

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL FATTURI PIRES UMPIERRE

**ESTUDO SOBRE EMPREGO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA MINIUSINA
SOLAR EM TERRENO SEDIMENTAR LOCALIZADO EM SANTA CRUZ DO SUL**

Santa Cruz do Sul

2019

Rafael Fatturi Pires Umpierre

**ESTUDO SOBRE EMPREGO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA MINIUSINA
SOLAR EM TERRENO SEDIMENTAR LOCALIZADO EM SANTA CRUZ DO SUL**

Projeto de Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II do curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul

2019

RESUMO

Com o aumento na busca por energias renováveis, a energia solar tem ganhado um grande enfoque nas últimas décadas, como uma fonte de energia limpa e relativamente acessível. Em virtude dessa expansão na matriz energética, um novo modelo de edificação começou a surgir, esse novo modelo se refere a construção de usinas solares em larga e pequena escala apoiadas no solo. Neste sentido, o presente trabalho busca estudar os esforços solicitantes envolvidos nesse tipo de edificação e analisar as cargas atuantes no elemento de fundação de uma usina solar apoiada no solo. Para tal, foram realizadas coletas de solo em um imóvel localizado no distrito industrial, na cidade de Santa Cruz do Sul. Onde as amostras indeformadas foram ensaiadas no cisalhamento direto, o qual forneceu os parâmetros de coesão e ângulo de atrito e as amostras deformadas foram utilizadas nos ensaios de caracterização, a fim de identificar e classificar o material disposto no terreno. A partir dos resultados obtidos foram realizados os cálculos de verificação do elemento de fundação para as solicitações de compressão, tração, momento, deslizamento e recalque, onde foi possível constatar quais os esforços são predominantes nesse modelo de edificação.

Palavras chave: Usina solar, fundações, tensão admissível, esforço de tração.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de fundações superficiais	11
Figura 2 – Círculo de Mohr	13
Figura 3 - Fatores de carga	21
Figura 4 - Ruptura geral e local.....	22
Figura 5 - Mecanismos de ruptura do solo.....	22
Figura 6 - Formas de ruptura para sapatas em solos fracos	27
Figura 7 - Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes.....	30
Figura 8 – Localização geográfica do solo estudado.....	36
Figura 9 – Localização do solo estudado na imagem de satélite.....	36
Figura 10 - Localização da Usina Solar	37
Figura 11 - Trincheiras de inspeção 03.....	37
Figura 12 - Trincheiras de inspeção 02.....	38
Figura 13 - Enquadramento geológico do local de estudo.....	39
Figura 14 - Mapa da unidade Geotécnica de Santa Cruz o Sul – RS.....	40
Figura 15 - Amostra de solo deformada.....	41
Figura 16- Bloco escavado	42
Figura 17 - Aplicação da parafina	42
Figura 18 - Ensaio de Limite de Liquidez (LL)	44
Figura 19 - Ensaio de Limite de Plasticidade (LP)	45
Figura 20 - Retirada do CP para o ensaio de Cisalhamento Direto	47
Figura 21 - Amostra do solo cisalhada.....	47
Figura 22 - Velocidades básicas.....	49
Figura 23 - Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a uma água plana	51
Figura 24 - DCP - Trincheira 02	52
Figura 25 - DCP - Trincheira 03.....	53
Figura 26 - Curva granulométrica - Trincheira 02	54
Figura 27 - Curva granulométrica - Trincheira 03	54
Figura 28 - Tensão cisalhante x Tensão normal - Trincheira 02.....	56
Figura 29 - Tensão cisalhante x Tensão normal - Trincheira 03.....	56
Figura 30 - Planta baixa da estrutura.....	58
Figura 31 – Modelo estrutural	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Relação entre a consistência das argilas e compactidade das areias	16
Tabela 2 - Fatores de segurança e coeficiente de minoração para compressão de fundações superficiais e profundas	18
Tabela 3 - Fatores de forma	21
Tabela 4 - Coesão das argilas	21
Tabela 5 - Ângulo de atrito interno das areias	21
Tabela 6 - Ângulo de ruptura	33
Tabela 7 - Coeficiente de Poisson	34
Tabela 8 - Fator de influência I_p	35
Tabela 9 - Módulos de deformabilidade	35
Tabela 10 - Fator S_2	49
Tabela 11 - Fator S_3	50
Tabela 12 - Resumo da caracterização das amostras	55
Tabela 13 - Índices de físicos dos CPs ensaiados e parâmetros de resistência	57
Tabela 14 - Reações nos apoios	59
Tabela 15 - Verificações de segurança para bloco	60
Tabela 16 - Verificações de segurança para sapata	60
Tabela 17 - Verificação no esforço de tração	61

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	7
1.1 Objetivos	8
1.1.1 Objetivo geral	8
1.1.2 Objetivos específicos.....	8
1.2 Justificativa.....	8
1.3 Área e limitação do tema.....	9
2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA	10
2.1 Aspectos gerais sobre fundações	10
2.1.1 Fundações superficiais	10
2.1.2 Fundações profundas	11
2.3 Origem e formação dos solos.....	12
2.4 Resistência ao cisalhamento dos solos.....	13
2.4 Sondagens do tipo SPT (<i>Standard Penetration Test</i>)	15
2.5 Sondagem do tipo DCP (<i>Dynamic Cone Penetrometer</i>)	16
2.4 Requisitos de projeto de fundações	17
2.5 Critérios para escolha do tipo de fundação	18
2.6 Dimensionamento de fundações superficiais	19
2.6.1 Esforços verticais de compressão	19
2.6.2 Esforços verticais de compressão e momento	23
2.6.3 Esforços horizontais e momento.....	24
3 METODOLOGIA.....	36
3.1 Descrição do local de estudo	36
3.1.1 Descrição física, geomorfológica, geológica e pedológica do local ..	38
3.3 Informações disponíveis.....	40
3.4 Coleta de amostras de solo.....	41
3.5 Ensaio de laboratório.....	43

3.5.1 Ensaio de caracterização.....	43
3.5.1.1 Granulometria.....	43
3.5.1.2 Limite de liquidez.....	43
3.5.1.3 Limite de plasticidade.....	44
3.5.1.4 Massa específica dos grãos.....	45
3.5.2 Ensaio de cisalhamento direto.....	46
3.6 Dimensionamento das fundações.....	48
3.7 Determinação dos esforços atuantes sobre os módulos.....	48
3.8 Obtenção de conclusões.....	51
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	52
4.1 Ensaio de laboratório.....	52
4.1.1 Ensaio de caracterização.....	53
4.1.2 Ensaio de cisalhamento direto.....	55
4.2 Apresentação das forças atuantes na estrutura.....	57
4.3 Resultado do dimensionamento da fundação.....	59
5 CONCLUSÃO.....	62
REFERÊNCIAS.....	64
APÊNDICE A – Planta baixa da usina com identificação das trincheiras estudadas.....	67
APÊNDICE B – Reações nos apoios da estrutura – Vento 0°.....	67
APÊNDICE C – Reações nos apoios da estrutura – Vento 180°.....	68
ANEXO A – Boletim de Sondagem SPT.....	69

1 INTRODUÇÃO

A segunda revolução industrial em meados de 1900, difundiu no mundo o uso da energia elétrica, tornando-se uma necessidade básica da indústria para produção dos seus itens, e pouco tempo depois uma necessidade residencial. Conforme a edição de 2018 do *Key World Energy Statistics*, da *International Energy Agency* (IEA) houve um aumento de 120% no consumo mundial de energia elétrica entre os anos de 1973 e 2016.

Com o aumento do consumo da energia elétrica o esperado seria que ocorresse o adequado investimento no setor, com a criação de novas usinas geradores de energia, como as hidroelétricas, termoeletricas entre outras, assim como o investimento na manutenção e ampliação na rede elétrica existente. Porém, pode-se constatar que o investimento no setor não ocorre na mesma proporção que o aumento do consumo, deixando assim uma certa instabilidade e falta de confiança na matriz energética brasileira.

Considerando-se que a energia elétrica no Brasil é uma das mais caras do mundo e que atualmente o país está passando por uma das piores crises econômicas, faz-se necessário buscar alternativas para a diminuição das despesas das organizações com a energia elétrica.

Visando as preocupações ambientais e a busca por fontes renováveis de energia, uma das alternativas difundidas nos últimos anos foi o sistema de geração de energia através dos módulos solares, que transformam a radiação solar em energia elétrica através das placas de sílica. Com a constante pesquisa tecnológica e aprimoramento de produção, o sistema fotovoltaico vem reduzindo seus custos ano após ano, tornando-se uma alternativa atrativa para a geração de energia elétrica *in loco*.

Por se tratar de uma construção diferente do habitual, com uma reduzida carga de peso próprio e com geométrica diferenciada, faz-se necessária um estudo para identificar os esforços predominantes na construção e uma análise das cargas que são transferidos para as fundações, tornando o dimensionamento de fundações condicionado a atender essas solicitações.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é realizar um estudo para avaliar a viabilidade técnica de emprego de fundações superficiais na implantação de uma miniusina solar para terreno constituído de solo sedimentar localizado na cidade de Santa Cruz do Sul.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são os seguintes:

- Identificar os fatores que influenciam no dimensionamento das fundações submetidas à diferentes esforços;
- Prever o desempenho das fundações quando submetidas a esforços de tração;
- Realizar uma prospecção geotécnica para obtenção das características e parâmetros de resistência do solo do local de estudo.

1.2 Justificativa

Com o aumento na preocupação na geração de energia elétrica utilizando fontes alternativas, usinas solares apoiadas no solo tornaram-se mais recorrentes. Desta forma, tornando um modelo de construção sem muitos estudos podendo colocar em risco a integridade tanto da estrutura quanto a dos usuários. Com o presente aumento da implantação desse tipo de elemento, faz-se necessária um estudo para identificar quais são os esforços que serão transmitidos para as fundações, bem como uma análise para a escolha do tipo de fundação que represente uma segurança adequada para a obra.

Com os resultados obtidos do presente trabalho, pretende-se prestar uma contribuição para a comunidade técnica e para todo os interessados no assunto.

1.3 Área e limitação do tema

O presente trabalho foi desenvolvido na área de geotecnia, abrangendo os assuntos de Engenharia de Fundações e Engenharia Estrutural.

O tema foi voltado para soluções de fundações submetidas a diversos esforços, dentre eles, o de tração, que representa uma parcela das reações envolvidas no elemento de fundação para usinas solares apoiadas no solo. Observando a viabilidade técnica e econômica, restringindo-se a um estudo prático com ensaios de campo e laboratório.

Esse estudo abrange os cálculos para o dimensionamento e um comparativo entre algumas opções de fundações para emprego na construção de usinas solares apoiadas sobre o solo.

2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 Aspectos gerais sobre fundações

Conforme Schnaid e Odebrecht (2015), uma fundação é um elemento estrutural com a função de transmitir as cargas da supraestrutura ao solo, tendo seu comportamento diretamente ligado às cargas atuantes e o estudo do terreno.

Segundo Caputo e Caputo (2015b), as fundações são separadas em dois grupos. O primeiro referente as fundações superficiais, onde as camadas do subsolo abaixo da estrutura são capazes de suportar. E o segundo grupo em fundações profundas, quando se faz necessária recorrer às camadas de solo mais profundas para assegurar a correta transmissão dos esforços solicitados.

2.1.1 Fundações superficiais

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), as fundações superficiais ou rasas, são elementos estruturais cuja carga é transmitida principalmente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Dividem-se em blocos, radier, sapata associada, viga de fundação e sapata corrida. Alguns exemplos de fundações superficiais são apresentados na Figura 1.

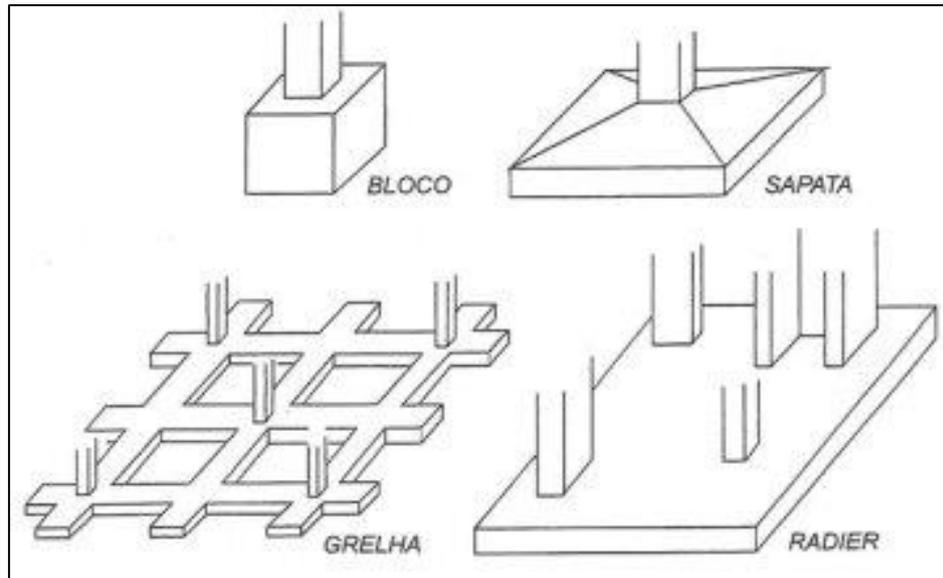
Os blocos são elementos superficiais de concreto simples, dimensionados de maneira que as tensões de tração resultante possam ser resistidas pelo concreto, sem a adição de armadura.

As sapatas isoladas são confeccionadas de concreto armado e dimensionadas para que os esforços de tração resultantes no elemento sejam resistidos pela armadura disposta para este fim. Em virtude desse fator sua altura é menor que os blocos. Assim como os blocos de fundação, as sapatas possuem sua menor dimensão 60cm e respeitam a relação de 2,5 entre seus lados.

As sapatas corridas são elementos de fundação sujeitos à ação de uma carga distribuída linearmente, podendo também serem chamadas de baldrame ou viga de fundação.

O radier é um elemento de fundação que recebe a carga de parte ou de todos os pilares de uma estrutura

Figura 1 - Tipos de fundações superficiais



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

2.1.2 Fundações profundas

Conforme a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), a transmissão das cargas para o terreno nas fundações profundas é realizada pela base (resistência de ponta) pelo atrito lateral (resistência de fuste) ou por uma contribuição de ambas. A profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro de seu menor diâmetro e de no mínimo 3 metros. Dividem-se em estacas, tubulões e caixões.

Ainda, segundo a norma, as estacas podem ser classificadas como escavadas, ou de substituição, e cravadas, ou de deslocamento.

Nas estacas escavadas o solo que será ocupado pela estaca é removido, causando uma alteração nas tensões horizontais do solo. As estacas escavadas podem ser executadas com o auxílio de lama bentonítica ou ainda com revestimentos metálicos provisórios ou permanentes. Destacam-se as estacas do tipo broca, strauss, rotativa a céu aberto e barrete.

Já nas estacas cravadas, o solo ocupado pela estaca é deslocado horizontalmente, não ocorrendo a remoção do solo. Esse tipo de estaca pode ser executado por percussão, prensagem ou vibração e são classificadas em estacas pré-moldada de concreto, de madeira, metálica, mista ou mega (prensada).

As estacas injetadas são executadas por meio da injeção de concreto por pressão ou ar comprimido. A estaca raiz, é executada por meio de injeção de

argamassa e ar comprimido. Já as microestacas são preenchidas com calda de concreto sob pressão.

2.3 Origem e formação dos solos

Conforme Caputo e Caputo (2015a), os solos são materiais resultantes de intemperismo ou meteorização das rochas, por processos de desintegração mecânica ou decomposição química. A formação do solo por desintegração mecânica acontece através de agentes físicos (água, temperatura, vegetação e vento), resultando em pedregulhos e areias (solo de partículas grossas) podendo até mesmo formar siltes (partículas intermediárias), mas somente em condições peculiares as argilas (partículas finas). Já a decomposição química é um processo que envolve basicamente a água e inclui os mecanismos de ataque, como a oxidação, a hidratação, a carbonatação e os efeitos químicos da vegetação, sendo as argilas o último produto dos efeitos de decomposição.

A pedologia, de acordo com Caputo e Caputo (2015a), é a ciência que tem como objetivo o estudo das camadas superficiais da crosta terrestre, principalmente a sua formação e classificação, considerando a ação dos agentes climatológicos. Na pedologia, as camadas de solo que constituem um perfil são chamadas de horizontes e são designadas por letras, A (camada superficial), B (subsolo) e C (camada profunda). Esses horizontes ainda se diferenciam pela cor e composição química.

