde de ensaio. Utilizou-se um tubo rígido de parede delgada de 7 cm de diâmetro e um molde com capacidade nominal de 1000 cm³. A seguir descreve-se o procedimento da execução do ensaio:

1. Pesou-se o molde de ensaio e determinou-se o volume através da média de três medições obtidas das suas dimensões;

2. Colocou-se o tubo de parede delgada dentro do molde de ensaio e com ajuda de funil procedeu-se a colocar a areia dentro do tubo conduzindo o fluxo de material em forma de espiral até alcançar de 1 a 2 cm de superfície de areia acima do topo do molde (Figura 3.4);
3. Procedeu-se a retirar verticalmente o tubo de parede rígida permitindo que as partículas de areia conforme abandonarem o fundo do tubo ficando contidas na parede cilíndrica do molde (Figura 3.5);
4. Finalmente procedeu-se a nivelar (Figura 3.5) os excessos de material para pesar o conjunto molde + areia. O quociente obtido de dividir o peso da areia no molde entre o volume do mesmo resulta a massa específica aparente seca mínima. O resultado final é a média de três determinações.

Para a determinação do índice de vazios máximo utilizou-se a seguinte relação:

$$e_{mín.} = \frac{G_s}{\gamma_{mín.}} - 1 \quad (3.6)$$

Onde:

G_s é a densidade real dos grãos;

$\gamma_{mín.}$ é a massa específica aparente seca mínima.



Figura 3.4 - Sequência da colocação da areia no molde de ensaio.



Figura 3.5 - Levantamento do tubo de parede rígida e nivelamento da areia do molde.

3.2.3. Índice de vazios por pluviação

Para a determinação do índice de vazios por pluviação calculou-se a massa específica aparente seca da amostra utilizando-se a caixa de ensaio do modelo centrífugo. Realizou-se a pluviação da areia até atingir uma espessura de camada desejada. Em seguida, determinou-se diretamente o volume da amostra pluviada medindo a espessura da camada em seis pontos simétricos e calculando a média. Pesou-se a areia pluviada dividindo-a pelo volume obtendo-se a massa específica.

Para a determinação do índice de vazios por pluviação utilizou-se a seguinte relação:

$$e_{mín.} = \frac{G_s}{\gamma_{mín.}} - 1 \quad (3.7)$$

Onde:

G_s é a densidade real dos grãos;

$\gamma_{pluv.}$ é a massa específica aparente seca obtida por pluviação.

3.3. Método de preparação da amostra

Diversas técnicas de preparação de modelos centrífugos têm sido desenvolvidas para obter repetibilidade entre amostras de cada ensaio, os métodos

comumente usados variam desde condições secas até condições úmidas (Garnier, 2002).

No presente estudo o método adotado para a preparação da amostra foi o método de pluviação seca. A pluviação seca, é considerada a técnica mais estável para modelagem centrífuga de materiais granulares, permite alcançar uma boa homogeneidade, adequada consistência e repetibilidade na resistência do solo (Madabhushi, 2015).

Garnier (2002) relata que o método de pluviação seca, em contraposição às técnicas de compactação, permite alcançar altas densidades sem a quebra dos grãos. Recomenda-se o controle de três parâmetros importantes na preparação de amostras de areia, que são:

- Densidade relativa ou índice de vazios;
- O estado de tensões geostáticas caracterizadas por σ_v , σ_h e k_0 ;
- As características mecânicas avaliadas pela resistência de ponta de ensaios CPT.

3.3.1. Procedimento do método de pluviação seca

A preparação das amostras seguiram a seguinte sequência :

1. Pesou-se o material a ser colocado na caixa de acordo à densidade e volume da caixa para alcançar a altura desejada;
2. Colocação do geotêxtil na caixa de ensaio (Figura 3.6). A função do geotêxtil foi proteger o material na fase de submersão do modelo assim como a manutenção das condições hidrostáticas ao longo do ensaio.;
3. Colocação da areia na caixa por meio de um funil ligado a uma mangueira (Figura 3.7). A areia passa pela mangueira para um recipiente perfurado, que desliza pelo trilho na parte superior da caixa de ensaio da centrífuga. Em sequência, as partículas da areia passam pelos furos do recipiente e caem em duas malhas em série, colocadas na parte superior da caixa, possibilitando a pluviação (Figura 3.8). Note-se que a deposição do material é realizada com a caixa

posicionada já na centrífuga e que altura de areia é monitorada por meio de uma câmera (Figura 3.6 direita);

