

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Fernanda Dalcin Copetti

**ESTUDO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL NO SUBSOLO
DO CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA
UFSM**

Santa Maria, RS
2019

Fernanda Dalcin Copetti

**ESTUDO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL NO SUBSOLO
DO CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA
UFSM**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Engenheira Civil.**

Orientador: Prof. Dr. Magno Baroni

Santa Maria, RS

2019

Fernanda Dalcin Copetti

**ESTUDO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL NO SUBSOLO
DO CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA
UFSM**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade
Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para obtenção do grau de
Engenheira Civil.

Aprovado em 16 de julho de 2019:

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)

Andre Lübeck, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2019

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Magnos Baroni pela orientação, disponibilidade, ensinamentos e paciência durante a realização deste trabalho.

À banca pela disponibilidade e contribuições técnicas.

Ao colega e amigo Eraldo pelo auxílio durante o trabalho.

Aos meus pais e professores da vida Fernando e Rosemaira por todas oportunidades a mim dadas, pelo constante incentivo e imensurável amor e carinho. Juntamente com minha irmã Eduarda, vocês são minha base e meu porto seguro. Minha eterna gratidão.

Aos meus amigos e primos amados, obrigada por estarem sempre presente, de perto ou longe, durante toda essa jornada e durante a jornada da vida. Sou grata por entenderem minhas ausências, por acreditarem em mim e por tornarem, com a amizade e amor de vocês, tudo mais fácil.

A todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a minha formação e para a realização deste trabalho.

RESUMO

ESTUDO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL NO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UFSM

AUTOR: FERNANDA DALCIN COPETTI
ORIENTADOR: MAGNOS BARONI

O presente trabalho trata da obtenção do coeficiente de reação vertical (k_v), para uma sapata quadrada ascente no subsolo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM). A investigação do subsolo foi realizada por Emmer (2004) e em sua camada superficial encontra-se argila arenosa com consistência média a rija e valor médio de N_{SPT} de 13 golpes. Os diferentes métodos de obtenção do k_v foram os implementados no sistema computacional SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura), desenvolvido pela TQS Informática. Para a obtenção da tensão admissível do solo, foram utilizadas a formulação teórica por Terzaghi e Peck (1973) e Vesic (1973), tabela de tensões básicas existente na extinta norma técnica NBR6122/96 e correlação empírica com ensaio de simples reconhecimento (SPT). O valor de k_v através da tensão admissível foi obtido a partir da tabela proposta por Safe, Morrison (1993). A sapata quadrada hipotética foi simulada no software SAP2000 e para cada valor de k_v obtido foram aplicadas diferentes cargas para a análise dos deslocamentos no centro e borda da estrutura, bem como comparados os deslocamentos obtidos para os menores e maiores valores de k_v encontrados. Percebeu-se que para os maiores valores de k_v , houveram os maiores deslocamentos, da mesma forma que para os menores valores de k_v , as maiores. Também foi possível observar a maior diferença entre os deslocamentos no centro e borda da sapata para os menores valores de k_v .

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Coeficiente de reação vertical. Fundações Superficiais.

ABSTRACT

STUDY OF THE COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTIONS'S INFLUENCE (k_v) FOR THE CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UFSM

AUTHOR: FERNANDA DALCIN COPETTI
ADVISOR: MAGNOS BARONI

This work is about the obtaining of the coefficient of subgrade reactions's influence (k_v) for a spread footing on the surface at the Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM). The subsoil investigation was carried out by Emmer (2004) and the superficial layer is a sandy loam with medium to stiff consistency and the average N_{SPT} is 13. The different methods of k_v obtaining were those implemented on the Soil Foundation Structure Interaction in the software TQS. To obtain the soils admissible stress were used Terzaghi e Peck (1973) e Vesic (1973) theoretical formulation, stress basic table from the former NBR6122/96 and the empirical correlation with the Standard Penetration Test (SPT). The k_v value through stress tension was obtained by the table proposed by Safe, Morrison (1993). The hypothetical spread footing was simulated in the software SAP2000 and for each value of k_v obtained were applied different loads to analyse the deformation in the middle and border of the structure as well the deformations obtained to the highests and lowests k_v 's values found. It was observed that to the highest k_v 's values, the deformations were lower, similar to the lowests k_v 's, where deformations values were bigger. Furthermore, it was noticed that the difference between the center and edge's deformation was higher to the lowests k_v 's values.