Conforme Pinto (2006), solos podem ser classificados em dois grandes grupos: solos residuais e solos sedimentares ou transportados.

Os solos residuais são originados da decomposição das rochas que se encontram no próprio local de formação do solo. Assim, torna-se de grande interesse a identificação da rocha mãe, pois ela condiciona a composição física do material.

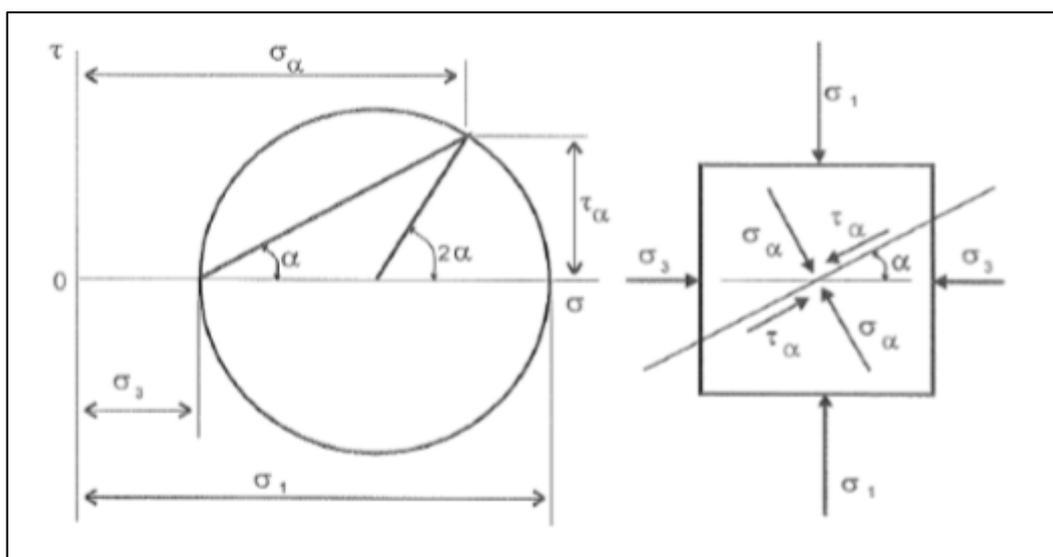
Os solos sedimentares ou transportados são materiais que sofreram com a ação de agentes transportadores, podendo ser classificados em função do agente transportador. Podem ser: aluvionares (quando transportados pela água), eólicos (quando transportados pelo vento), coluvionares (pela ação da gravidade) e glaciares (pelas geleiras).

2.4 Resistência ao cisalhamento dos solos

Conforme Caputo e Caputo (2015a), a resistência ao cisalhamento do solo é a propriedade do material que resulta na conservação da estabilidade e no suporte das cargas. A resistência ao cisalhamento de um solo é basicamente composta de duas componentes: a “coesão” e o “atrito interno” entre as partículas. Inclui no atrito interno do solo o atrito físico entre as partículas e também o atrito fictício que é proveniente do entrosamento das partículas. A coesão se divide entre coesão aparente e coesão verdadeira, sendo a primeira o resultado da pressão capilar da água contida no solo agindo como uma pressão externa, enquanto que a coesão verdadeira é oriunda das forças eletroquímicas de atração das partículas de argila.

Segundo Pinto (2006), o estado de tensões atuantes em todos os planos que passam por um plano pode ser representado graficamente em um sistema de coordenadas onde as abscissas são as tensões normais e as ordenadas são as tensões de cisalhamento, conforme Figura 2. O critério de Mohr apresenta a constatação de que não existe ruptura do material enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior da curva formada pelas múltiplas envoltórias dos círculos relativos a estados de ruptura.

Figura 2 – Círculo de Mohr



Fonte: Pinto, 2006.

Conforme Das (2011), Mohr (1900) apresentou a teoria afirmando que um material se rompe devido a combinação de tensão normal e de cisalhamento e não devido a máxima tensão de cisalhamento ou normal. Porém para Coulomb (1776), *apud* Das (2011), a grande maioria dos problemas na mecânica dos solos, é suficientemente aceitável a aproximação da tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal. Portanto fazendo-se uma reta no envoltório de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando o termo critério de Mohr-Coulomb. A função linear da reta para a determinação da envoltória de Mohr-Coulomb pode ser expressa pela Equação 01.

$$\tau = c + \sigma' \operatorname{tg}(\varnothing) \quad (1)$$

Onde:

τ : resistência ao cisalhamento;

c : coesão;

σ' : tensão efetiva;

\varnothing : ângulo de atrito interno.

A resistência ao cisalhamento das areias, dentre os fatores que influenciam na determinação do atrito interno das areias pode-se citar, a compacidade, a forma das partículas e a granulometria. Quando uma areia é submetida ao ensaio de cisalhamento, pode-se observar duas situações a depender do seu grau de compacidade. Na primeira situação, a areia aumenta de volume antes de atingir a ruptura, já na segunda situação ocorre o efeito contrário e a areia diminui de volume.

Outro fenômeno que se deve considerar durante o cisalhamento das areias fofas saturadas é o escoamento fluido, provocado pelo acréscimo da pressão neutra e decréscimo da resistência ao cisalhamento, tal efeito denomina-se liquefação das areias.

A resistência ao cisalhamento das argilas, ao contrário das areias, não apresenta tanta simplicidade, sendo influenciada pelo estado de adensamento do solo, a sensibilidade da sua estrutura, as condições de drenagem e a velocidade de aplicação das cargas.

2.4 Sondagens do tipo SPT (*Standard Penetration Test*)

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a análise dos resultados da investigação geológica-geotécnica, pode ser realizada em duas abordagens:

- Método direto, de natureza empírica e semiempírica, com finalidade estatística, da qual os resultados obtidos dos ensaios são correlacionados diretamente ao desempenho da obra geotécnica.
- Método indiretos, onde os resultados dos ensaios são aplicados a conceitos e formulações da Mecânica dos Solos.

O *Standard Penetration Test* (SPT), é reconhecido mundialmente como a mais popular, econômica e rotineira ferramenta de investigação geológica, servindo como indicativo de densidade do solo, tipo de solo, perfil, ângulos de atrito e também aplicado para a caracterização da consistência dos solos coesivos.

As amostras de solo são coletadas a cada metro de profundidade, com o amostrado padrão de 50mm de diâmetro externo. A cravação do amostrador é realizada com a queda de um peso de 65 kg de uma altura de 750mm. O N_{spt} é o número de golpes necessário para o amostrador penetrar 300mm de solos após a cravação inicial de 150mm.

De modo geral os valores médios de penetração podem servir como indicador qualitativo à previsão de problemas. Geralmente, N_{spt} superiores a 30 indicam solos resistentes e estáveis, sem necessidade de estudos geológicos mais elaborados. Por outro lado, solos com N_{spt} inferiores a 5, muitas vezes são considerados solos compressíveis e com pouca resistência, não devendo ter a solução da fundação adotada com base unicamente nesse ensaio, visto que a faixa de variação de 0 a 5 não é representativa.

Conforme a NBR 8036 (ABNT, 1983), é sugerido realizar uma sondagem SPT para cada 200m² de área de projeção da edificação em planta até 1.200m². Entre 1.200m² a 2.400m² uma sondagem para cada 400m² que excederem aos 1.200m². Acima de 2.400m² deve realizar o mínimo de duas sondagens para cada 200m² e três para a área entre 200m² e 400m². No caso da falta da disposição em planta da edificação, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre eles seja de 100 metros, com um número mínimo de 3 sondagens.

Ainda segundo a norma, foram estabelecidas algumas correlações entre o N_{spt} e a consistência dos solos, conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Relação entre a consistência das argilas e compactidade das areias

Solo	Nspt	Compactidade/Consistência
Areias e siltes arenosos	<4	Fofa (o)
	5 – 8	Pouco compacta (o)
	9 – 18	Medianamente compacta (o)
	19 – 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	<2	Muito mole
	3 – 5	Mole
	6 – 10	Média(o)
	11 – 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

2.5 Sondagem do tipo DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*)

O DCP é um ensaio que consiste na medição da resistência do solo à penetração. De acordo com a Norma ASTM D6951 (2009), o procedimento do ensaio consiste na queda livre de um martelo guiado por uma haste, que transfere a energia da queda para outra haste com a ponta cônica que penetra no solo, com o auxílio de uma régua graduada são feitas leituras para determinar a penetração a cada golpe aplicado. Tal medida resulta no índice de penetração dinâmica (DPI) valor ao qual se refere em mm/golpe, obtidos através da Equação 2.

$$DPI = \frac{L_n - L_1}{n-1} \quad (2)$$

Onde:

L_n : Deslocamento produzido pelo n ésimo golpe;

L_1 : Deslocamento produzido pelo primeiro golpe;

n : n ésimo golpe;

DPI: Índice de penetração dinâmica.

O equipamento é utilizado para investigar profundidades de até 1,00 metros abaixo da superfície, podendo ser adaptado de hastes prolongadoras, porém novas correlações devem ser estabelecidas. No Brasil não há normas quanto ao procedimento do ensaio de DCP para isso deve-se utilizar da ASTM D6951-09.

2.4 Requisitos de projeto de fundações

Conforme Velloso e Lopes (2011), os projetos de fundação devem atender alguns requisitos básicos:

- Deformações aceitáveis sob condições de trabalho, devendo ser realizada a verificação dos estados limites de serviço;
- Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade externa, nesta situação deve ser feita a verificação dos estados limites últimos;
- Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais ou estabilidade interna, tendo que ser feita a verificação dos estados limites últimos.
- Também é necessário a verificação de requisitos específicos para certos tipos de obras especiais:
 - Segurança ao tombamento e deslizamentos;
 - Segurança à flambagem;
 - Níveis de vibração compatíveis com o uso da obra.

Segundo os autores, na concepção dos projetos de fundações, existem muitas incertezas, tanto nos métodos de cálculo, nos valores dos parâmetros do solo ou nas cargas a suportar. Em virtude de tais incertezas faz-se necessário o uso de coeficientes de segurança, podendo ser utilizados o Método de Valores Admissíveis ou Método de Valores de Projeto para sanar tais problemas.

Quando todas as incertezas nas investigações, nos parâmetros dos materiais, nos modelos de cálculo, nas ações e na execução, forem incluídas em um único coeficiente de segurança, será utilizado o Método de Valores Admissíveis, empregando-se um coeficiente de segurança global. Porém, quando as incertezas de projeto forem tratadas com um coeficiente de ponderação para cada aspecto do cálculo, utiliza-se o fator de segurança parcial, o qual caracteriza o Método de Valores de Projeto.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), são fornecidos coeficientes de segurança global e parcial à compressão que devem ser utilizados para o correto dimensionamento das fundações superficiais e profundas, conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Fatores de segurança e coeficiente de minoração para compressão de fundações superficiais e profundas

Método para determinação da resistência última	Fundações superficiais		Fundações profundas	
	Coef. de minoração da resist. última	Fator de segurança global	Coef. de minoração da resist. última	Fator de segurança global
Semi-empíricos	2,15	3,0	1,4	2,0
Analíticos	2,15	3,0	1,4	2,0
Analítico ou Semi-empíricos com duas ou mais provas de carga	1,4	2,0	1,14	1,6

Fonte: ABNT NBR 6122:2019

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), para verificação na tração e para o deslizamento nas fundações superficiais, devem ser adotados fatores de segurança parciais para minoração da resistência, da ordem de 1,2 para a parcela de peso e de 1,4 para a parcela da resistência do solo. Posteriormente, a composição resistente deve ser comparada com o esforço característico atuante majorado por 1,4.

Para os valores de projeto, adota-se somente os fatores de segurança parciais de minoração da resistência de 1,2 para a parcela de peso e 1,4 para a parcela de resistência do solo para a comparação com o esforço de projeto.

Com relação ao deslizamento a norma permite a utilização do empuxo passivo para equilibrar a força horizontal, desde que o valor do empuxo passivo seja reduzido por um coeficiente de no mínimo 2.

Ainda conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), quando a ação do vento for a ação variável principal em termos de valores característicos, o valor de tensão admissível do elemento de fundação pode ser majorado em até 30%. Quando esta majoração for utilizada, o fator de segurança global não pode ser inferior a 1,6.

2.5 Critérios para escolha do tipo de fundação

Segundo Alonso (2012), a escolha de um tipo de fundação para uma construção deve ser feita após satisfazer algumas condições técnicas e econômicas:

- Proximidade dos edifícios vizinhos, assim como o tipo de fundação e estado da mesma;
- Natureza e características do subsolo no local da obra;

- Grandeza das cargas transmitidas à fundação, provenientes do cálculo estrutural;
- Limitação dos tipos de fundação existentes.

Ainda segundo o autor, a escolha da fundação é resolvida por eliminação, por meio da escolha dos tipos de fundação existentes que satisfaçam tecnicamente a solicitação em questão, visando a segurança e a economia.

2.6 Dimensionamento de fundações superficiais

2.6.1 Esforços verticais de compressão

Segundo Alonso (2012), fundações rasas são adequadas quando a área ocupada pela fundação abranger no máximo 50% a 70% da área disponível. De forma geral esse tipo de fundação não deve ser utilizado nos seguintes casos:

- Aterro não compactado;
- Argila mole;
- Areia fofa e muito fofa;
- Existência de água onde não se justifica economicamente o rebaixamento do lençol freático.

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), a tensão admissível ou tensão resistente de projeto pode ser determinada utilizando provas de carga sobre placa, métodos teóricos ou por meio de métodos semi-empíricos.

A área da sapata em contato com o solo, pode ser determinada por meio da Equação 3 ou 4, dependendo da utilização do fator de segurança global ou parcial respectivamente conforme Equações 5 e 6.

$$A = \frac{P_k + PP}{\sigma_{adm}} \quad (3)$$

$$A = \frac{P_d + PP}{\sigma_d} \quad (4)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (5)$$

$$\sigma_d = \frac{\sigma_r}{\xi} \quad (6)$$

Onde:

A: área da sapata;

P_k : esforços característicos;

P_d : esforços de cálculo;

PP: peso próprio do elemento, considerar 5% da carga P;

σ_{adm} : tensão admissível;

σ_d : tensão resistente de projeto;

σ_r : tensão de ruptura;

FS: fator de segurança global.

ξ : fator de minoração da resistência última.

Dentre os métodos teóricos utilizados para a determinação da tensão de ruptura, pode-se citar o método de Terzaghi para solos que apresentam ruptura geral ou local, conforme Equação 7.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \quad (7)$$

Onde:

σ_r : tensão de ruptura do solo ou resistência última;

c: coesão do solo;

y: peso específico do solo na cota de apoio da fundação;

B: menor largura do elemento de fundação;

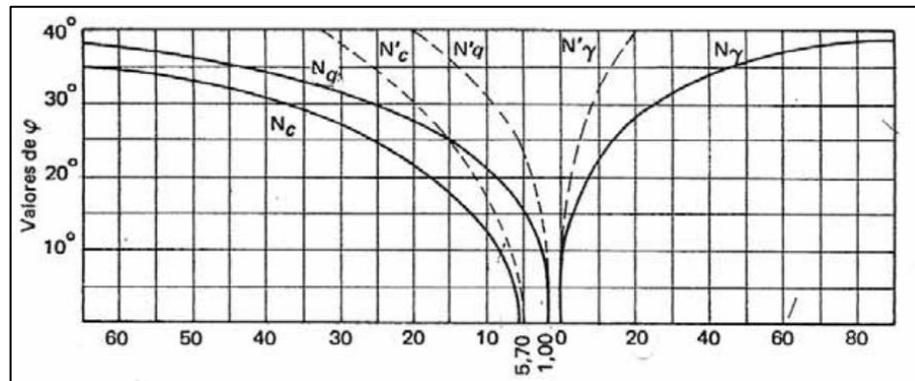
q: pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação;

N_c , N_γ , N_q : fatores de carga;

S_c , S_γ , S_q : fatores de forma;

Os fatores de carga podem ser obtidos através da Figura 3, onde as linhas cheias são utilizadas para solos com ruptura geral. Para solos com ruptura local usam-se as linhas pontilhadas e 2/3 da coesão. Já os fatores de forma podem ser obtidos através da Tabela 3.

Figura 3 - Fatores de carga



Fonte: Alonso, 2010.

Tabela 3 - Fatores de forma

Forma da Fundação	Fatores de forma		
	Sc	Sy	Sq
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: Alonso, 2010.