4. Nivelamento da superfície da areia após pluviação (Figura 3.9)
5. Submersão da amostra a 1G (Figura 3.10).

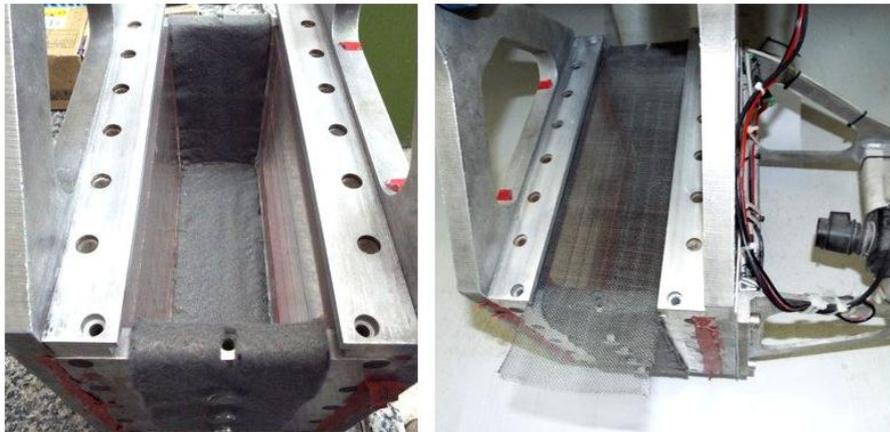


Figura 3.6 - Geotêxtil instalado na caixa (esquerda) e tela colocada no trilho da caixa (direita).



Figura 3.7 - Areia colocada no funil (esquerda) e funil posicionado para a pluviação (direita).

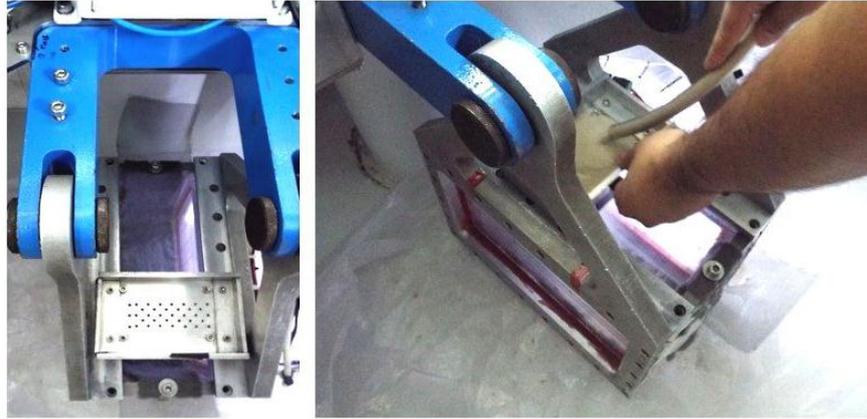


Figura 3.8 - Recipiente perfurado colocado no trilho da caixa (esquerda) e colocação da areia no recipiente para a pluviação (direita).

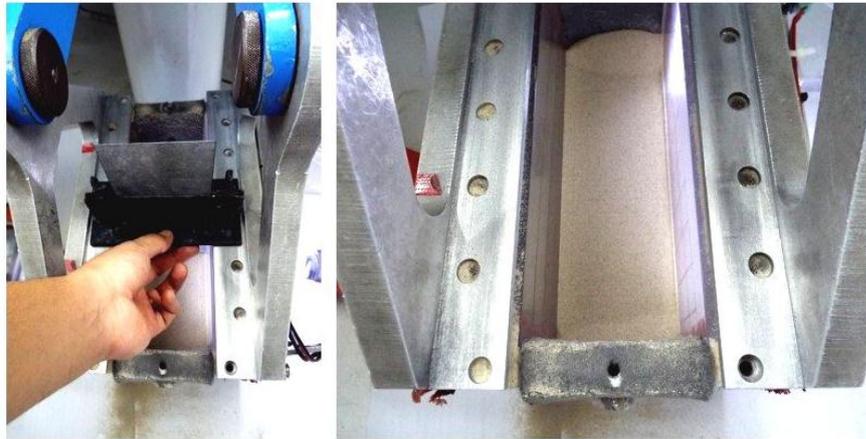


Figura 3.9 – Nivelamento da superfície da areia (esquerda) e superfície nivelada (direita).