Keywords: Soil-structure interaction. Coefficient of subgrade reaction's influence. Shallow foundation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Sistema de referência do indeslocável	14
Figura 2 – Casos de interação solo-estrutura	17
Figura 3 – Recalques x rigidez relativa da estrutura - solo.....	18
Figura 4 – Sapatas isoladas	21
Figura 5 – Sapata corrida para apoio de parede.....	22
Figura 6 – Sapata associada	22
Figura 7 – Pilar de divisa sobre sapata combinada com viga alavanca	23
Figura 8 – Distribuição de pressão no solo em sapata sobre carga centrada: a) sapata flexível sobre argila; b) sapata flexível sobre areia; c) sapata rígida sobre argila; d) sapata flexível sobre areia; e) distribuição simplificada.....	25
Figura 9 – Modelo de Winkler (a) – (c) e modelo do meio contínuo: (d) – (e).....	26
Figura 10 – a) coeficiente de mola, quociente entre força-deslocamento; b) coeficiente de reação vertical, quociente entre pressão-deslocamento.	27
Figura 11 – Vista área do CEEG/UFSM	30
Figura 12 – Vista geral da área do CEEG/UFSM.....	31
Figura 13 – Perfil da trincheira profunda TP-1.	33
Figura 14 – Execução da sondagem de simples reconhecimento SP-3, coleta de amostras através do amostrador padrão pelo impacto.	35
Figura 15 – Amostra de solo sendo analisada e retirada do amostrador padrão.....	35
Figura 16 – Detalhe de uma trincheira de amostragem superficial (TS-3).....	36
Figura 17– Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM.....	38
Figura 18 – Sistema sapata-solo	46
Figura 19 – Superfície potencial de ruptura	48
Figura 20 – Cunha de solo sob a base da sapata.....	48
Figura 21 – Gráfico de fatores de capacidade de carga	49
Figura 22 - Procedimento para determinação da rigidez à rotação das sapatas.....	53
Figura 23 – Propriedades geométricas da base da sapata	53
Figura 24 – Módulo de Elasticidade para valor mínimo, médio e máximo de N_{SPT}	55
Figura 25 – Resumo dos valores de k_v	58
Figura 26 – Sapata quadrada no SAP2000.	60
Figura 27 – Gráfico carga x deslocamento no centro da sapata para todos os valores de k_v	61

Figura 28 – Gráfico Carga x Deslocamento no centro da sapata.....	62
Figura 29 – Gráfico Carga x Deslocamento na borda da sapata para todos valores de k_v	62
Figura 30 – Gráfico Carga x Deslocamento na borda da sapata.....	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Descrição pedológica da área em estudo	32
Tabela 2 – Perfil da trincheira profunda TP-1 da camada superficial	33
Tabela 3 – Resumo dos tipos de ensaios laboratoriais realizados por Emmer.	36
Tabela 4 – Resumo dos tipos de ensaios laboratoriais realizados	37
Tabela 5 – Parâmetros mínimos, médios e máximos de resistência ao cisalhamento direto, nas condições de umidade natural e inundada, para ruptura e deslocamento horizontal na ordem de 10mm	39
Tabela 6 – Resumo dos resultados de caracterização da área de estudo.	41
Tabela 7 – Relações $E/N_{SPT,60}$ (MPa)	42
Tabela 8 – Valores de k_v propostos por Moraes (1976).....	43
Tabela 9 – Tabela Safe, Morisson (1993) para valores de k_v	44
Tabela 10 – Valores das tensões básicas	45
Tabela 11 – Valores de k_{30} da Tabela de Terzaghi (kgf/cm^3)	46
Tabela 12 – Fatores de forma Terzaghi - Peck	50
Tabela 13 – Fatores de capacidade de carga.....	51
Tabela 14 – Fatores de forma	51
Tabela 15 – Resumo dos valores de k_v	57
Tabela 16 – Coeficientes de mola.....	59
Tabela 17 – Valores de deslocamentos obtidos	60
Tabela 18 – Porcentagem da variação de deformação entre centro e borda da sapata .	64