Quando não se dispõem de ensaio de laboratório que constem c e ϕ , pode-se estimar os valores por meio das Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 - Coesão das argilas

Argilas	Nspt	Coesão c (kPa)
Muito mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito Rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso, 2010.

Tabela 5 - Ângulo de atrito interno das areias

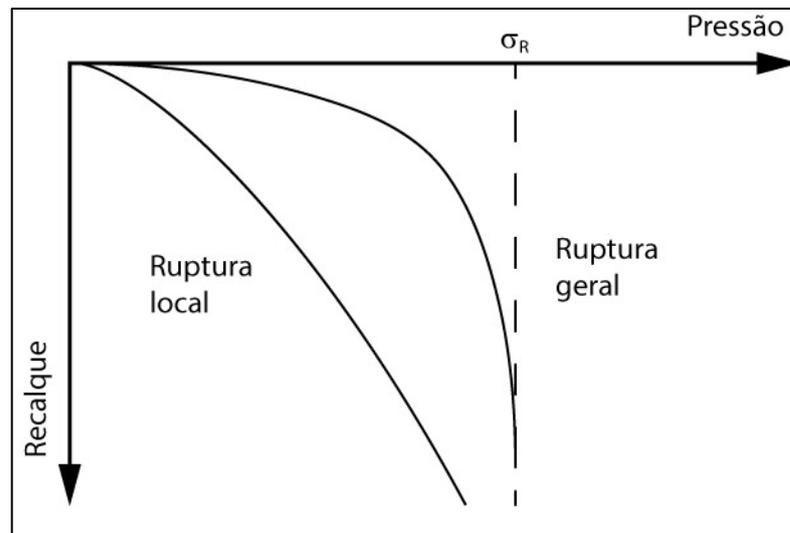
Areias	Densidade relativa (D_r)	Nspt	ϕ (°)
Fofa	< 0,2	< 4	< 30

Pouco compacta	0,2 a 0,4	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	0,4 a 0,6	10 a 30	35 a 40
Compacta	0,6 a 0,8	30 a 50	40 a 45
Muito compacta	> 0,8	> 50	> 45

Fonte: Alonso, 2010.

Conforme Alonso (2010), os solos resistentes (argilas rijas ou areias compactas) apresentam uma curva de ruptura geral, com uma tensão de ruptura bem definida. Ao contrário dos solos que apresentam uma curva de ruptura local e possuem baixa resistência, pois o valor da tensão de ruptura não é bem definido. Pode-se observar na Figura 4 as duas curvas de ruptura.

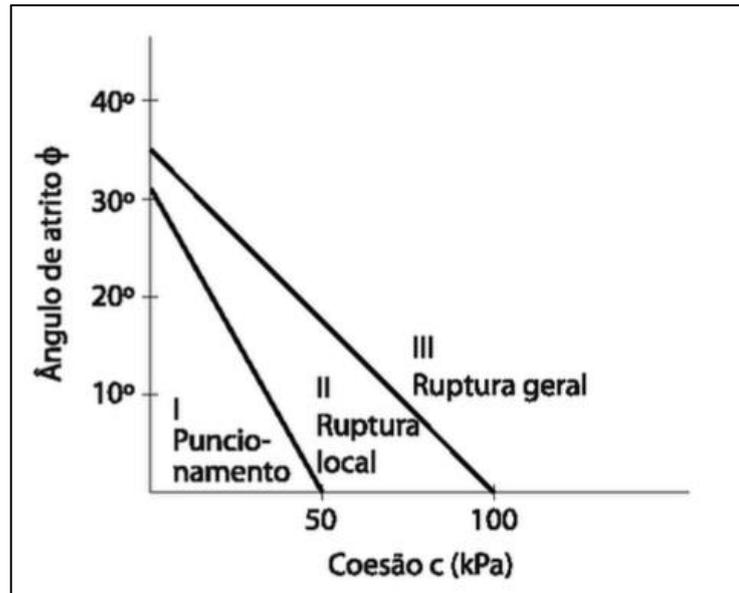
Figura 4 - Ruptura geral e local



Fonte: Alonso, 2010.

Conforme Cintra *et al.* (2014), pode-se fazer uma correlação com os valores da coesão e do ângulo de atrito interno para solos com boa capacidade de carga e para solos moles ou fofos, podendo assim caracterizar as regiões de ruptura (Figura 5).

Figura 5 - Mecanismos de ruptura do solo



Fonte: Cintra et al, 2014

2.6.2 Esforços verticais de compressão e momento

Conforme Velloso e Lopes (2011), para uma fundação submetida a uma carga vertical e a um momento, deve-se determinar a excentricidade, segundo a Equação 8.

$$e_x = \frac{M_x}{V} \quad (8)$$

Onde:

ex: excentricidade de V em relação ao centro da base do elemento de fundação

M_x: momento atuante;

V: carga atuante.

Após a determinação da excentricidade, existem duas possibilidades de cálculo, para $e \leq L/6$ ou quando $e \geq L/6$, conforme Equações 9 e 10 respectivamente.

$$q = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{L} \right) \quad (9)$$

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \left(\frac{V}{B(L - 2 \cdot e_x)} \right) \quad (10)$$

Onde:

q_{max}: tensão verticais máxima;

q: tensões verticais máxima e mínima;

V: carga atuante;

A: área da sapata;

e: excentricidade de V em relação ao centro da base do elemento de fundação;

L: dimensão da sapata referente à excentricidade;

B: dimensão da sapata perpendicular à excentricidade.

Quando a excentricidade for maior que um sexto da dimensão da sapata, calcula-se somente o a tensão vertical máxima.

A verificação dos resultados deve ser feita analisando se a média das tensões verticais máxima e mínimas é menor que a tensão admissível ou tensão resistente de projeto majorada em 30%, conforme Equação 11.

$$\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \leq 1,3\sigma \quad (11)$$

Onde:

σ_{max} : tensão vertical máxima;

σ_{min} : tensão vertical mínima;

σ : tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), na verificação de cargas excêntricas no dimensionamento da fundação superficial, a área comprimida deve ser e no mínimo 2/3 da área total. Deve-se ainda assegurar que a tensão máxima de borda seja menor ou igual à tensão admissível ou a tensão resistente de projeto.

2.6.3 Esforços horizontais e momento

Segundo Caputo e Caputo (2015b), a verificação da estabilidade de estruturas deve atender a segurança contra o escorregamento, onde a somatória das forças horizontais resistentes deve ser maior que somatória das forças atuantes, verificando assim o fator de segurança contra o deslizamento, conforme Equação 12.

$$S = A \left(\frac{2}{3} \right) c + V \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \phi \right) \quad (12)$$

Onde:

S: resistência ao cisalhamento entre a sapata e o solo de fundação;

c' : coesão do solo;

A: área do elemento de fundação;

V: somatória das cargas verticais (solo e sobrecarga);

ϕ : ângulo de atrito interno do solo.

A parcela do empuxo passivo pode ser calculada utilizando as Equação 13 e 14.

$$\sigma_{hp} = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (13)$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (14)$$

Onde:

σ_{hp} : tensão horizontal efetiva passiva;

σ_v : tensão vertical total efetiva (solo e sobrecarga);

K_a : coeficiente de empuxo ativo;

K_p : coeficiente de empuxo passivo;

C: coesão do solo;

ϕ : ângulo de atrito interno do solo.

A verificação da estabilidade do elemento de fundação no tombamento deve ser analisada aplicando a Equação 15, onde o coeficiente de segurança entre o momento estabilizante e o momento de tombamento deve ser superior a 1,5.

$$M_{\text{estab}} \geq 1,5 M_{\text{tomb}} \quad (15)$$

$$M_{\text{estab}} = (N+P) A/2 \quad (16)$$

Onde:

M: momento estabilizante;

N: Somatório das forças verticais, com exceção da pressão de solo;

P: peso próprio do elemento de fundação;

A: área do elemento de fundação.

$$M_{\text{tomb}} = M + F_h h \quad (17)$$

Onde:

M: momento solicitante;

F_h : Força vertical solicitante;

h: braço de alavanca.

2.6.4 Esforços verticais de tração

O método da Universidade de Grenoble, foi proposto por Biarez e Barraud (1968), e pode ser utilizado para uma grande variedade de fundações. É necessário primeiramente determinar a categoria do solo.

- Solos de 1ª categoria: são solos fracos, argilosos com elevado grau de saturação e ângulo de atrito interno $\phi \leq 15^\circ$;
- Solos de 2ª categoria: são solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito interno $\phi \geq 15^\circ$.

Diferentes formulações são utilizadas com base na profundidade da fundação (D) em relação a profundidade crítica (D_c). Segundo Biarez e Barraud, 1968 *apud* Danzinger e Pinto (1979), essa profundidade foi estimada conforme a Equação 18. São considerados dois diferentes cálculos para sapatas apoiadas em solos de 1ª categoria. O primeiro modelo considera as fundações que são apoiadas acima da profundidade crítica e o segundo modelo para as fundações apoiadas abaixo essa profundidade, conforme Figura 6.

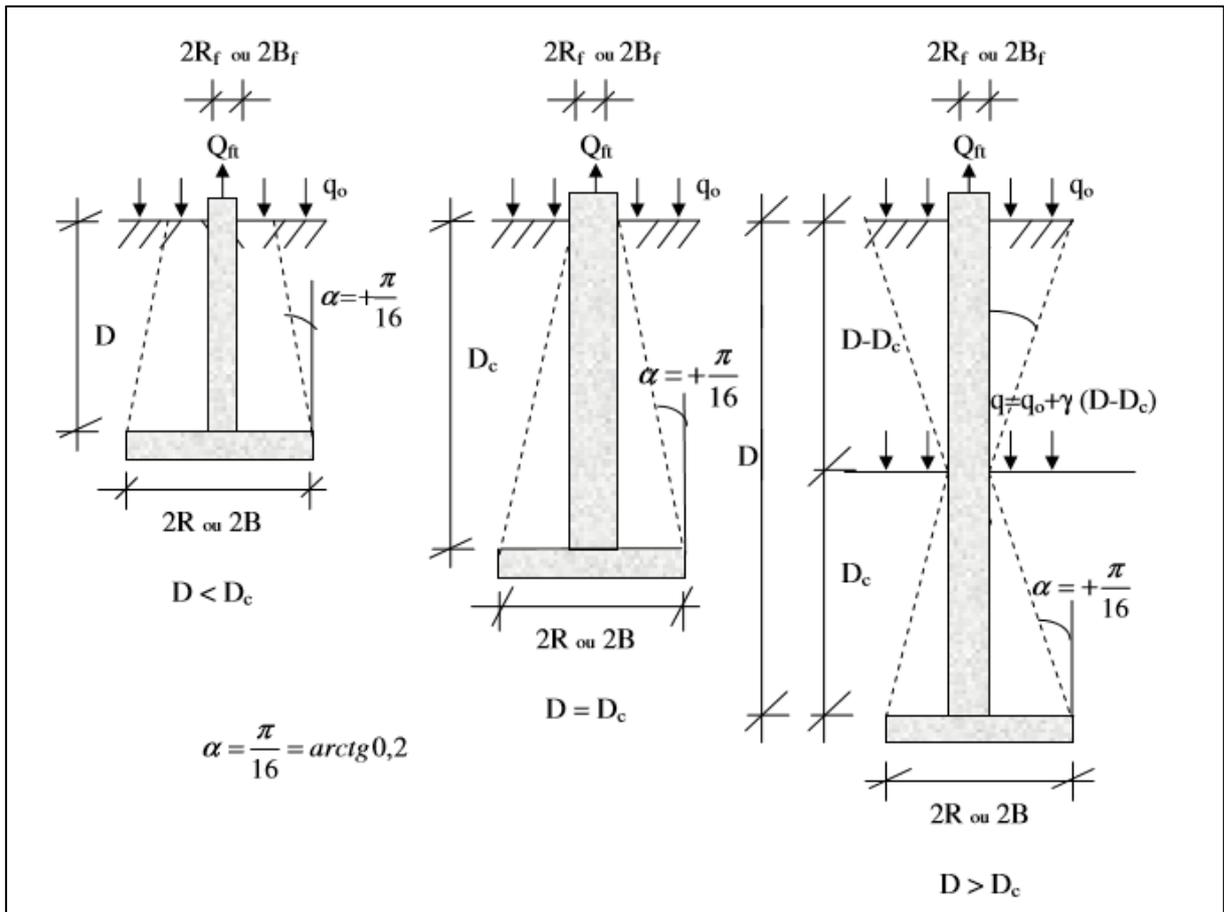
Vale ressaltar que quando a fundação estiver apoiada na cota da profundidade crítica, deve-se calcular pelos dois modelos e considerar o pior caso.

$$D_c = 5 (B - b) \quad (18)$$

Onde:

D_c : profundidade crítica;
 B : metade da largura da base da fundação retangular;
 b : metade da largura do fuste.

Figura 6 - Formas de ruptura para sapatas em solos fracos



Fonte: Danzinger, 1966.

Deve-se utilizar a Equação 19 para calcular a capacidade de carga a tração da fundação que se encontra na cota acima da profundidade crítica ($D < D_c$), considerando solos de 1º categoria.

$$Q_{ft} = P_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] + P + (S_b - S_f) D \gamma \quad (19)$$

Onde:

P_b : perímetro da base;

D : profundidade;

c : coesão;

γ : peso específico natural;

q_0 : sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

P : peso da fundação;

S_b : área da base;

S_f : área do fuste;

M_c : coeficiente da capacidade de carga à tração relacionado à coesão, conforme Equação 20;

M_ϕ : coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao ângulo de atrito, conforme Equação 26;

M_γ : coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao peso específico, conforme Equação 26;

M_q : coeficiente de capacidade de carga à tração à sobrecarga, fórmula 27;

$$M_c = \left\{ -\frac{tg(\alpha)}{tg(\phi)} + \frac{f}{H} \cos(\phi) \left(1 + \frac{tg(\alpha)}{tg(\phi)} \right) \right\} \left(1 - \frac{1}{2} tg(\alpha) \frac{D}{R} \right) \quad (20)$$

Sendo:

$$\frac{f}{h} = tg \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos(n) - \sin(\phi) \cdot \cos(m)}{\cos(n) + \sin(\phi) \cdot \cos(m)} \quad (21)$$

$$m = -\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha \quad (22)$$

$$n = \text{arc sen} [\sin(\phi) \sin(m)] \quad (23)$$

$$\alpha = \frac{\pi}{16} = \text{arc tg} (0,2) \quad (24)$$

Onde:

α : ângulo formado pela superfície de ruptura com a vertical;

ϕ : ângulo de atrito interno do solo;

R : raio da base.

Conforme Danziger (1983), para sapatas retangulares ou quadradas, os coeficientes de capacidade de carga podem ser calculados com a substituição do R por um raio equivalente, conforme a Equação 25.

$$R = R_e = \frac{P_b}{8} \quad (25)$$

Onde:

P_b : perímetro da base da fundação.

$$M_{\emptyset} + M_{\gamma} = \frac{\text{sen } \emptyset \cos(\emptyset + 2\alpha)}{2 \cos^2(\alpha)} \left(1 - \frac{1}{3} \text{tg}(\alpha) \frac{D}{R} \right) \quad (26)$$

$$M_q = M_c \text{tg}(\emptyset) + \left(1 - \frac{1}{2} \text{tg}(\alpha) \frac{D}{R} \right) \text{tg}(\alpha) \quad (27)$$

Para fundações que se encontram abaixo da profundidade crítica ($D > D_c$), a capacidade de carga é calculada utilizando a Equação 28.

$$Q_{ft} = Q_{ft(\text{base})} + Q_{ft(\text{fuste})} + P \quad (28)$$

Sendo:

$$Q_{ft(\text{bs})} = P_b D_c \left\{ c M_{c1} + \gamma D_c (M_{\emptyset} + M_{\gamma})_1 + [q_0 + \gamma (D - D_c) M_{q1}] \right\} + (S_b - S_f) D_c \gamma \quad (29)$$

$$Q_{ft(\text{fuste})} = P_f (D - D_c) [c M_{c2} + \gamma (D - D_c) (M_{\emptyset} + M_{\gamma})_2 + q_0 M_{q2}] \quad (30)$$

Onde:

P_b : perímetro da base;

P_f : perímetro do fuste;

D : profundidade

D_c : profundidade crítica;

C : coesão;

γ : peso específico natural;

q_0 : sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

P : peso da fundação;

S_b : área da base;

S_f : área do fuste;

Para os cálculos dos coeficientes M_{c1} , $(M_{\emptyset} + M_{\gamma})_1$, M_{q1} , deve-se utilizar as Equações 20, 26 e 27, porém considerando $D=D_c$, o raio equivalente e o α podem ser calculados conforme Equação 18 e 17, respectivamente.