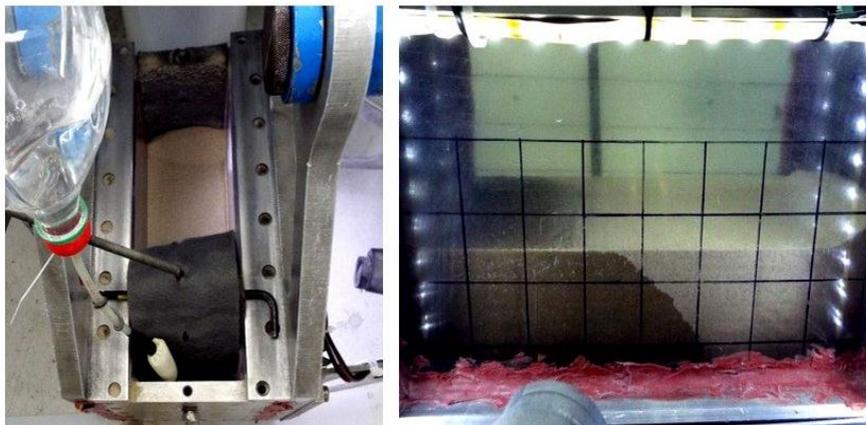


Figura 3.10 – Submersão da areia.

3.4. Concepção dos Modelos Centrífugos

A principal vantagem dos modelos centrífugos é a capacidade de simular as tensões-deformações do solo em modelos em pequena escala (Madabhushi, 2015).

O fenômeno de interação solo-duto é complexo e de caráter tridimensional, tipicamente caracterizado por análises bidimensionais (lateral-vertical, axial-vertical) baseadas na resposta força-deslocamento, em que o solo é admitido ser completamente rígido ou compressível não considerando um cenário intermediário, real, típico dos solos presentes no âmbito offshore.

Comumente os solos em águas profundas são argilosos ou areno argilosos, perdendo a matriz argilosa nas regiões costeiras. O presente estudo utilizou uma simplificação básica dos cenários encontrados comumente na prática offshore.

Foram adotados dois modelos centrífugos, ambos em escala 1:33 com diâmetro e comprimento de duto em protótipo de 300 e 1188 mm respectivamente (comprimento igual a quatro vezes o diâmetro). Estes modelos reproduziram o fenômeno de interação solo-duto através da movimentação lateral e axial de dutos em areia submersa. Desta forma para uma determinada configuração geométrica dos modelos (porcentagem de enterramento), foi avaliada a resposta do solo em termos da relação força deslocamento.

3.4.1. Duto de alumínio

Na modelagem centrífuga utilizam-se, normalmente, modelos fabricados de alumínio devido à facilidade de usinagem e ergonomia do material. O duto utilizado foi preso a uma célula de carga vertical e horizontal engastadas no atuador da centrífuga. Na escala utilizada nos ensaios não foi simulado o peso do duto por se tratar de um sistema rígido de aplicação de deslocamentos controlados, que permite aplicar deslocamentos com velocidades constantes. Portanto, desconsiderou-se a influência deste parâmetro nos ensaios realizados.

Para os modelos propostos a serem ensaiados, utilizaram-se as seguintes dimensões em protótipo (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 Dimensões dos protótipos ensaiados.

Descrição	Ensaio Lateral	Ensaio Axial
Diâmetro (mm)	297	297
Comprimento (mm)	1188	1188
Diâmetro haste (mm)	231	231
Comprimento haste (mm)	1518	1518
Ângulo de ponta	-	42,43°
Comprimento de ponta (mm)	-	429

3.5. Ensaio Preliminares

Foram conduzidos ensaios preliminares de deslocamento lateral com o propósito de definir parâmetros de ensaio representativos, coerentes com valores referenciais presentes na literatura (e.g. velocidades de penetração e arraste), para os ensaios de deslocamento lateral e axial.