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	3
RESUMO	4
ABSTRACT	5
1 INTRODUÇÃO	11
1.1 OBJETIVOS	12
1.1.1 Objetivo geral	12
1.1.2 Objetivos específicos	12
1.2 JUSTIFICATIVA.....	12
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE).....	14
2.2 FATORES DE INFLUÊNCIA NO MECANISMO DA ISE.....	15
2.2.1 Influência do tempo	15
2.2.2 Rigidez relativa estrutura-solo.....	17
2.2.3 Número de pavimentos e processo construtivo	18
2.3 PROCESSOS DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	18
2.3.1 Poços e sondagens a trado	19
2.3.2 Sondagens a percussão.....	19
2.3.3 Sondagens rotativas e mistas.....	19
2.3.4 Ensaio SPT	20
2.4 SAPATA	21
2.4.1 Tipos de sapatas	21
2.4.2 Comportamento estrutural	23
2.4.3 Distribuição de Tensões no Solo	24
2.5 MODELOS DE SOLO PARA ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO FUNDAÇÃO	25
2.5.1 Hipótese de Winker.....	26
2.6 MÉTODOS DE OBTENÇÃO DO CRV	27
2.6.1 TQS.....	27
2.6.2 Valores Padronizados de k_v.....	28
2.6.3 Ensaio de Placa.....	28
3 MATERIAIS E MÉTODOS	30
3.1 CEEG/UFSM	30
3.1.1 Características locais	30
3.1.2 Relevo e geomorfologia.....	30
3.1.3 Condições fisiográficas	31
3.1.4 Geologia.....	32
3.1.5 Pedologia	32
3.2 INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES DO SUBSOLO	33
3.3 INVESTIGAÇÕES DETALHADAS DO SUBSOLO	35
3.3.1 Trincheiras de amostragem.....	36
3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	36
3.4.1 Investigações “in situ”	37
3.5 ENSAIOS LABORATORIAIS.....	39
3.6 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	41
3.7 MÉTODOS DE OBTENÇÃO DO CRV	42
3.7.1 Valores padronizados	42
3.7.2 Ensaio de Placa.....	45
3.8 CAPACIDADE DE CARGA.....	46

3.8.1	Cálculo de capacidade de carga segundo Terzaghi.....	47
3.8.2	Proposição de Vesic.....	50
3.9	COEFICIENTE DE MOLA NA ROTAÇÃO.....	52
4	RESULTADOS E DISSCUSSÕES.....	54
4.1	VALORES DE N_{SPT}	54
4.2	MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO.....	54
4.1	VALORES DE CRV.....	55
4.1.1	Tipo de Solo.....	55
4.1.2	Tensão admissível.....	55
4.1.3	Tipo de Solo – Tensão admissível.....	55
4.1.4	Tabela de Terzaghi (Ensaio de Placa).....	56
4.1.5	Ruptura Geral.....	56
4.1.6	Ruptura por Puncionamento.....	57
4.1.7	Resumo dos valores de k_v.....	57
4.2	COEFICIENTE DE MOLA NA ROTAÇÃO.....	58
4.3	SIMULAÇÃO NUMÉRICA EM UMA SAPATA QUADRADA.....	59
4.3.1	Deslocamentos.....	60
5	CONCLUSÃO.....	65
	REFERÊNCIAS.....	66

1 INTRODUÇÃO

É comum nas práticas rotineiras de um escritório de Engenharia Civil analisar separadamente a superestrutura e a infraestrutura de edifícios. De acordo com Cabral (2016), esse procedimento pode levar a valores de deslocamentos globais e reações na estrutura muito diferentes das reais, pois o solo, um meio deformável, é muitas vezes considerado indeformável ou infinitamente rígido. Por isso, é de extrema importância que se faça uma análise de interação solo-estrutura realista e integrada para garantir a segurança das estruturas.

Para que uma estrutura seja modelada com maior fidelidade à realidade da edificação, segundo Antoniazzi (2011), deve-se conhecer as características do solo na região a qual será realizado. Possuindo estes dados, pode-se simular a interação solo-estrutura nos modelos estruturais utilizando molas para representar a deformabilidade do solo. Para obter as constantes de mola que representarão esse solo, é imprescindível a obtenção do coeficiente de reação vertical (k_v).