A determinação dos coeficientes M_{c2} , $(M_{\emptyset} + M_{\gamma})_2$, M_{q2} , são utilizadas as mesmas Equações 20, 26 e 27, no entanto deve-se considerar $D = (D - D_c)$ e o ângulo α , conforme Equação 31. Para fustes não circulares, o raio equivalente deve ser calculado utilizando a Equação 32.

$$\alpha = -\frac{\emptyset}{8} \quad (31)$$

$$R = R_e = \frac{P_f}{2\pi} \quad (32)$$

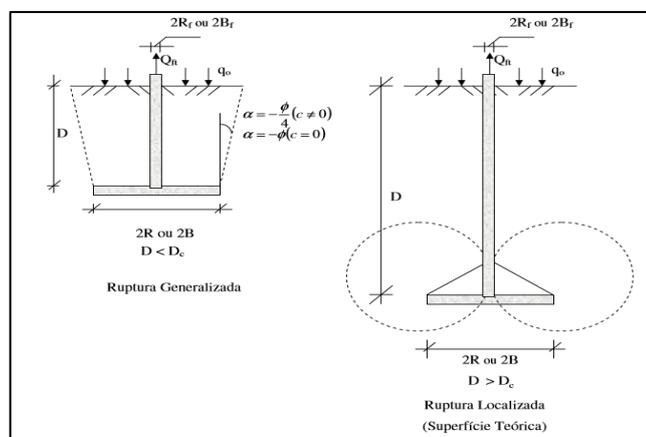
Onde:

P_f : perímetro do fuste;

\emptyset : ângulo de atrito interno do solo.

Para sapatas apoiadas em solos de 2ª categoria, o cálculo da capacidade de carga a tração, divide-se em dois métodos. O primeiro para a fundação que se encontra apoiada acima da profundidade crítica e segundo método para a sapata que estiver abaixo da profundidade crítica. A superfície de ruptura pode ser analisada na Figura 7. Deve-se utilizar a Equação 33, para calcular a capacidade de carga a tração da fundação que se encontra na conta acima da profundidade crítica ($D < D_c$).

Figura 7 - Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes



Fonte: Danzinger, 1966.

$$Q_{ft} = P_b D [c M_c + \gamma D (M_{\emptyset} + M_{\gamma}) + q_0 M_q] + P + (S_b - S_f) D \gamma \quad (33)$$

Onde:

P_b : perímetro da base;

D : profundidade;

c : coesão;

γ : peso específico natural;

q_0 : sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

P : peso da fundação;

S_b : área da base;

S_f : área do fuste;

M_c : coeficiente da capacidade de carga à tração relacionado à coesão, conforme Equação 20;

M_ϕ : coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao ângulo de atrito, conforme Equação 26;

M_γ : coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao peso específico, conforme Equação 26;

M_q : coeficiente de capacidade de carga à tração à sobrecarga, conforme Equação 27;

Para sapatas retangulares ou quadradas, os coeficientes de capacidade de carga podem ser calculados com a substituição do R por um raio equivalente, conforme a Equação 34. Já o ângulo formado pela superfície de ruptura com a vertical para solos com coesões diferente de zero, pode ser calculado utilizando a Equação 35.

$$R = R_e = \frac{P_b}{2\pi} \quad (34)$$

Onde:

P_b : perímetro da base da fundação.

$$\alpha = -\frac{\phi}{4} \quad (35)$$

Para calcular a capacidade de carga a tração da fundação que se encontra na conta abaixo da profundidade crítica ($D > D_c$), utiliza-se a Equação 36.

$$Q_{ft} = Q_{ft(base)} + Q_{ft(fuste)} + P \quad (36)$$

Sendo:

$$Q_{ft(base)} = (S_b - S_f) m M (\gamma D \operatorname{tg}(\emptyset) + c) \quad (37)$$

Onde:

m: relação entre a espessura do raio da base e o raio do fuste, conforme Equações 38 ou 39;

M: coeficiente obtido utilizando a Equação 40.

$$m = 1 - \frac{1}{2\pi} \operatorname{arsen} \left(\frac{e}{R - R_f} \right) \quad \text{Para } e < R - R_f \quad (38)$$

$$m = 0,75 \quad \text{Para } e \geq R - R_f \quad (39)$$

$$M = \frac{12 \pi}{1 + 6 \operatorname{tg}(\emptyset) \left(\frac{\pi - 2}{4} \right) + 2 \frac{R_f}{R} \left(1 + \frac{6}{\pi} \operatorname{tg}(\emptyset) \right)} - 1,6 \left(1 - 1,9 \frac{R_f}{R} + 0,9 \frac{R_f^2}{R^2} \right) \quad (40)$$

Para sapatas retangulares ou quadradas, os coeficientes de capacidade de carga podem ser calculados com a substituição do R por um raio equivalente, conforme a Equação 41. Já o ângulo formado pela superfície de ruptura com a vertical, pode ser calculado utilizando a Equação 42.

$$R = R_e = \frac{P_b}{2\pi} \quad (41)$$

$$\alpha = -\frac{\emptyset}{8} \quad (42)$$

$$Q_{ft(fuste)} = P_b D [c M_c + \gamma D (M_\emptyset + M_\gamma) + q_0 M_{q2}] \quad (43)$$

Onde:

M_c: coeficiente da capacidade de carga à tração relacionado à coesão, conforme Equação 20;

M_ø: coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao ângulo de atrito, conforme Equação 26;

M_v : coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao peso específico, conforme Equação 26;

M_q : coeficiente de capacidade de carga à tração à sobrecarga, conforme Equação 27.

Conforme Danziger (1983), a resistência do solo para o esforço de tração também pode ser definida utilizando o Método Tronco de Cone, este modelo é considerado o mais antigo para a determinação da capacidade de carga de fundações sujeitas a esforços de tração.

Este método considera que a capacidade de carga ao arrancamento de uma fundação superficial como a somatório do próprio peso do elemento de fundação acrescido do peso de terra contido em um tronco cone de base equivalente a base da fundação, cuja geratriz forma um ângulo com a vertical.

Por se tratar de um método empírico, este modelo não considera a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura. Ainda conforme o autor, uma grande gama de valores sugeridos para o ângulo de ruptura pode ser encontrada na literatura, podem notar uma falta de consenso nesta questão fundamento ao método, demonstrando sua baixa confiabilidade, fornecendo resultado tanto conservadores como contrários a segurança.

O ângulo formado com a vertical de ruptura para diferentes tipos de solos pode ser verificado na Tabela 6.

Tabela 6 - Ângulo de ruptura

Tipo do solo	Coesão	Ângulo de atrito	σ_{adm}	α (Método do Cone)
I	30 a 40	$\leq 32^\circ$	200 a 400	20° a 25°
II	25 a 30	$\leq 28^\circ$	100 a 200	$17,5^\circ$ a $22,5^\circ$
III	25 a 30	$\leq 25^\circ$	100 a 200	15° a 20°
IV	≤ 15	$\leq 20^\circ$	≤ 100	10° a 15°

Fonte: FURNAS, 2003.

2.7 Estimativa de recalques em fundações superficiais

Conforme Hachich *et al.* (1998), em virtude da grande variabilidade das características do subsolo, das geometrias dos elementos de fundação e as estimativas de carregamentos atuantes, faz com que a ocorrência de recalques diferenciais seja inevitável. O recalque absoluto pode ser decomposto em duas parcelas, o primeiro referente ao recalque por adensamento, que está relacionado ao processo de dissipação das pressões naturais, que ocorrem lentamente no decorrer do tempo. Já a segunda parcela que compõe o recalque absoluta está relacionado ao recalque inicial que ocorrem em tempo muito curto, ou seja, quase que simultâneo a aplicação do carregamento. Os recalques imediatos são normalmente calculados pela teoria da elasticidade, que considera o solo como um material elástico. Os cálculos para os recalques imediatos se dividem em duas hipóteses, a primeira considera o solo onde a fundação está apoiada como uma camada infinita e a segunda como uma camada finita, conforme as Equações 45 e 46 respectivamente.

$$P_i = \sigma B \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) I_p \quad (45)$$

$$P_i = \mu_0 \mu_1 \left(\frac{\sigma B}{E_s} \right) \quad (46)$$

Onde:

P_i : recalque imediato;

σ : tensão característica atuante;

B : largura ou diâmetro da fundação;

$\mu_0 \mu_1$: fatores de influência;

ν : coeficiente de Poisson, Tabela 7;

I_p : fator de influência, Tabela 8;

E_s : módulo de deformabilidade do solo, tabela 9.

Tabela 7 - Coeficiente de Poisson

Solo	ν - Poisson
------	-----------------

Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: HACHICH, W. et al., 1988.

Tabela 8 - Fator de influência I_p

Sapata Flexível				Rígida
Forma	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	-
2	1,52	0,76	1,3	-
3	1,78	0,88	1,52	-

Fonte: HACHICH, W. et al., 1988.

Tabela 9 - Módulos de deformabilidade

Solo	Consistência ou compactidade	Valores sugeridos (MPa)
Argila	Muito mole	1
	Mole	2
	Média	5
	Rija	7
	Muito rija	8
	Dura	15
Areia	Fofa	5
	Pouco compacta	20
	Medianam. Compacta	50
	Compacta	70
	Muito Compacta	90

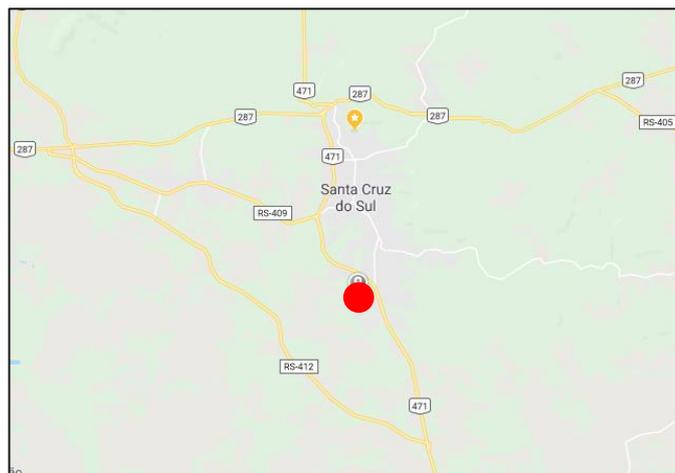
Fonte: HACHICH, W. et al., 1988.

3 METODOLOGIA

3.1 Descrição do local de estudo

O local de estudo situa-se no município de Santa Cruz do Sul-RS, na região central do estado, na BR-471, nas seguintes coordenadas geográficas: Latitude – 29.754732 e Longitude – 52.433913, conforme Figuras 8, 9, 10, 11 e 12. No local foram abertas, com o emprego de uma retroescavadeira, 3 trincheiras com aproximadamente 1,50 metros de profundidade locadas a uma distância de 10, 20 e 30 metros do usina existente, conforme apêndice A.

Figura 8 – Localização geográfica do solo estudado.



Fonte: Google Maps, 2019.

Figura 9 – Localização do solo estudado na imagem de satélite.



Fonte: Google Maps, 2019

Figura 10 - Localização da Usina Solar



Fonte: Autor, 2019

Figura 11 - Trincheiras de inspeção 03



Fonte: Autor, 2019

Figura 12 - Trincheiras de inspeção 02



Fonte: Autor, 2019

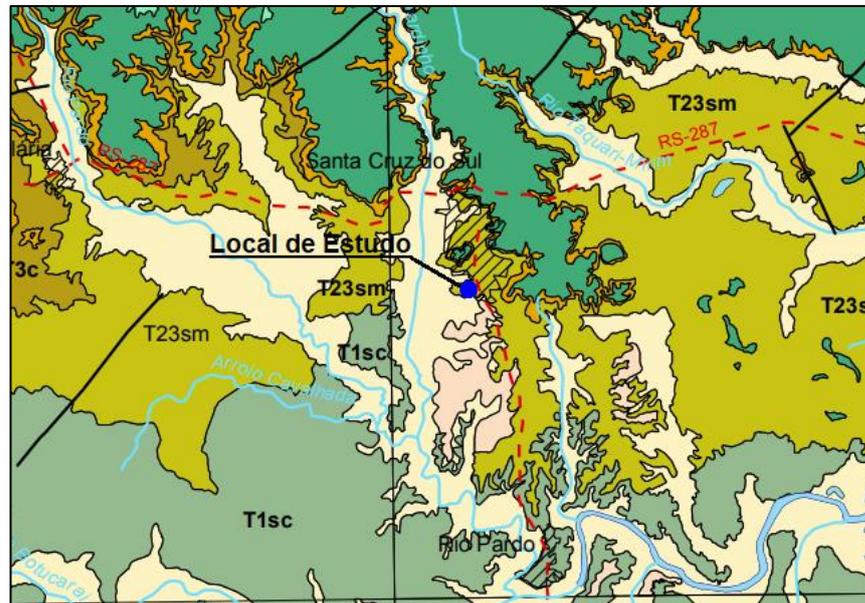
Visualmente, pode-se observar que as trincheiras de inspeção apresentam uma camada superficial de aterro e logo abaixo um perfil com cores escuras e acinzentadas (Horizontes A e B).

3.1.1 Descrição física, geomorfológica, geológica e pedológica do local

Conforme o SEPLAG (2004), o clima do estado do Rio Grande do Sul é do tipo Temperado – Subtropical, com classificação Mesotérmico Úmido. No local de estudo a temperatura média anual é de 18° C, com precipitação média pluviométrica anual de 1.600 a 1.700 mm/ano. O local de estudo se encontra na unidade geomorfológica denominada de Depressão Central que é formada por rochas sedimentares, onde se predominam terrenos de baixa altitude.

Através do Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul (2006), elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (Figura 13), constatou-se que o local de estudo se encontra inserido na região Q4a, onde localiza-se os depósitos Aluviais recentes na qual contemplam a presença de areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltito-argiloso em calhas de rio e planícies de inundação.

Figura 13 - Enquadramento geológico do local de estudo

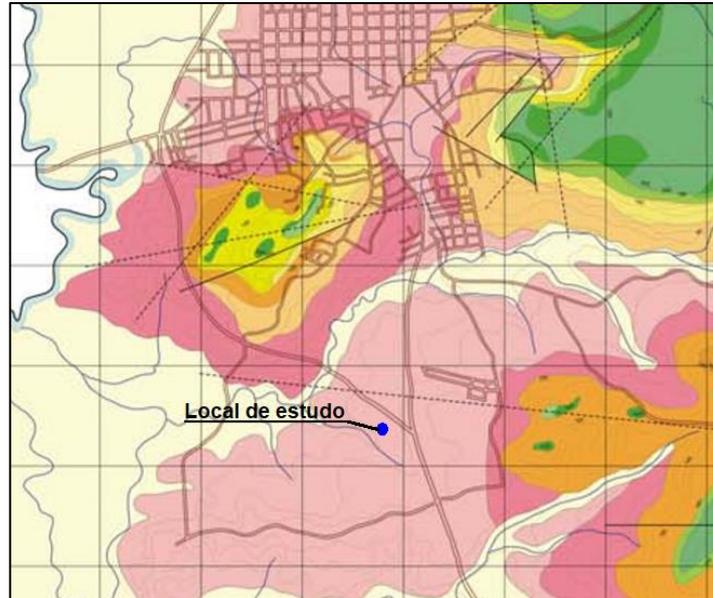


Fonte: Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2006

Segundo Noronha (2012) (Figura 14), os depósitos recentes são formados por sedimentos ou materiais transportados por agentes gravitacionais ou fluviais. No caso dos depósitos aluvionares englobam os sedimentos depositados no curso d'água originados do intemperismo e da erosão do material pela ação da água. Os depósitos aluvionares constituem a planície de inundação do Rio Pardo e seus afluentes e são compostos por sedimentos que abrangem as frações silte-argila, areia, cascalhos e material orgânico.

Com relação a pedologia, de acordo com Streck et al. (2008), o local de estudo se encontra na classe Chernossolos, simbolizados no mapa por MXo. Os Chernossolos são considerados solos rasos a profundos, que apresentam um perfil de horizontes A-B-C. Esses solos apresentam razoáveis teores de material orgânico, que confere cores escuras ao horizonte superficial. Podendo o material estudado ser classificado como um Chernossolo Argilúvico Carbonático típico originado de sedimentos lacustres, ocorrendo em relevo plano e apresentado drenagem imperfeita.