O programa de ensaios preliminares visou avaliar os seguintes aspectos:

1. Investigação da homogeneidade do solo da amostra mediante a determinação do perfil de resistência por meio de ensaios de penetração de mini-cone;
2. Avaliação da resposta do solo ao processo de cravação;
3. Investigação da variação das tensões geradas no processo de cravação;
4. Investigação da variação da velocidade de enterramento e de arraste.

3.5.1. Homogeneidade do solo do modelo

Para analisar a repetibilidade do método de preparação da amostra e investigar a homogeneidade foram realizados 4 ensaios de penetração de mini cone em 2 amostras diferentes, adotando uma velocidade média em protótipo de 10 mm/s, para determinar os perfis de resistência dos solos.

É reconhecido o efeito fundamental da densidade e as tensões geostáticas; conjuntamente com a variabilidade das condições de contorno, tamanho das

partículas e efeitos de geometria; na mediação da resistência de cone em ensaios centrífugos (Bolton *et al.*, 1999).

Para garantir a obtenção de bons resultados na execução dos ensaios CPT foi adotada a relação $S/D > 10$, como comprimento mínimo necessário para que fosse evitado possíveis efeitos de bordo, seguindo os resultados obtidos em Bolton *et al.* (1999) para areias densas. Onde S é o comprimento do bordo da parede da caixa e D é o diâmetro do cone.

A localização dos ensaios CPT são apresentados na Figura 3.11.

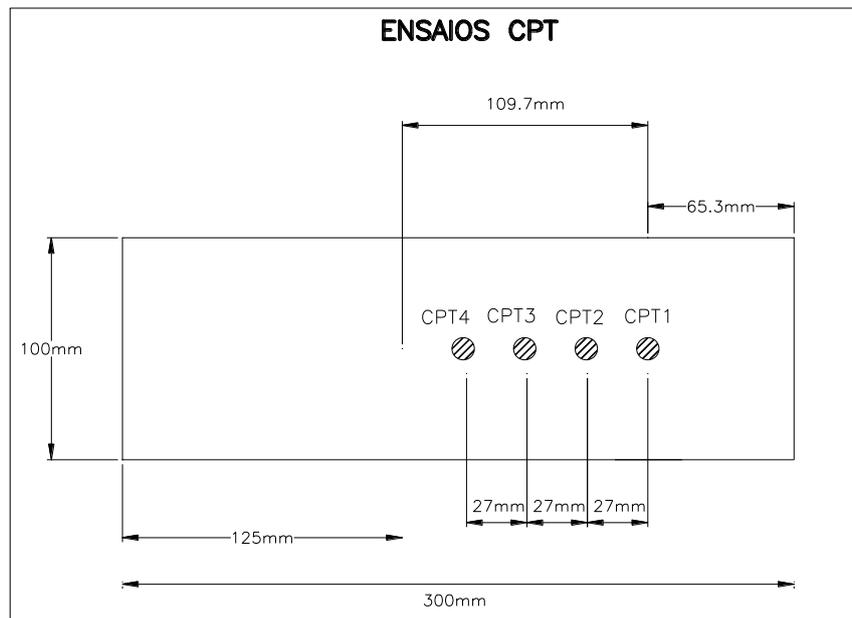


Figura 3.11 - Distribuição em planta dos ensaios CPT.

3.5.2. Enterramento do duto e alívio de tensões

Durante os testes preliminares verificou-se que, como consequência do processo de cravação, foi gerado um determinado estado de tensões na amostra do solo que após o término da cravação começaram a decair seguindo um formato aproximadamente parabólico.

Para quantificar a influência do completo alívio das tensões geradas no processo de enterramento do duto, relativo à resistência mobilizada na fase de arraste lateral, foram realizados ensaios comparativos variando o tempo de relaxamento das forças verticais decorrentes do enterramento do duto.

3.5.3.