O coeficiente de reação vertical do solo pode ser obtido por meio de ensaio de placa, tabela de valores típicos ou correlações ou cálculo do recalque da fundação real. Este trabalho propõe a obtenção do k_v para uma sapata através de valores típicos e correlações obtidos na literatura técnica para o solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM (CEEG/UFSM), o qual os ensaios e parâmetros utilizado para a obtenção desses valores foram sintetizados a partir da implementação do campo realizada por Emmer (2004). Foram simulados os diferentes valores de k_v para uma mesma sapata quadrada hipotética a partir de incrementos de carga para os diferentes valores de coeficiente de reação vertical e comparou-se os deslocamentos obtidos, bem como os deslocamentos no centro e borda da base da estrutura.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Obter, através de diferentes métodos propostos pela literatura, o coeficiente de reação vertical para uma sapata quadrada a partir dos parâmetros do solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM (CEEG/UFSM).

1.1.2 Objetivos específicos

- Identificar diferentes métodos de obtenção do coeficiente de reação vertical através da tensão admissível e valores padronizados;
- Estudar e resumir os parâmetros geotécnicos do CEEG/UFSM;
- Obter o coeficiente de reação vertical (k_v) para o CEEG/UFSM através dos diferentes métodos disponibilizados pela literatura;
- Analisar numericamente com o software SAP2000 a influência dos incrementos de carga aplicados em uma sapata quadrada hipotética para valores diferentes de k_v .

1.2 JUSTIFICATIVA

É prática corriqueira em escritórios de engenharia a realização em separado do dimensionamento da superestrutura e infraestrutura. A hipótese dos apoios indesejáveis, muitas vezes utilizada, não apresenta o comportamento real da estrutura. Devido ao avanço da tecnologia e programas computacionais, a análise da superestrutura e infraestrutura em conjunto com a interação solo estrutura (ISE) torna-se cada vez mais viável.

Neste trabalho, o tipo de fundação utilizado para a obtenção do coeficiente de reação vertical é uma sapata isolada, elemento muito utilizado na construção, pois juntamente com os blocos, segundo Velloso e Lopes (1998), são os tipos de elementos de fundação com maior simplicidade e, se viáveis tecnicamente, são também os mais econômicos.

Uma das inúmeras vantagens em considerar a interação solo-estrutura é a possibilidade de estimar os efeitos de redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, e a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, tornando os projetos mais eficientes e confiáveis (Iwamoto, 2000).

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos.

O primeiro capítulo introduz o tema abordado, com a justificativa e apresentação dos objetivos gerais e específicos do estudo, bem como a estrutura do mesmo.

No capítulo dois é feita uma revisão bibliográfica abordando a importância da interação solo-estrutura, os fatores de influência no mecanismo da mesma. É apresentada uma introdução sobre sapatas, fundação utilizada para o cálculo do k_v deste estudo e os processos de investigação do subsolo. É abordada a hipótese de Winkler e os métodos de obtenção do k_v .

O capítulo três descreve o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM e apresenta os dados e parâmetros do campo obtidos através de estudos realizados anteriormente no CEEG/UFSM. É descrito o método de estimativa do módulo de elasticidade, métodos de obtenção do k_v e coeficiente de mola na rotação.

No capítulo quatro encontra-se os resultados encontrados para o k_v , bem como a discussão dos deslocamentos obtidas na simulação de sapata quadrada hipotética para o CEEG/UFSM.

O capítulo cinco apresenta as conclusões do estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

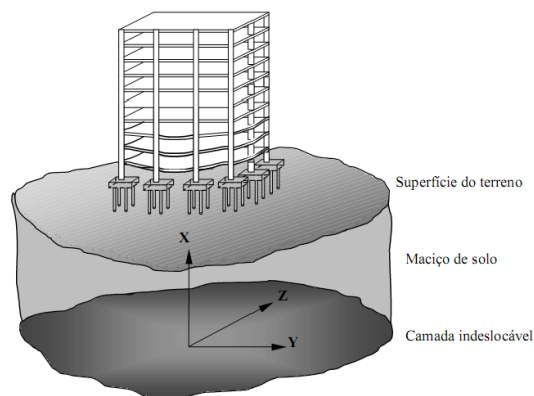
2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)

Mesmo com o grande número de ferramentas e recursos computacionais que vem surgindo ao longo dos anos, ainda é comum calcular estruturas ignorando a presença de uma superfície deformável sob a base da edificação, sendo assim, o dimensionamento das estruturas acaba sendo de forma não muito realista, devido a interação entre a estrutura e o solo ser negligenciada. Normalmente, o processo nos escritórios consiste em o projetista de estruturas considerando os apoios indeslocáveis e o projetista de fundações considerando as ações dos apoios recebidas e projetando as fundações, sendo seus deslocamentos compatíveis com a superestrutura. Nesse caso, não são considerados os efeitos da rigidez da estrutura e da sequência do processo construtivo.