Figura 14 - Mapa da unidade Geotécnica de Santa Cruz o Sul – RS



Fonte: Noronha, 2009.

3.3 Informações disponíveis

Foi realizado pela empresa responsável pela construção da usina solar o ensaio de SPT, cujos resultados encontram-se disponíveis no Anexo A. Também foram obtidos com a empresa as plantas da locação das estacas e o seu detalhamento, bem como o perfil da movimentação de corte e aterro. Através do material fornecido é possível identificar que o ensaio SPT de número 3-A se encontra mais próximo das trincheiras de inspeção.

Foi possível analisar por meio das informações fornecidas que no local de estudo existe a presença de aterro, silte argiloso de cor preta, silte arenoso com pedregulhos, silte argiloso cinza escuro, silte arenoso na cor cinza com pedregulhos e silte argiloso com cor vermelho claro. Através da análise do ensaio de SPT 3A, foi possível identificar uma camada de aterro formado com Silte argiloso preto com uma espessura de 0,80m, logo abaixo uma camada de Silte argiloso preto com espessura de 2,60m e finalizada com uma última camada de 0,60m de Silte arenoso amarelo com pedregulhos na cota de 4 metros.

Foram realizados ensaios de DPC nas trincheiras abertas, afim de verificação a linearidade das camadas inferiores, para verificar se não existia alguma camada de menor resistência. A partir dos resultados obtidos foi possível decidir que seria viável

fazer a coleta do material indeformado, pois o solo das trincheiras não apresentou uma grande variabilidade no ensaio de DCP. A escolha da trincheira 2 e 3 se deu pelo fato da pouca variabilidade do material e pela facilidade no acesso, visto que a trincheira 1 se encontrava muito próxima da usina solar e poderia ser rompido algum cabo de alimentação do sistema na escavação para a coleta das amostras.

3.4 Coleta de amostras de solo

Foram coletas de aproximadamente 30Kg de amostra deformada de cada uma das trincheiras. Essas amostras foram dispostas em bandejas para secagem ao ar (Figura 15) e em seguida foram realizados os ensaios de caracterização do material coletado.

Figura 15 - Amostra de solo deformada



Fonte: Autor, 2019

A amostra indeformada da trincheira 02, foi coletada em uma profundidade de 1,20 metros, enquanto que na trincheira 03 a amostra de solo indeformada foi coletada na profundidade de 1,00 metros, sendo ambas as amostras foram retiradas com o devido cuidado. Após a amostra ser esculpida, foram aplicadas três camadas de parafina com intervalos entre as aplicações, conforme Figuras 16 e 17. O bloco então foi envolto com pano de algodão e novamente foram aplicadas três camadas de

parafina intercalas. A amostra foi transportada para o laboratório onde foram moldados 6 Corpos de Prova (CPs) para cada amostra de solo que foram submetidas ao ensaio de cisalhamento direto.

Figura 16- Bloco escavado



Fonte: Autor, 2019

Figura 17 - Aplicação da parafina



Fonte: Autor, 2019

3.5 Ensaios de laboratório

3.5.1 Ensaios de caracterização

Com as amostras deformadas coletadas do local de estudo foram realizados os ensaios de caracterização do solo, que serão descritos a seguir.

3.5.1.1 Granulometria

Segundo a NBR 7181 (ABNT, 2016), foram realizados os ensaios de peneiramento grosso, fino e ensaio de sedimentação para a obtenção da curva granulométrica do solo.

O ensaio de peneiramento foi dividido em duas etapas, a primeira etapa é referente ao peneiramento grosso, no qual foram utilizadas as partículas retidas na peneira 2,0 mm. A segunda etapa é o peneiramento fino, no qual foi utilizado o material do processo de sedimentação sendo submetido ao processo de lavagem com a utilização das partículas entre 0,75 mm e 2,0 mm.

Para a realização do ensaio de sedimentação voltado para a distribuição das partículas com diâmetro inferior a 0,075mm, foi utilizado o método de suspensão de grãos, no qual correlaciona o diâmetro das partículas com a velocidade de sedimentação em diferentes períodos de tempo, utilizando o auxílio de um densímetro.

3.5.1.2 Limite de liquidez

Conforme a NBR 6459 (ABNT 2016), para o ensaio do Limite de Liquidez (LL) (Figura 18), foram utilizados 200g de amostra de solo passante na peneira 0,42 mm. O Solo foi colocado em um recipiente com água destilada até a formação de uma pasta homogênea. O Material então foi transferido para o Aparelho de Casagrande, onde teve sua superfície nivelado e com o auxílio do cinze foi aberto uma ranhura. Posteriormente o material foi ensaiado girando a manivela do aparelho a fim de registrado o número de golpes necessário para unir as duas bordas. Após cada ponto,

foi extraído do aparelho de Casagrande uma amostra de solo e determinado a umidade em estufa.

O ensaio foi repetido por cinco vezes, construindo-se assim um gráfico com os cinco diferentes resultados em número de golpes e umidade. Através da interpolação gráfica dos resultados obtidos, foi encontrado o teor de umidade do solo referente a 25 golpes o qual corresponde ao LL do material.

Figura 18 - Ensaio de Limite de Liquidez (LL)



Fonte: Autor, 2019

3.5.1.3 Limite de plasticidade

Segundo a NBR 7180 (ABNT 2016), para a realização do ensaio do Limite de Plasticidade (LP) (Figura 19), foi utilizado cerca de 200 g de amostra de solo passante na peneira 0,42mm. O solo então foi colocado em um recipiente de porcelana com adição de água destilada até que se forme uma pasta homogênea com a consistência plástica.

O ensaio consiste na moldagem da amostra de solo, sobre uma placa de vidro não polido, na forma de um cilindro de mesma espessura do cilindro padrão até que comece a se fragmentar. Após esses procedimentos, a amostra foi levada para secagem na estufa por um período de 12 horas, obtendo-se assim o valor da umidade, que corresponde ao Limite de Plasticidade (LP). Este ensaio foi realizado cinco vezes.

Figura 19 - Ensaio de Limite de Plasticidade (LP)



Fonte: Autor, 2019

3.5.1.4 Massa específica dos grãos

Conforme a NBR 6508 (ABNT 2016), o ensaio consiste na separação de aproximadamente 500g de amostra de solo passante na peneira 4,8mm. Essa amostra foi armazenada em uma cápsula que permaneceu inundada por um período de 12 horas. O material então foi transferido para um recipiente de dispersão, onde foi acrescentado água destilada até atingir o nível previsto e aguardar o tempo de 15 minutos.

O material foi então transferido para um picnômetro com adição de água destilada até atingir a metade do recipiente. Em seguida, com o auxílio de uma bomba a vácuo foi retirado o ar no interior do recipiente, permanecendo assim somente a água e o solo no picnômetro. Após esse procedimento, foi acrescentado água no recipiente até atingir o nível aproximado de 1cm abaixo da marca de calibragem e novamente foi utilizado a bomba a vácuo para retirar o ar de dentro do recipiente. O picnômetro foi deixado em repouso para atingir o equilíbrio com a temperatura ambiente e posteriormente foi adicionado água até a marca de referência. Por fim o picnômetro foi novamente enchido com água destilada até a marca de referência, assim foi comparado a massa do picnômetro com água com a massa do picnômetro com água mais solo. A massa específica dos grãos foi obtida pela Equação 46.

$$\delta = \frac{\frac{M_1 \cdot 100}{(100+h)}}{\left(M_1 \frac{100}{100+h}\right) + M_3 - M_2} \delta_T \quad (46)$$

Onde:

M1: Massa do solo úmido;

M2: Massa do (picnômetro + solo + água), na temperatura do ensaio;

M3: Massa do picnômetro cheio de água, na temperatura do ensaio;

h: Umidade inicial da amostra;

δ_T : Massa específica da água, na temperatura do ensaio;

δ : Massa específica relativa dos grãos.

3.5.2 Ensaio de cisalhamento direto

A partir da amostra indeformada do solo estudado foram moldados 6 Corpos de Prova (CP), que foram submetidos ao ensaio de cisalhamento direto para a determinação dos parâmetros de resistência do solo. Os ensaios foram realizados após os CPs serem inundados por um período de 24 horas, ao final dos ensaios foram obtidas as envoltórias de Mohr-Coulomb para as duas amostras estudadas.

Os CPs foram moldados com o auxílio de um molde em formato de anel com raio de 6,3 cm e 2 cm de altura, conforme Figura 20. Os CPs então foram posicionados na caixa bipartida do equipamento que foi completada com água. Foi aplicado uma tensão normal e medido o tempo para a estabilização das tensões verticais. Ao final, foram aplicadas tensões horizontais a uma velocidade constante resultando assim no deslocamento de uma parte da caixa bipartida até que a amostra cisalhe (Figura 21).

Para os ensaios das duas amostras indeformadas coletadas, foram adotadas as tensões normais de 25kPa, 50kPa e 100kPa. Esses valores foram estipulados de forma a cobrir os níveis de tensões atuantes em campo em virtude da baixa carga oriunda da estrutura estudada.

Figura 20 - Retirada do CP para o ensaio de Cisalhamento Direto



Fonte: Autor, 2019

Figura 21 - Amostra do solo cisalhada



Fonte: Autor, 2019

3.6 Dimensionamento das fundações

De acordo com as características identificadas sobre o solo estudado, foi dimensionada a estrutura de fundação superficial, atendendo a necessidade imposta pelo tipo de terreno e as cargas solicitantes tanto de compressão, tração e horizontal.

Visando a viabilidade técnica-econômica e atendendo as especificações definidas pelas normas técnicas brasileiras ou internacionais quando necessitar-se.

A determinação da capacidade de carga das fundações rasas e profundas foram determinadas através dos métodos descritos na revisão bibliográfica.

3.7 Determinação dos esforços atuantes sobre os módulos

Conforme a norma da NBR 6123 (ABNT, 1988), a pressão dinâmica em uma edificação pode ser calculada pela Equação 47.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (47)$$

Onde:

V_k : velocidade característica, Equação 48

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (48)$$

Onde:

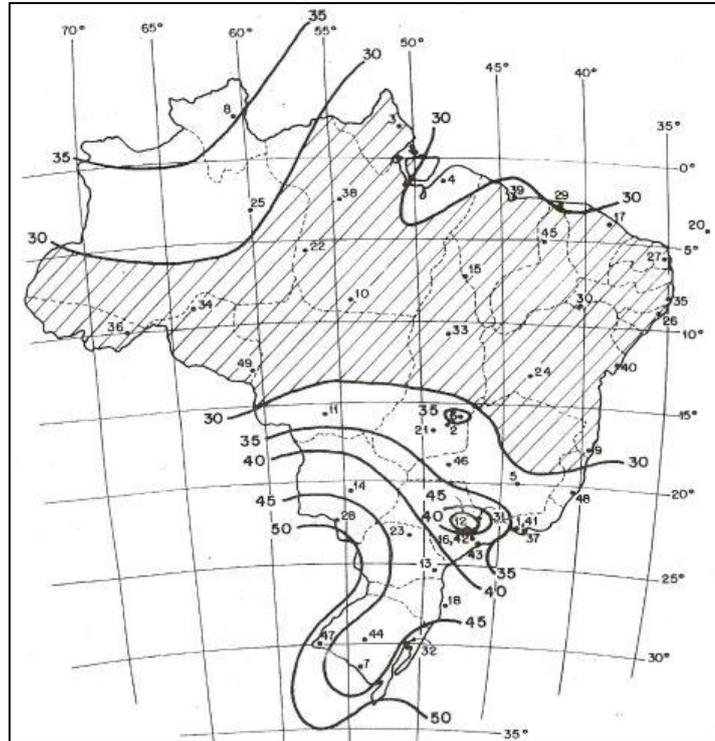
V_0 : máxima velocidade média, encontrada na Figura 22;

S_1 : fator topográfico;

S_2 : rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, Tabela 10;

S_3 : fator estatístico, Tabela 11.

Figura 22 - Velocidades básicas



Fonte: NBR 6123, 1988.

O fator topográfico leva em consideração as diferentes variações do terreno, para terrenos planos, pode-se considerar o fator topográfico como sendo um.

Tabela 10 - Fator S_2

Z	Categoria											
	I			II			III			IV		
	Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84

Fonte: NBR 6123, 1988.

As categorias do fator S_2 são definidas como:

- Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões;
- Categoria II: terrenos abertos em nível ou com poucos obstáculos isolados;
- Categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos ou pequenos quebra ventos;

- Categoria IV: terrenos cobertos com obstáculos numerosos e poucos espaçados;
- Categoria V: terrenos cobertos de obstáculos numerosos.
- A classe da edificação são:
- Classe A: todas as unidades de vedação ou toda na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não ultrapasse 20 metros
- Classe B: toda edificação ou parte na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não ultrapasse 50 metros;
- Classe C: toda edificação ou parte na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal ultrapasse 50 metros.

Tabela 11 - Fator S3

Grupo	Descrição	S3
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação	0,95
4	Vedações	0,88
5	Edificações temporárias	0,83

Fonte: NBR 6123, 1988.

Ainda conforme a norma da NBR 6123 (ABNT 1988), a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, é obtida através da soma vetorial das forças do vento que ali atuam, desta forma uma componente qualquer da força global pode ser obtida utilizando a Equação 49.

$$F = C_f q A \quad (49)$$

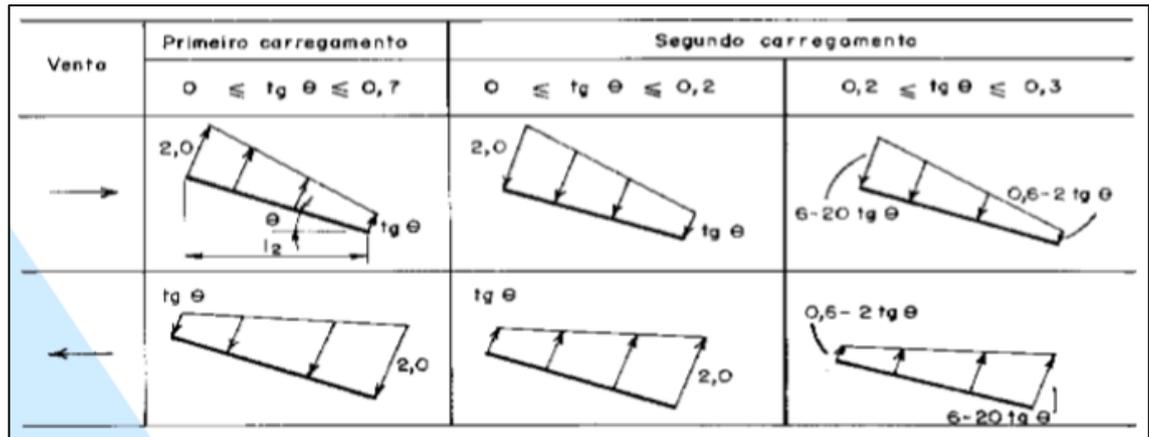
Onde:

C_f : coeficiente de arrasto, conforme Figura 23;

q : pressão dinâmica;

A : área frontal efetiva.

Figura 23 - Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a uma água plana



Fonte: NBR 6123, 1988.