Varição da velocidade de enterramento e arraste do duto

Foram realizados três ensaios centrífugos, com 12 ciclos de atuação e amplitudes de 0,89 m, para avaliar a variação das velocidades de ensaio (velocidade de enterramento do duto e velocidade de arraste). Utilizaram-se como referência os valores de velocidade de enterramento e arraste de 0,05 mm/s definidos por Zhang *et al.* (2001) levando em consideração o tipo de material adotado (areia calcária de classe de textura areia franca), que é semelhante ao material usado no presente estudo (areia fina pobremente graduada - areia de São Francisco). Partindo deste valor realizaram-se ensaios com velocidades 10 vezes superiores (0,5 mm/s) e 100 vezes superiores (5 mm/s) para avaliar a resposta do solo, tanto na ocorrência do *breakout* como na formação das bermas, em termos da mobilização da resistência lateral. Utilizou-se como limite máximo superior referencial de velocidade (5 mm/s) a capacidade máxima de movimentação do atuador da centrífuga.

3.6.

Ensaio CPT

A característica mais importante dos ensaios centrífugos é a simulação do peso próprio para replicar tensões de grande escala em modelos reduzidos. Parâmetros dependentes do nível de tensões podem ser obtidos em modelos centrífugos por meio de ensaios CPT em voo. Pode ser verificada a uniformidade ou repetibilidade da amostra e mais rigorosamente obter-se uma medição contínua do perfil de resistência do solo (Bolton *et al.*, 1999).

Diversos Autores têm proposto correlações empíricas com propriedades de solo obtidas de extensos ensaios em camarás de calibração para a estimação do ângulo de atrito em solos granulares (Durgunoglu e Mitchell, 1973; Robertson e Campanella, 1983). A relação comumente empregada para a estimativa do ângulo de atrito é apresentada na eq. (3.8).

$$\tan(\phi') = \frac{1}{C_1} \ln \left[\frac{q_c}{C_2 \sigma'_v} \right] \quad (3.8)$$

Sendo:

q_c = resistência de ponta do cone;

σ'_v = tensão vertical efetiva;

C_1 e C_2 = constantes relativas ao método usado.

Onde:

	Método D&M	Método R&C
C_1	7,629	6,820
C_2	0,194	0,266

D&M = Durgunoglu e Mitchell (1973)

R&C = Robertson e Campanella (1983)

Foram realizados ensaios de mini CPT em voo, prévio à atuação do duto, para caracterizar as amostras dos ensaios centrífugos de deslocamento lateral cíclico ($w/D=25, 50$ e 75%). Utilizou-se uma velocidade de penetração média comum em ensaios de penetração cônica em termos de protótipo de 10 mm/s. Este valor foi adotado baseado nos estudos de Kim *et al.* (2014) onde constatou-se que não houve variabilidade significativa nos resultados de ensaios realizados em um intervalo de velocidades de 1 a 20 mm/s.

3.7. Concepção dos Ensaios

Foram realizados ensaios de carregamento cíclico e monotônico representado duas principais fases do comportamento do duto: enterramento do duto (consequência do processo de lançamento) e arraste (ocasionado pelos ciclos de funcionamento). Foram efetuadas medições da resistência mobilizada do solo, por meio de células de carga horizontal e vertical, em resposta à aplicação dos deslocamentos prescritos. Randolph e Gourvenec (2011) relatam que a resistência mobilizada do solo (lateral e axial) está vinculada a duas parcelas representativas que são o ângulo de atrito da interface solo-duto e a profundidade de enterramento do duto. Partindo-se desta premissa foram realizados ensaios de deslocamento controlado do duto, em direção lateral e axial independentemente, impondo profundidades de enterramento inicial (w/D) de $25, 50$ e 75% com amplitudes de movimentação de três vezes o diâmetro e 12 ciclos de movimentação.

A continuação descreve-se as fases de cada ensaio:

1. **Fase de Cravação** - Consistiu em instalar uma determinada profundidade de enterramento, o que mobilizou a resistência do solo, esperando-se o alívio das tensões geradas no processo.
2. **Fase de Arraste** - Após a estabilização das tensões geradas no processo de cravação, para uma velocidade constante, aplicou-se deslocamentos cíclicos mantendo constante a profundidade de enterramento instalada inicialmente. Esta fase caracteriza-se, segundo o tipo de ensaio, na aplicação de deslocamentos axiais ou laterais em relação à posição do duto.

3.8.

Ensaio de arraste lateral

A resposta do solo ante a movimentação lateral do duto é principalmente governada pelos mecanismos presentes na interface solo-duto dependentes das condições iniciais de enterramento e a resistência oferecida pelo atrito na interface de interação.