3.8 Obtenção de conclusões

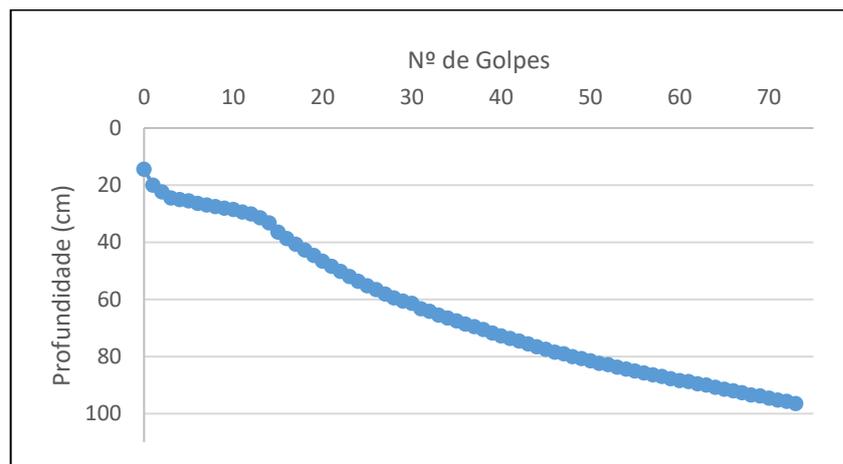
Ao final do trabalho foi realizado uma análise geral dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, nos esforços do vento atuantes nas estruturas de e no dimensionamento do elemento de fundação, verificando as dimensões relacionados na escolha do tipo de fundação e na necessidade do dimensionamento de usinas solares à esforços de tração.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Ensaio de laboratório

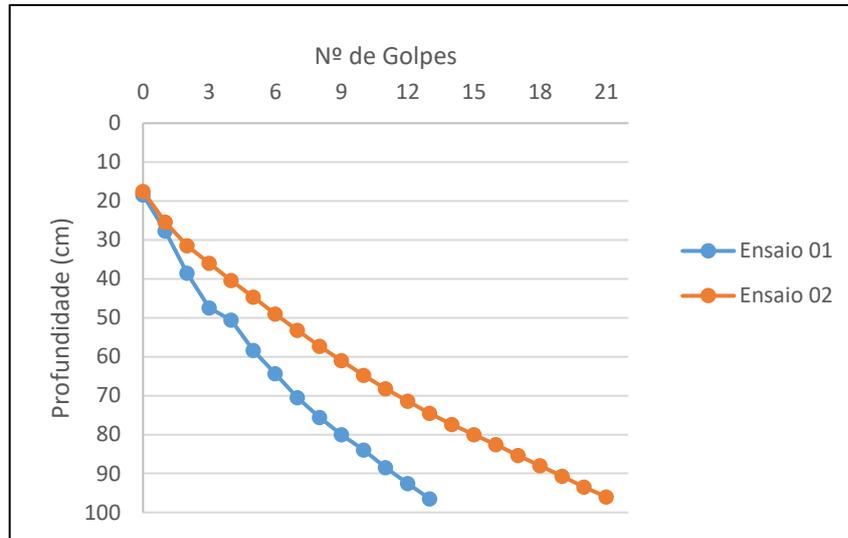
Nas figuras 24 e 25 são apresentados os resultados dos ensaios de DCP realizados nas trincheiras 2 e 3, onde é possível verificar a linearidade do solo nas camadas mais profundas, pois não houve uma variação acentuada nos resultados do perfil dos solos ensaiados. Entretanto, foi identificado uma diferença nos resultados de DCP das trincheiras analisadas, uma possível explicação para tal situação seria em virtude do afloramento de água no fundo da Trincheira 03, resultando em um material de mais fácil penetração.

Figura 24 - DCP - Trincheira 02



Fonte: Autor, 2019

Figura 25 - DCP - Trincheira 03



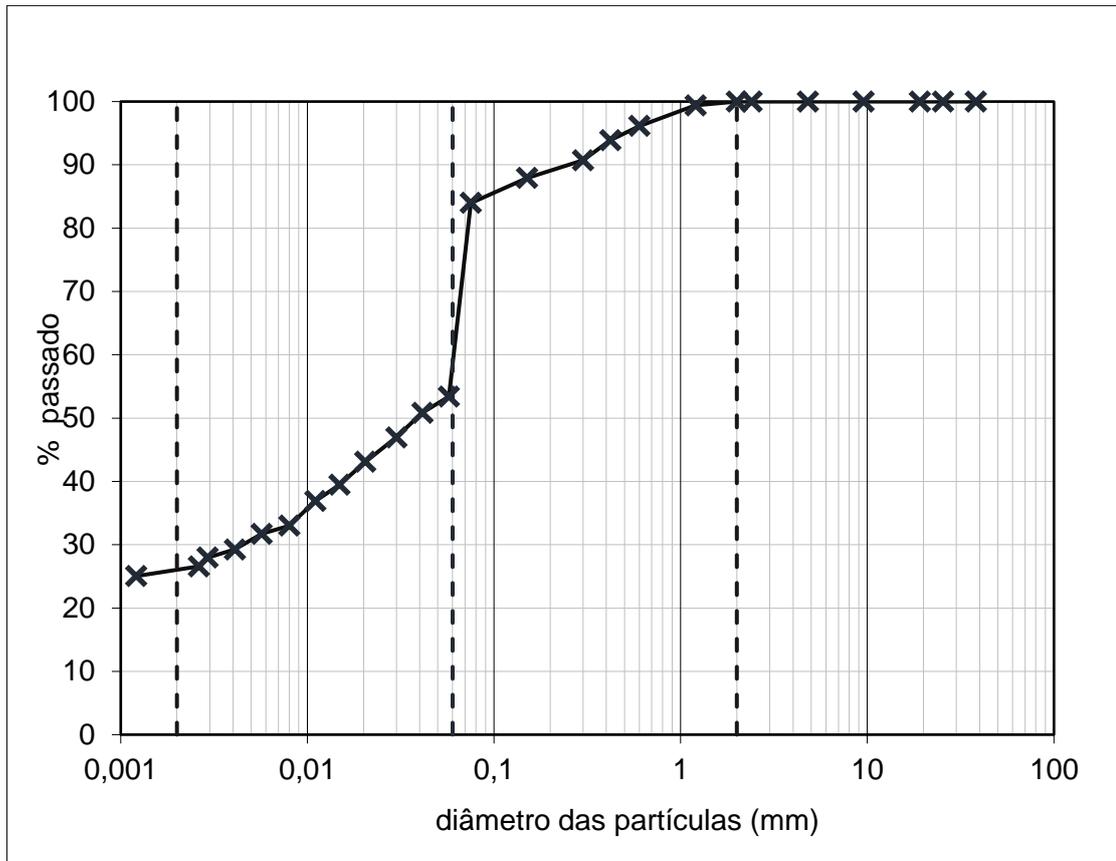
Fonte: Autor, 2019

4.1.1 Ensaios de caracterização

A curva granulométrica dos solos analisados então representadas na Figura 26 e 27.

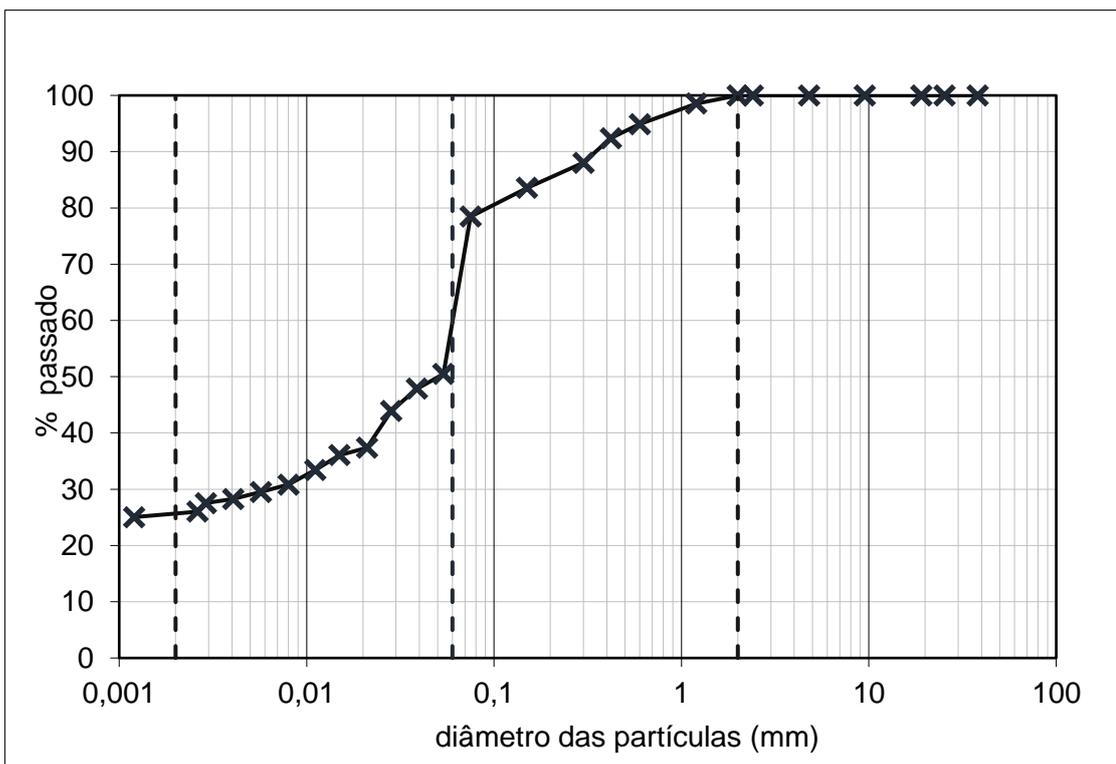
Na Tabelas 12 encontra-se a caracterização e a classificação dos materiais estudados, obtidas através dos resultados dos ensaios de laboratório.

Figura 26 - Curva granulométrica - Trincheira 02



Fonte: Autor, 2019

Figura 27 - Curva granulométrica - Trincheira 03



Fonte: Autor, 2019

Tabela 12 - Resumo da caracterização das amostras

Propriedades		Trincheira 02	Trincheira 03
Granulo	Pedregulho ($2\text{mm} < \phi \leq 60\text{mm}$)	0%	0%
	Areia ($0,06\text{mm} < \phi \leq 2\text{mm}$)	45%	40%
	Silte ($0,002\text{mm} < \phi \leq 0,06\text{mm}$)	30%	35%
	Argila ($\phi \leq 0,002\text{mm}$)	25%	25%
	Classificação segunda a NBR 6502:1995	Areia siltosa	Areia siltosa
Peso Específico dos Grãos (kN/m^3)	25,1	24,5	
Plasticid	Limite de Liquidez - LL	26	27
	Limite de Plasticidade – LP	19	19
	Índice de Plasticidade – IP	7	8
	Classificação segundo Burmister (1949) <i>apud</i> Das (2011)	Plasticidade baixa	Plasticidade baixa
Classificação SUCS	CL-ML	CL	
	Argila silto-arenosa	Argila de baixa plasticidade arenosa	
Classificação da AASHTO	A-4	A-4	
	Solo Siltoso	Solo Siltoso	

Fonte: Autor, 2019

O material estudado apresentou-se como uma areia siltosa segundo a classificação granulométrica da NBR 6502 (ABNT, 1995), não convergindo com as classificações geotécnicas tradicionais da SUCS e AASHTO, porém ficando bem próximos.

O valor do Limite de Liquidez (LL) para ambas as amostras foram compatíveis com os valores referenciados as Areias argilosas variegadas de São Paulo, apresentados por Pinto (2006). As duas amostras de solo apresentaram um Peso Específico dos Grãos na faixa de 25 kN/m^3 , coerente com os valores apresentados por Pinto (2006).

É possível verificar que os resultados das duas trincheiras foram praticamente iguais e estão convergindo com a pedologia e geologia apresentadas.

4.1.2 Ensaio de cisalhamento direto

A partir dos resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto para as duas amostras indeformadas coletadas, foram obtidos os valores da tensão de cisalhamento máxima.

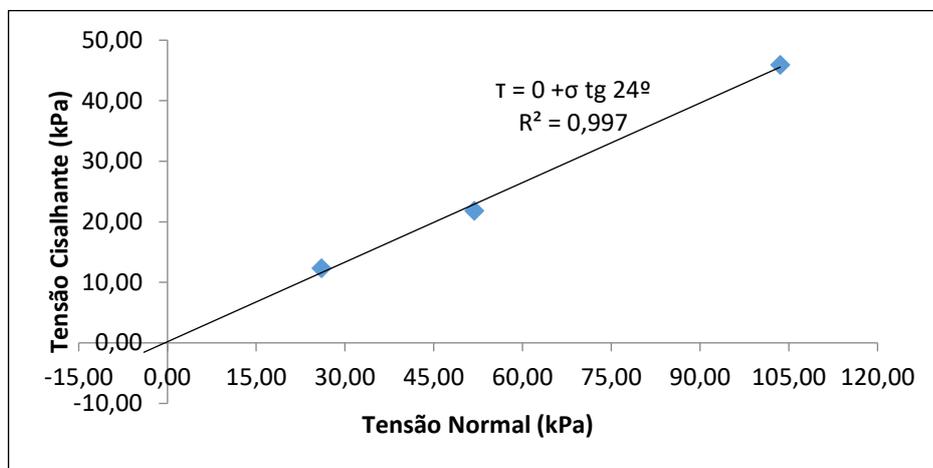
Para verificar o cisalhamento máximo foi utilizado o critério da deformação limite, pois não foi possível identificar nitidamente a ruptura das amostras.

Pode-se utilizar de tal critério em situações onde é necessária uma grande deformação para mobilizar a resistência máxima do solo ou a fim de atender uma

determinação de projeto. Os CPs de ambas as trincheiras foram ensaiados na condição inundada e foram saturados por um período de 24h. Para as cargas de tensão normal referentes ao ensaio de cisalhamento direto, foram utilizados os valores 25, 50 e 100kPa, em virtude das baixas cargas oriundas da estrutura solar.

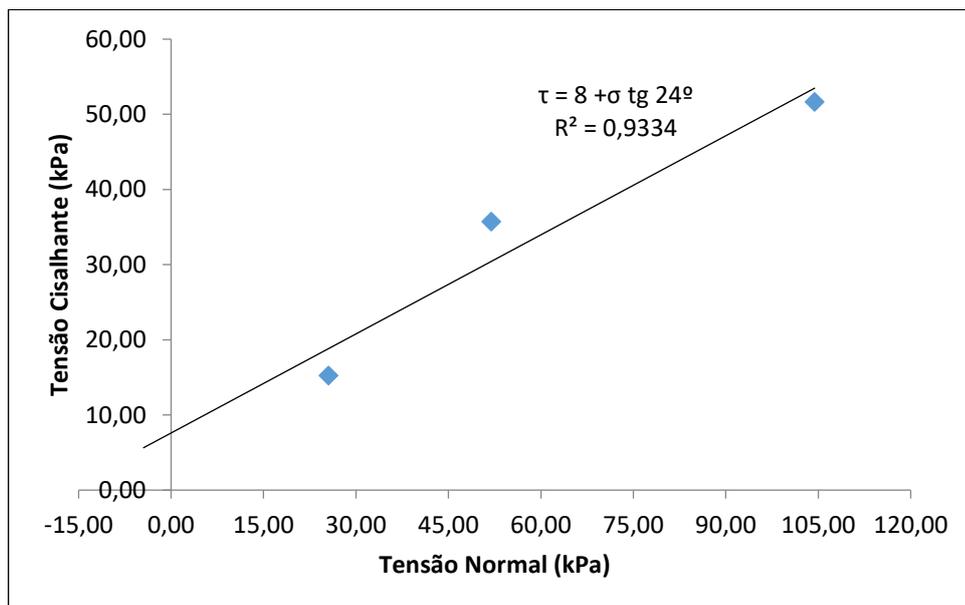
A partir dos resultados obtidos foram traçadas as envoltórias de Mohr-Coulomb das amostras estudadas, que podem ser encontradas nas Figuras 28 e 29. Na Tabela 13 encontram-se os índices físicos do CPs ensaiados.

Figura 28 - Tensão cisalhante x Tensão normal - Trincheira 02



Fonte: Autor, 2019

Figura 29 - Tensão cisalhante x Tensão normal - Trincheira 03



Fonte: Autor, 2019

Tabela 13 - Índices de físicos dos CPs ensaiados e parâmetros de resistência

Trincheira 02	CP	Tensão normal	Peso específico (kN/m ³)	Umidade W (%)	Índice de vazios	Grau de saturação S (%)	
	1	25	19,37	24,4	0,59	105	
	2	50	20,42	21,0	0,46	116	
	3	100	19,58	24,0	0,57	107	
	Peso específico médio (kN/m ³)					19,6	
Parâmetros de resistência				Coesão c (kPa)		0	
				Ângulo de atrito (°)		24	
Trincheira 03	CP	Tensão normal	Peso específico (kN/m ³)	Umidade W (%)	Índice de vazios	Grau de saturação S (%)	
	4	25	17,50	27,9	0,78	90	
	2	50	16,72	27,8	0,86	82	
	3	100	17,51	26,5	0,75	90	
	Peso específico médio (kN/m ³)					18,0	
	Parâmetros de resistência				Coesão c (kPa)		8
				Ângulo de atrito (°)		24	

Fonte: Autor, 2019

Para o dimensionamento do elemento de fundação sempre devem ser consideradas as piores situações a que o solo pode ser exposto. Neste sentido os CPs foram ensaiados saturados e submersos a fim de se obter a resistência mais desfavorável, uma vez que, quando o solo é exposto a saturação a resistência do material é reduzida.