Para caracterizar este fenômeno foram realizados três ensaios de deslocamento lateral cíclico, com profundidades de enterramento de 2,25; 4,50 e 6,75 mm, com 12 ciclos de atuação.

Os ensaios realizados consideraram as seguintes três etapas:

1. Ensaio de mini CPT para a caracterização inicial da amostra em voo;
2. Cravação do duto na amostra do solo (penetração);
3. Ensaio atuação lateral do duto (arraste).

As características gerais dos ensaios de arraste lateral realizados encontram-se expostas na Tabela 3.3.

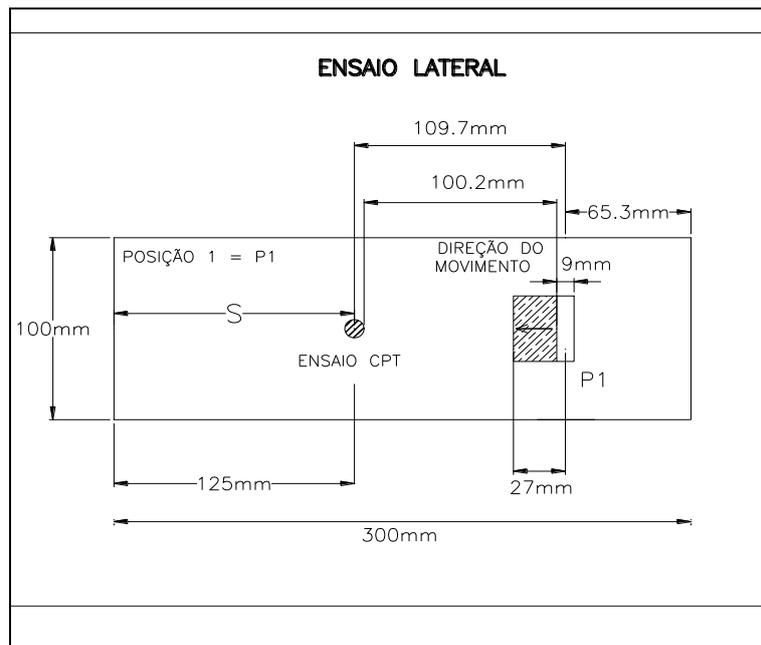


Figura 3.13 - Vista em planta do ensaio lateral.

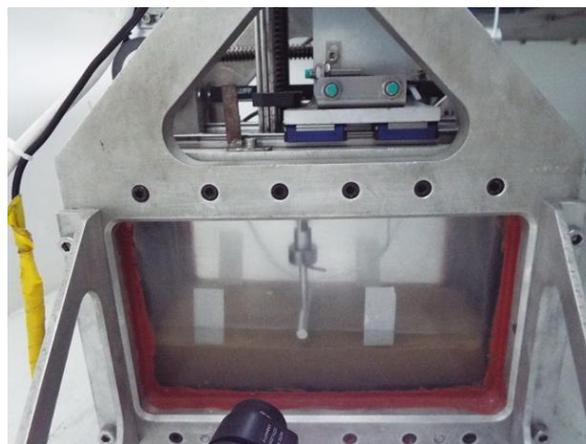


Figura 3.14 - Configuração geral do ensaio.

3.9. Ensaio de arraste axial

Os parâmetros que influenciam a mobilização da resistência axial do solo, ante a movimentação do duto (consequência do acúmulo de deformações ao longo do comprimento), são entre outros aspectos: i) a resposta da resistência axial (na interface solo-duto) e ii) o comprimento do duto em condição restrita devido ao atrito.

Os mecanismos de *pipeline walking* são tradicionalmente associados a dutos de comprimentos menores a 5 km onde o duto pode se movimentar axialmente como consequência dos ciclos operacionais. Entretanto, dutos de grande comprimento quando afetados pelo fenômeno de flambagem, ficam seccionados em trechos curtos susceptíveis a *walking*. Isto indica que o comprimento do duto influencia o fenômeno de interação, entretanto a resistência axial solo-duto ainda tem a maior influência neste fenômeno.

Especificamente, a resistência axial na interface solo-duto é influenciada pela área de contato com o solo circundante, em consequência do enterramento do duto, e a distâncias em que o duto atinge uma condição restrita.