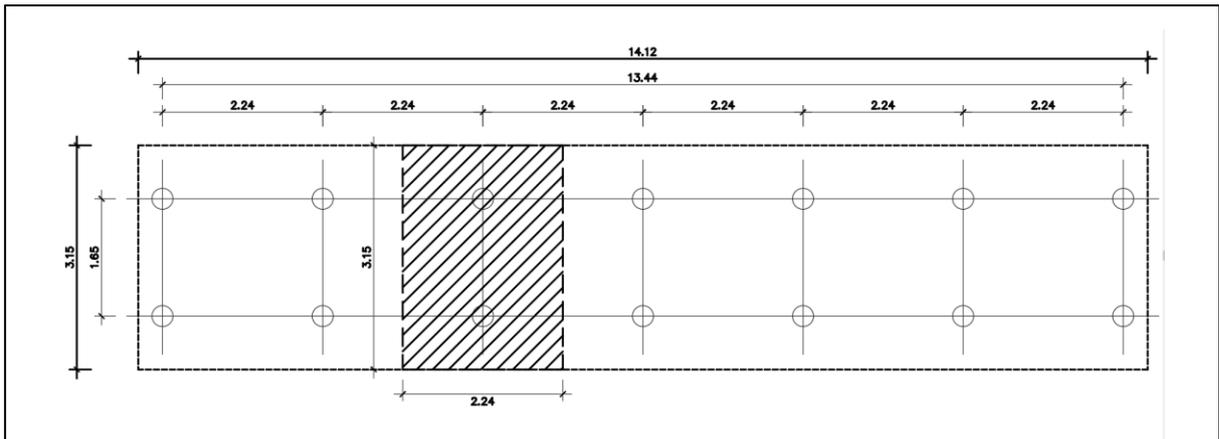
Pode-se observar pelas análises dos resultados obtidos que os valores do ângulo de atrito interno de ambas as amostras ficaram iguais, entretanto os valores da coesão das amostras foram ligeiramente diferentes. Para a coesão, pode se avaliar que o resultado obtido pelo ensaio de cisalhamento direto em corpos de prova inundados está coerente, visto que a coesão é praticamente desprezível em solos granulares saturados.

4.2 Apresentação das forças atuantes na estrutura

A determinação da força do vento atuante sobre a estrutura foi calculada conforme a NBR 6123 (ABNT 1988), considerando a direção do vento em dois sentidos (0° graus e 180° graus), utilizando os coeficientes de pressão em coberturas isoladas, conforme a metodologia apresentada no item 3.7.

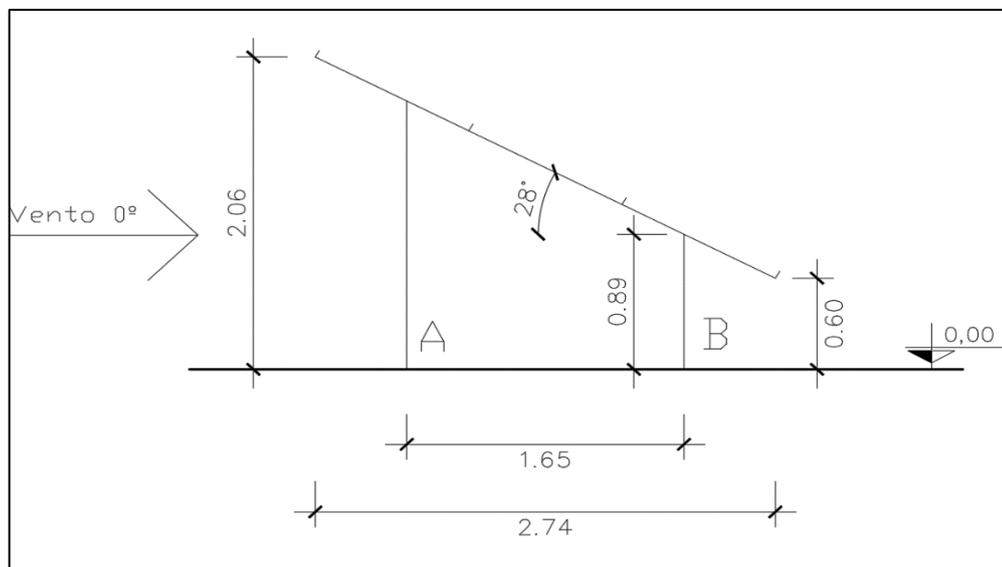
A partir da obtenção da pressão do vento aplicada sobre os módulos foi possível determinar as reações na base dos pilares metálicos (Tabela 14). Com a ajuda do software Ftool, foi possível lançar as cargas no modelo (Figura 30 e 31) e obter as reações que são aplicadas nos elementos de fundação.

Figura 30 - Planta baixa da estrutura



Fonte: Autor, 2019

Figura 31 – Modelo estrutural



Fonte: Autor, 2019

Tabela 14 - Reações nos apoios

Vento				
Sentido	Ponto	Normal	Momento	Horizontal
0°	A	-7 kN	0,8 kN.m	0,9 kN
0°	B	-0,7 kN	2,1 kN.m	3,2 kN
180°	A	3,9 kN	0,8 kN.m	1 kN
180°	B	3,8 kN	1,9 kN.m	3,1 kN
Peso Próprio da estrutura				
Peso dos módulos				420 kg
Peso da estrutura				210 kg
Peso total				630 kg

Fonte: Autor, 2019

A partir do cálculo das reações foram feitas combinações de cargas a fim de verificar a pior situação que a estrutura poderia ser submetida.

4.3 Resultado do dimensionamento da fundação

A partir dos ensaios realizados foi possível definir os parâmetros de resistência do solo, obtendo a capacidade de carga do material coletado. A análise foi realizada levando em consideração a verificação da compressão do elemento de fundação no solo, a excentricidade da carga atuante proveniente do momento gerado pela ação do vento na estrutura, o deslizamento e o tombamento do elemento e o recalque inicial do solo. A determinação dos recalques por adensamento e secundários necessitam de parâmetros que demandariam uma alta carga de trabalho e fogem do foco do estudo. Portanto, considerando a natureza arenosa do solo estudo os recalques iniciais são os mais significativos, desta forma, somente este foi verificado

Com base em todas essas verificações foi possível definir uma geometria para o bloco e para a sapata que satisfaça o fator de segurança mínimo para todas os carregamentos solicitantes. Nas Tabelas 15 e 16, é possível verificar as geometrias obtidas do elemento de fundação do tipo bloco e sapata respectivamente, nos dois pontos de apoio da estrutura para o carregamento do vento nos dois sentidos.

Tabela 15 - Verificações de segurança para bloco

Vento	Ponto	b (m)	d (m)	h (m)	σ_{amd} (kPa)	FS Qmax	FS Qmédio	FS Força Horizontal	FS Deslizamento	FS Tombamento	Recalque < 40
0°	A	0,75	0,75	0,6	72,0	14,21	8,13	22,51	25,01	1,8	4,29
0°	B	1,0	1,0	0,8	73,2	11,18	6,81	31,78	9,93	2,2	6,94
180°	A	0,7	0,7	0,5	71,76	10,31	6,17	19,61	19,61	2,0	5,25
180°	B	0,9	0,9	0,7	72,72	9,9	5,79	28,06	9,05	1,8	7,29

Fonte: Autor, 2019

Tabela 16 - Verificações de segurança para sapata

Vento	Ponto	b (m)	d (m)	h (m)	σ_{amd} (kPa)	FS Qmax	FS Qmédio	FS Força Horizontal	FS Deslizamento	FS Tombamento	Recalque < 40
0°	A	0,6	0,6	0,25	72,7	32,06	16,29	12,24	13,6	2,2	2,59
0°	B	1,2	1,2	0,35	74,2	24,55	13,60	18,96	5,90	3,0	4,22
180°	A	0,8	0,8	0,25	72,2	16,61	9,67	12,17	12,17	2,6	3,86
180°	B	1,0	1,0	0,30	73,2	18,69	9,49	15,7	5,06	2,1	4,98

Fonte: Autor, 2019

A partir das geometrias encontradas é possível verificar que além dos carregamentos críticos, isto é, dos carregamentos que atingem o máximo valor de compressão, momento ou esforço horizontal. Existe a necessidade de verificar as combinações de carregamento não críticas. Essa verificação deve ser realizada pelo fato que os esforços conjugados de duas solicitações podem ocasionar a hipótese crítica. Como aconteceu no caso do carregamento do ponto B com o vento a 0° (Tabela 14), onde ocorreu o menor esforço de tração, porém o maior valor de momento e esforço horizontal.

Quando há um carregamento que gere um baixo esforço vertical e um grande esforço horizontal, tem-se a possibilidade do ocorrer a situação crítica para a verificação ao tombamento do elemento de fundação.

A verificação do elemento de fundação para o esforço de tração proveniente da ação do vento, foi obtida através dos Métodos da Universidade de Grenoble e do Tronco de Cone, os resultados podem ser analisados na Tabela 17.

Tabela 17 - Verificação no esforço de tração

Método Tronco de Cone							
Tipo de fundação	Vento	Ponto	b (m)	d (m)	h (m)	Q (kN)	FS
Bloco	0°	A	0,75	0,75	0,60	10,99	1,57
Sapata	0°	A	0,80	0,80	0,25	11,13	1,59
Método da Universidade de Grenoble							
Bloco	0°	A	0,75	0,75	0,60	16,04	2,29
Sapata	0°	A	0,60	0,60	0,25	13,53	1,93

Fonte: Autor, 2019

Analisando os dados obtidos nas Tabelas 13 e 14, é possível verificar que foi necessário fazer o redimensionamento da sapata no ponto A, para quando utilizado o método do Troco de Cone, pois a medida obtida nas verificações anteriores, não atenderia os requisitos de segurança para o esforço de tração. Porém, quando utilizado o Método da Universidade de Grenoble, o mesmo elemento não necessita ser redimensionando, uma vez que a medida utilizada nas demais verificações já se faz suficiente para a solicitação de tração.

Um dos motivos para esse acontecimento, se deve ao fato que o Método da Universidade de Grenoble leva em consideração o ângulo de atrito interno do solo e a sua coesão, enquanto que o Método do Tronco de Cone avaliado somente as parcelas de peso-próprio da estrutura e do solo confinado acima do elemento de fundação.

Em virtude da grande dificuldade literária para definir o ângulo de ruptura do solo no Método Tronco de Cone, foi considerado em primeiro momento tal ângulo como zero.

Toda via, conforme FURNAS (2003), os valores sugeridos para o ângulo de ruptura para solos do tipo IV encontrados na Tabela 6 do item 2.6.4, a base da sapata utilizada nas verificações de compressão, momento, recalque, deslizamento e tombamento, já seria suficiente para resistir ao efeito de tração exercido pela carga do vento, não sendo necessário o seu redimensionamento, como ocorreu anteriormente.

5 CONCLUSÃO

Através dos estudos realizados, constatou-se que existe viabilidade no emprego de fundações superficiais para a construção de usinas solares apoiadas no solo. Foi possível observar que os esforços atuantes na estrutura da usina solar são atípicos, pois conforme apresentado nos resultados, existem casos onde o esforço de tração é o principal carregamento atuante nas fundações. Também foi possível observar, que em certos casos a componente horizontal é a predominante, resultando nas verificações de deslizamento e tombamento como as principais delimitantes para a geometria do elemento de fundação. É importante destacar que a solicitação de tração, na ordem de 7kN, apresentou uma ordem de grandeza maior quando comparado com as solicitações horizontais e de compressão, na ordem de 3,2kN e 3,9kN respectivamente.

Com exceção da simulação da sapata através do Método Tronco de Cone considerando ângulo de ruptura igual a zero, todas as outras simulações levam a crer que a verificação ao tombamento é o fator decisivo para escolha da geometria do elemento de fundação. Dessa forma, fica claro que diferentes verificações de segurança são necessárias para dimensionar uma fundação segura e em concordância com as normas. Todavia, deve-se observar que o solo presente no local da construção da usina solar apresenta baixa resistência, sendo classificado como uma areia fofa, podendo assim solos com diferentes resistências apresentarem elementos mais compactos. Pois como mencionado anteriormente, as cargas atuantes na edificação são relativamente pequenas se comparado com outros tipos de construção.

Em virtude dos esforços envolvidos, foi possível observar que as geometrias encontradas tanto para os blocos de fundação quanto para as sapatas não foram muito dispersas, resultando em elementos razoavelmente similares, porém é importante destacar que tal relação não ocorreu na altura do elemento, onde obviamente em virtude do modo de dimensionamento a sapata possui uma altura menor que o bloco de fundação.

A análise geológica e pedológicas do local de estudo foi de grande valia para a obtenção dos parâmetros de resistência do material assegurando uma maior confiabilidade nos parâmetros para o dimensionamento dos elementos de fundação.

Desta forma, conclui-se que a verificação dos esforços envolvidos na estrutura da usina solar e nas cargas aplicadas nos elementos de fundação devem ser analisadas e ponderadas cuidadosamente, pois se trata de uma construção atípica com características peculiares.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodrigues. Exercícios de fundações. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2010.

ALONSO, Urbano Rodrigues. Dimensionamento de fundações profundas. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6951: Standard Test Method for use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Application, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 Solo – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. NBR 6459: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

BIAREZ, J., BARRAUD, Y. – The Use of Soil Mechanics Methods for Adapting Tower Foundations to Soil Conditions. Technical Report 22-06 CIGRÈ, Paris, 1968.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. A. Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos. 7^o ed. Rio de Janeiro: LTC. Volume 1, 2015a.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. A. Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 7 ed. Rio de Janeiro: LTC. Volume 2, 2015b.

CINTRA, José Carlos A. et al. Fundações diretas: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de textos, 2014.

CPRM– Serviços Geológicos do Brasil. Mapa Geológico do Rio Grande do Sul, 2006. Disponível em http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/cartografia_regional/mapa_r io_grande_sul.pdf, Acesso em: 16 junho. 2019.

DANZIGER, F.A.B. Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração. Dissertação de Mestrado COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1983.

DAS Braja M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011

FURNAS. Especificação para elaboração de projetos de fundações de linhas de transmissão - EP 5029. [S.l.], p. 49. 2003.

GOOGLE. Maps. Version2017. Santa Cruz do Sul – RS. Disponível em <<https://www.google.com.br/maps/@-29.7543449,-52.4309821,17.49z?hl=pt-BR>>. Acesso em: 16 junho. 2019.

HACHICH, W. et al. Fundações: Teoria e Prática. 2 ed. São Paulo. Pini, 1998.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. Key World Energy Statistics. 2018. [S. l.: s. n.], 2016.

NORONHA, F. L. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DA ÁREA URBANA DE SANTA CRUZ DO SUL (RS, BRASIL), UFRGS, Porto Alegre 2009.

NORONHA, F. L. O mapeamento geológico-geomorfológico como uma ferramenta para obtenção de informações geotécnicas preliminares: estudo de caso na área urbana de Santa Cruz do Sul (RS, Brasil), UFRGS, Porto Alegre 2012.

PINTO, Carlos de Souza. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG - Secretaria de Orçamento e Gestão RS. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. Mapa Geomorfológico, 2004. Disponível em<<http://www.atlassocioeconomico.rs.gov.br/caracteristicas-gerais>>. Acesso em: 16 junho. 2019.

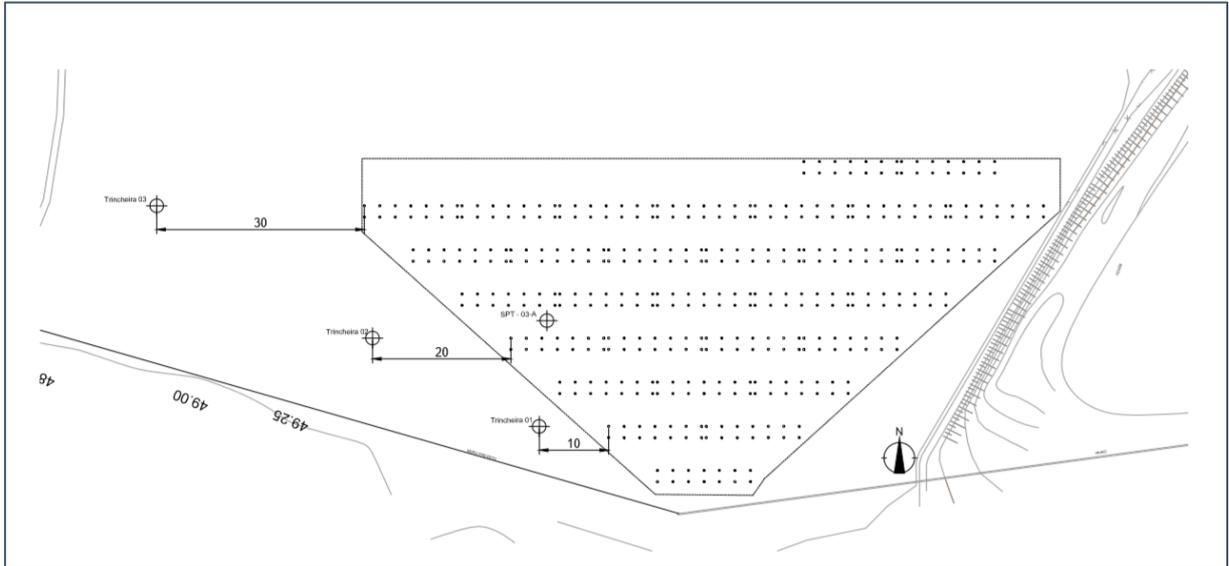
SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de textos, 2015.

STRECK, Edemar Valdir et al. Solos do Rio Grande do Sul. 2. ed., rev. e ampl. Porto Alegre: EMATER/UFRGS, 2008.

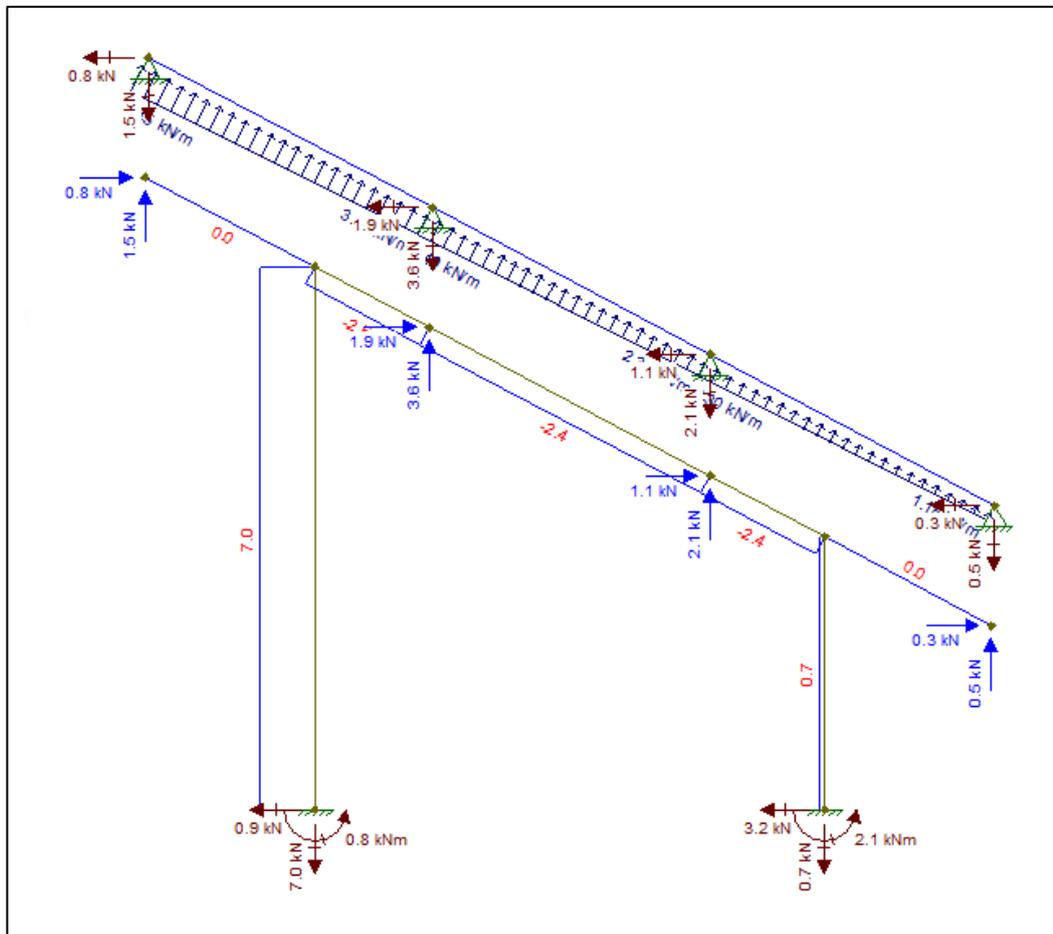
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. Fundações: critérios de projeto: investigação do subsolo: fundações superficiais, volume 1. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. Fundações profundas, volume 2. São Paulo: Oficina de textos, 2011

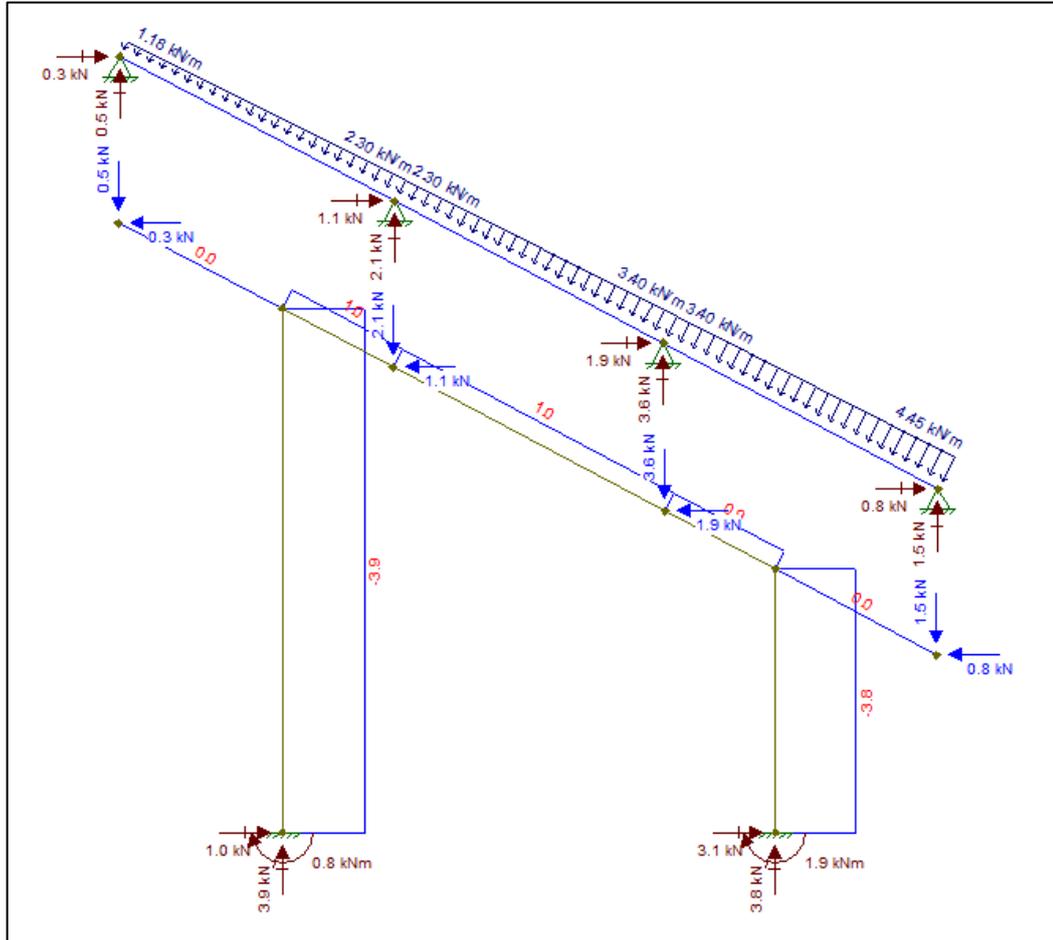
APÊNDICE A – Planta baixa da usina com identificação das trincheiras estudadas



APÊNDICE B – Reações nos apoios da estrutura – Vento 0°



APÊNDICE C – Reações nos apoios da estrutura – Vento 180°



ANEXO A – Boletim de Sondagem SPT

Índice de SPT iniciais		Índice SPT finais		Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº OS nº 3239	
										Furo SP 01 Cota 98,31		Nº de golpes/30 cm	
										SPT - Standart Penetration Test		30 cm finais	
										Camadas - Classificação dos solos		10 --- 20 30 iniciais 40 50	
5	5							1		Aterro silte argiloso cor preto			
6	8					95		2	2,40	Silte arenoso com pedregulhos			
5	5							3	3,80	Silte argiloso cinza escuro			
2	2							4	4,70	Silte arenoso cor cinza com pedregulhos			
18	13							5	5,20				
30	46					90		6					
40	54							7		Silte argiloso cor vermelho claro			
51/27								8					
45/27								9	10,05				
30/5								10		↑ Limite de sondagem - Impenetrável ao Trado			
						85		11					
								12					
								13					
								14					
								15					
								16					
						80		17					
								18					
								19					
								20					
								21					
								22					
								23					
								24					
								25					
								26					
								27					
						70		28					
								29					
								30					
						65							
Profundidade nível d'água				Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data					
Inicial 5,10 m 12/12/2017				Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 12/12/2017					
Final 3,40 m 12/12/2017				Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 12/12/2017					
Obs:										0			
Sondador: Cristiano					Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D					15/12/2017 Folha 3			

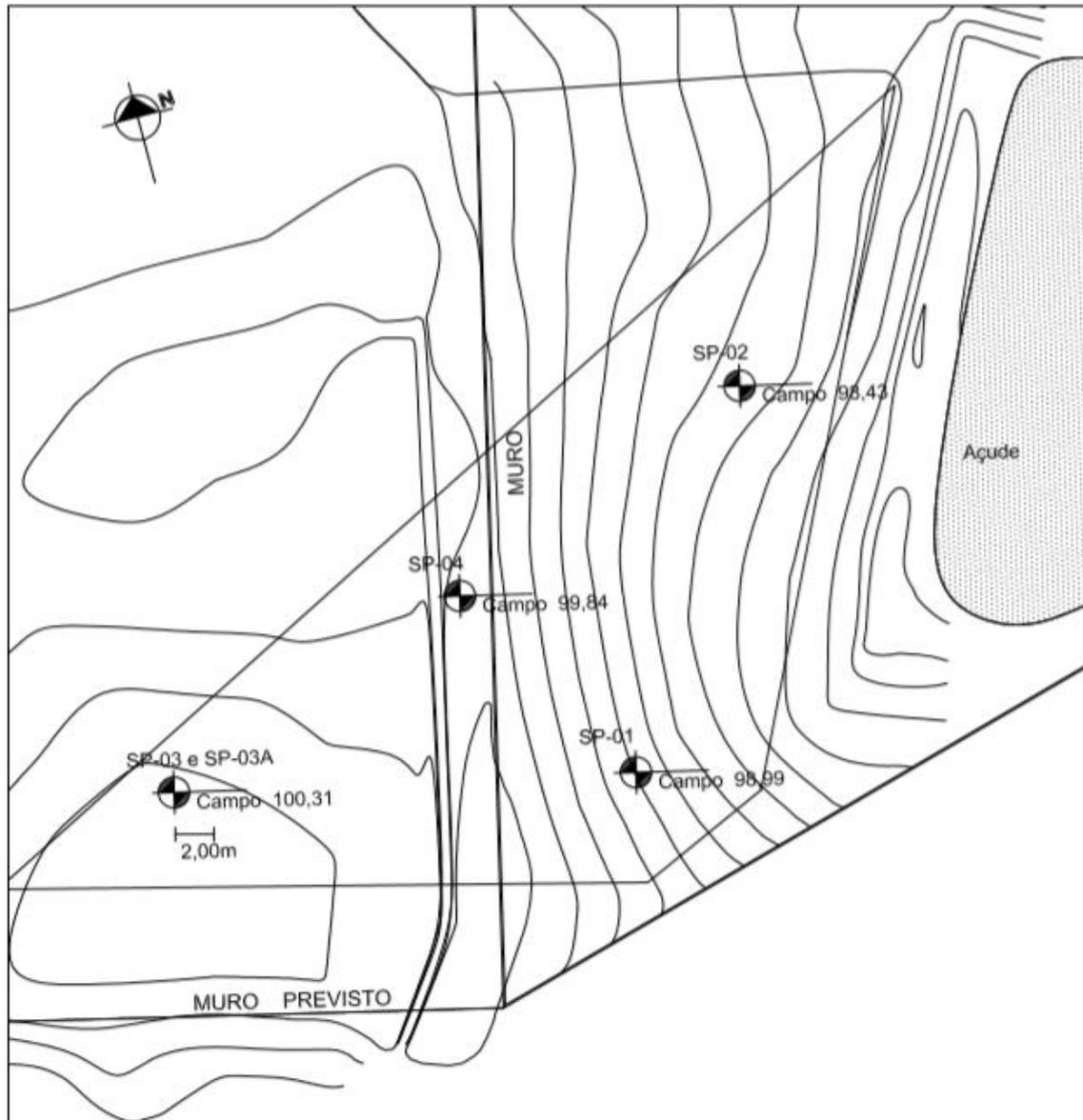
 Projeto de Fundações - Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto <small>Rua Felipe Jacobini, 275 - Santa Cruz do Sul - RS - CEP 96540-110 Fone: (51) 37199000 www.estacasbrasil.com.br www.estacasbrasil.com.br</small>						Cliente: AGRO COMERCIAL AFUBRA LTDA Obra: PAINÉIS SOLARES Local: RODOVIA BR 471 - SANTA CRUZ DO SUL - RS	
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravoção Com relação R.N.	Cota de N.A.	Amostrador	Relatório de Sondagem	
						Furo SP 02 Cota 98,43	Nº OS nº 3239
						SPT - Standart Penetration Test	Nº de golpes/ 30 cm
						Camadas - Classificação dos solos	30 cm finais
							10 20 30 cm iniciais 40 50
4	6		0		1	Aterro silte argiloso preto com pedregulhos	
2	2			2	Silte argiloso		
9	7		95		3	Silte arenoso cinza com pedregulhos	
17	24				4	Silte argiloso cor cinza	
34	43				5	Silte argiloso vermelho escuro	
60/20			90		6	Limite de sondagem - Impenetrável ao Trado	
30/12					7		
30/8			85		8		
					9		
					10		
					11		
					12		
					13		
					14		
					15		
					16		
					17		
					18		
					19		
					20		
					21		
					22		
					23		
					24		
					25		
					26		
					27		
					28		
					29		
					30		
Profundidade nível d'água					Amostrador	Revestimento Ø 2 3/8 "	Data
Inicial 7,10 m 12/12/2017					Ø interno 1 3/8 "	Peso 65,0 kg	Início 12/12/2017
Final 3,50 m 12/12/2017					Ø externo 2 "	Altura de queda 75,0 cm	término 12/12/2017
Obs:							0
Sondador: Cristiano				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D		15/12/2017 Folha 4	

Índice de SPT iniciais		Índice SPT finais		Revestimento	Método cravação	Con relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº OS nº 3239	
										Furo SP 3A Cota 100,31		Nº de golpes/ 30 cm	
										SPT - Standart Penetration Test		30 cm finais	
										Camadas - Classificação dos solos		10 --- 20 30 cm iniciais	
7	7							1	0,80	Aterro silte argiloso preto			
8	12							2		Silte argiloso preto			
7	9							3	3,40				
30/0						86		4	4,00	Silte arenoso amarelo com pedregulhos			
								5		Limite de sondagem - Impenetrável ao Trado			
						90		6					
								7					
						85		8					
								9					
						80		10					
								11					
								12					
						75		13					
								14					
								15					
								16					
								17					
								18					
								19					
								20					
								21					
								22					
								23					
								24					
								25					
								26					
								27					
								28					
								29					
								30					
Profundidade nível d'água								Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data	
Inicial m 13/12/2017								Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 13/12/2017	
Final m 13/12/2017								Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 13/12/2017	
Obs:												0	
Sondador: Cristiano								Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D		15/12/2017		Folha 6	



Projeto de Fundações - Estacas Rotativas Hidráulicas
Sondagem de Solos - Estacas Pré-Moldadas ou Metálicas

Rua Barão do Arroio Grande, 271/03 - Santa Cruz do Sul - RS Fone: (51) 3715-5000
www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br



Planta de Localização dos Furos de Sondagem

Ciente:	AGRO COMERCIAL AFUBRA LTDA		Desenho:	OBTIDO PELA PLANTA PLANIALTIMETRICA	
Obra:	PAINÉIS SOLARES	REF.:	Data:	12/2017	
Local:	RODOVIA BR 471 - SANTA CRUZ DO SUL - RS		Responsável:	Eng. Civil Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249-D	
					OS nº 3239