Com o propósito de avaliar esses mecanismos foram realizados três ensaios axiais de carregamento cíclico em modelo 3D, considerando um comprimento de duto de 36 mm, a profundidades de enterramento de 2,25; 4,50 e 6,75 mm e considerando 12 ciclos de atuação.

A sequência seguida para cada ensaio de arraste axial foi a mesma contemplada para os ensaios laterais.

As características gerais dos ensaios realizados encontram-se expostas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Características dos ensaios de arraste axial realizados.

Item	Especificação
Diâmetro do duto (D) (mm)	9
Comprimento do duto (4D) (mm)	36
Amplitude de arraste (3D) (mm)	27
Espessura da camada de areia (mm)	60
Nível de água (mm)	13,5
Número de ciclos	12
Porcentagem de enterramento (w/D)	25, 50 e 75%
Aceleração	33 G
Velocidade de penetração (v_p) (mm/s)	0,5
Velocidade de arraste (v_a) (mm/s)	0,5

O esquema geral do ensaio axial centrífugo esta representado na Figura 3.15 e Figura 3.16.

3.10. Equipamento e Instrumentação do Ensaio

3.10.1. Centrífuga de braço

Os ensaios centrífugos foram realizados na mini centrífuga de braço do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro no laboratório de Geotecnia. Maiores detalhes da instalação e principais características encontram-se descritas em Almeida *et al.* (2013).

A capacidade de trabalho máxima do equipamento é arredor de trezentas vezes a aceleração inercial (9 G-Tonne para 638 rpm).

A centrífuga é composta principalmente de:

- Sistema de aquisição de dados: Permite a obtenção de dados por meio de um computador a bordo.
- Viga rotacional: Fabricada de aço estrutural de alta resistência que permite a ligação das caixas de ensaio com o rotor da centrífuga.
- Atuador bi-direcional: Composto por dois eixos de movimentação que permite o controle remoto da movimentação horizontal e vertical do modelo estrutural.
- Caixa da centrífuga tipo balanço: Composta de alumínio de alta resistência, composta de uma base, quatro placas laterais e um par de trilhos na parte superior da caixa (Figura 3.18).

Todo o sistema montado e o princípio de funcionamento podem ser visualizados na Figura 3.17, onde são destacados os principais componentes.

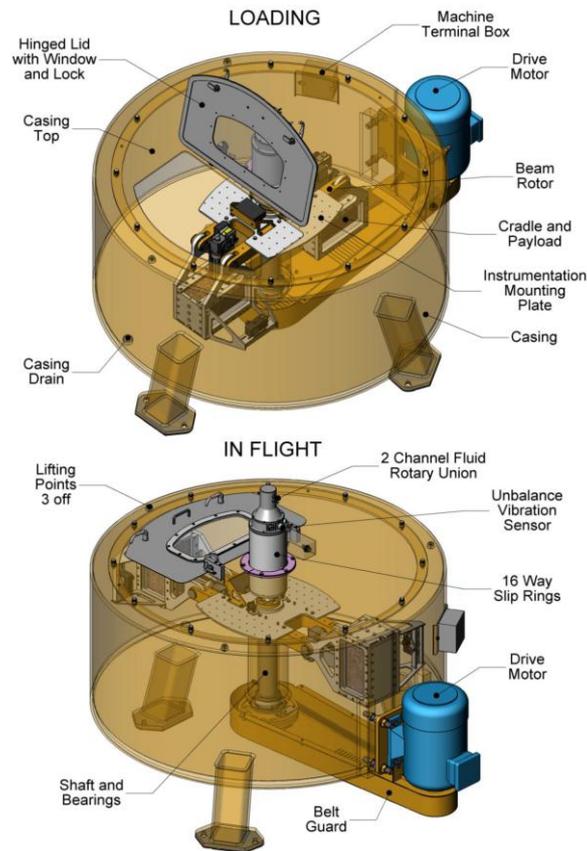


Figura 3.17 - Arranjo geral da centrífuga de braço (Broadbent Inc., 2011).

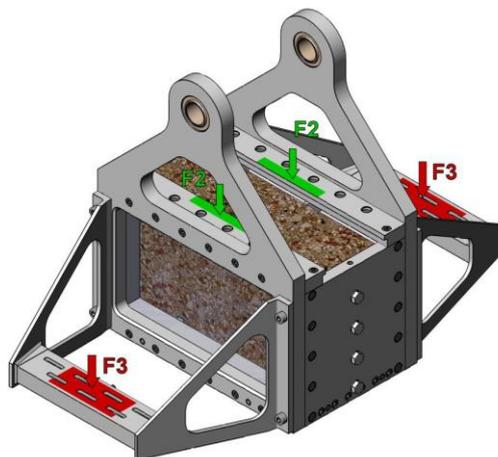


Figura 3.18 - Caixa de ensaio em deformação plana (Broadbent Inc., 2011).

3.10.2. Mini CPT

Os ensaios de caracterização da amostra em voo foram realizados mediante ensaios de mini CPT adaptado para a modelagem centrífuga (Motta, 2008).

O objetivo do ensaio foi determinar a resistência de ponta do material.

A principal limitação na concepção da geometria do mini penetrômetro foi a altura disponível entre a superfície da amostra a ser ensaiada e o limite superior de movimentação do atuador.

As principais características físicas do mini CTP são:

- Diâmetro efetivo: 10 mm
- Ângulo da ponta: 60°
- Comprimento de haste: 65 mm

Apresenta-se o arranjo geral do ensaio na Figura 3.19. O sistema adotado para a medição da resistência de ponta considerou uma célula de carga vertical com capacidade de 250 N.



Figura 3.19 - Arranjo do ensaio de mini-CPT.

3.10.3. Célula de carga vertical

A medição das forças verticais foi realizada utilizando uma célula de carga ELPF-T2M-100N-/C[®] com capacidade de 100 N.

O sistema integrado para a medição de forças contemplou primeiramente a colocação da célula de flexão engastada no atuador, seguida da célula vertical unida a esta última, finalmente o duto foi preso a extremidade da célula de carga vertical. Maiores detalhes são mostrados na Figura 3.20.

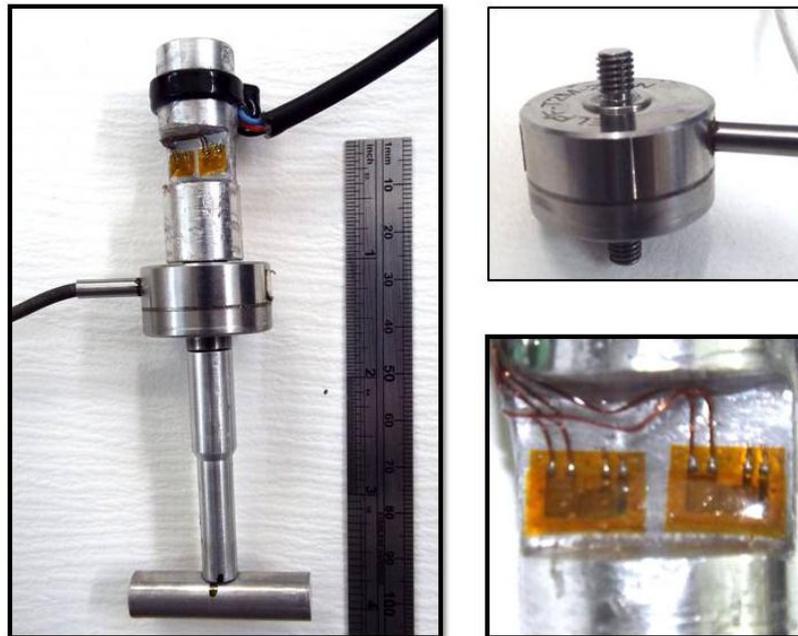


Figura 3.20 - Configuração das células de carga e extensômetro utilizados.

3.10.4. Célula de flexão horizontal

Para a medição da resposta horizontal do solo ante a movimentação do duto, foi projetada a construção de uma peça sólida com um estreitamento de seção, dotada de quatro extensômetros, que permita relacionar os momentos flexores às cargas que o geram.

O dimensionamento do estreitamento da seção foi calculado seguindo o critério de análise estabelecido em Oliveira (2005). Foram confeccionadas duas células de flexão com espessuras de seção de 2 mm e 3 mm para realizar a leitura das forças horizontais variando com a profundidade de enterramento.

A Figura 3.20 apresenta a perspectiva do sistema de leitura de forças considerando o modelo de duto a ser ensaiado.