As reações de apoio de uma estrutura estão relacionadas com as condições particulares do maciço sobre o qual será construído, portanto não é aconselhável desprezar a deformabilidade proporcionada pelo solo, pois os resultados obtidos, considerando a presença do maciço, podem diferir de forma significativa quando comparados ao método simplista de base indeslocável (REIS, 2000 apud ANTONIAZZI 2010).

Outra diferença entre as considerações do engenheiro de estruturas e o geotécnico, de acordo com Iwamoto (2000) é a escolha do sistema de referências, o primeiro considera a origem global na base da estrutura e com sentido para cima. Já o segundo tem seu referencial com sentido para baixo, ou seja, cada um preocupado com seu objeto de estudo: a estrutura para cima e a fundação para baixo. A escolha mais coerente segundo o autor seria num ponto abaixo da superfície do solo, numa camada indeslocável, como pode-se visualizar na Figura 1.

Figura 1 – Sistema de referência do indeslocável



Segundo a NBR 6122:2010, norma brasileira de projeto e execução de fundações, a interação solo-estrutura são mecanismos de análise estrutural que consideram a deformabilidade das fundações juntamente com a super-estrutura. A norma estabelece, ainda, que essa interação solo-estrutura ou fundação-estrutura deve ser estudada nas estruturas as quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição dos esforços.

Conforme Antoniazzi (2011), geralmente a região do solo que circunda as fundações é considerada indeformável, sendo considerada a edificação engastada nos apoios. Porém, ela é deformável, sofrendo deformações quando submetida à aplicações de carga, as quais farão que as estruturas recalquem e gerem uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais.

Os modelos mais utilizados nos escritórios de projeto são os que separam o sistema estrutural do maciço do solo, podendo haver a discretização ou não da estrutura de fundação, sendo assim, a deformabilidade do solo pode ser representada por meio de molas elásticas no contorno estrutura-solo, considerando as propriedades mecânicas do maciço e a compatibilização dos recalques ou imposição dos deslocamentos verticais estimados. É necessário conhecer o coeficiente de mola ou módulo de reação vertical, o qual irá representar a deformabilidade do solo, para o emprego de molas sob a base da estrutura. Pode-se obter esse coeficiente de diversas formas, como por exemplo, através do ensaio de placa, por meio de tabelas com valores típicos ou correlações com o módulo de elasticidade, o qual pode ser determinado por ensaios triaxiais, de penetração estática (CPT) e de penetração dinâmica (SPT). Através dos métodos de previsão de recalques, como a teoria da elasticidade, método da camada finita, método de Schmertmann, método de Aoki-Lopes, método de propagação de tensões ou métodos experimentais, pode-se estimar os deslocamentos verticais.

2.2 FATORES DE INFLUÊNCIA NO MECANISMO DA ISE

Diversos fatores influenciam o mecanismo da interação solo estrutura, como por exemplo a influência do tempo, a rigidez relativa do solo, o número de pavimentos e o processo construtivo.

2.2.1 Influência do tempo

Chamecki (1969) apresenta os casos a, b, c e d, sendo eles para estrutura infinitamente rígida, perfeitamente elástica, estrutura visco-elástica e que não apresenta rigidez, respectivamente, descritos a seguir e representados na Figura 2:

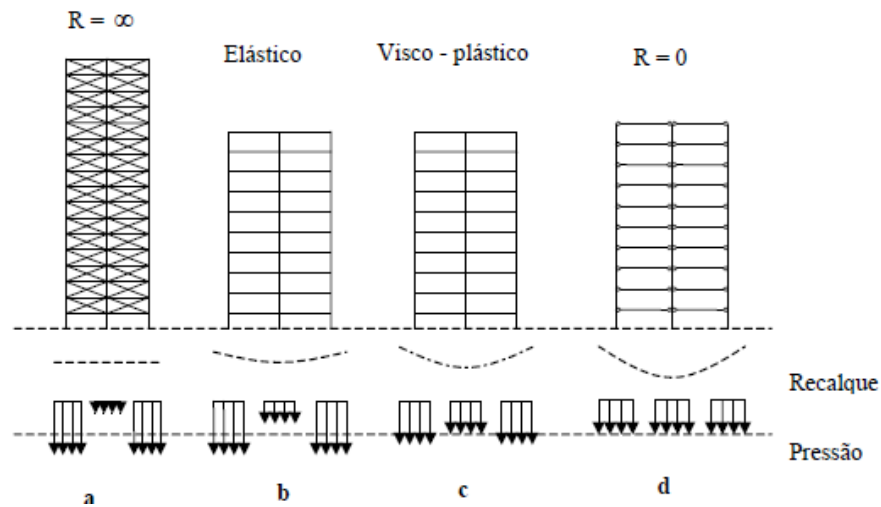
Caso a, estruturas infinitamente rígidas apresentam recalques uniformes. Devido a tendência de o solo deformar mais no centro que na periferia, por causa da continuidade parcial do solo, a distribuição de pressões de contato nos apoios é menor no centro e máximo nos cantos externos. Esta distribuição de pressões assemelha-se ao caso de um corpo infinitamente rígido apoiado em meio elástico. Podem apresentar comportamento semelhante a este modelo edifícios muito altos e com fechamento das paredes resistentes trabalhando em conjunto com a estrutura. O caso d é oposto ao caso a, pois a estrutura não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. Este tipo de estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço do solo e não há mudança na distribuição de pressões de contato perante a progressão dos recalques. Se aproximam deste tipo de comportamento as estruturas isostáticas e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal.

Caso b, uma estrutura perfeitamente elástica possui a rigidez que não depende da velocidade da progressão dos recalques, podendo ser mais rápidos ou lentos, sem que haja interferência nos resultados. Os recalques diferenciais serão menores que os de rigidez nula (caso d) e a distribuição de pressões de contato variam muito menos durante o processo de recalque. Assemelham-se a esse comportamento as estruturas de aço.

Caso c, uma estrutura visco-elástica, como a de concreto armado, apresenta rigidez que depende da velocidade de progressão de recalques diferenciais, ou seja, está vinculada ao tempo. A estrutura tem comportamento elástico (caso b) se os recalques acontecem num curto espaço de tempo, mas se esta progressão é lenta, a estrutura apresenta um comportamento como um líquido viscoso e tenderá ao caso d. Esta última característica acontece devido ao fenômeno de fluência do concreto, que faz a redistribuição das tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas, relaxando significativamente as tensões locais.

Caso d, caso oposto ao caso a, no qual a estrutura não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. A estrutura se adapta perfeitamente as deformações que ocorrem no maciço do solo e a distribuição de pressões não se modificada durante a progressão dos recalques, portanto, é independente do tempo. Este comportamento ocorre em estruturas isostáticas e/ou em estruturas nos quais o comprimento na direção horizontal é muito grande.

Figura 2 – Casos de interação solo-estrutura



Fonte: (CHAMECKI, 1969)

2.2.2 Rigidez relativa estrutura-solo

Lopes & Gusmão (1991) analisaram o comportamento de um pórtico, modelado como edifício de concreto armado sobre meio elástico, para avaliar a ordem de grandeza dos recalques e propuseram o cálculo do parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), conforme a equação 1:

$$K_{ss} = \frac{Ec \times lb}{E \times l^4} \quad (1)$$

O parâmetro (K_{ss}) depende do módulo de elasticidade do material da estrutura (Ec), do comprimento do vão entre pilares (l), do módulo de elasticidade do solo (E) e do momento de inércia da viga típica (lb).

Meyerhof (1953) define a rigidez relativa como a relação entre a rigidez da superestrutura e a rigidez do solo, conforme a equação 2:

$$K_{ss} = \frac{K_e}{K_s} = \frac{\sum \frac{E_{sup} l}{l^4}}{E} \quad (2)$$

Sendo

K_s = rigidez do solo

K_e = rigidez da superestrutura

K_{ss} = rigidez relativa estrutura-solo

n = número de pavimentos

l = comprimento dos vãos

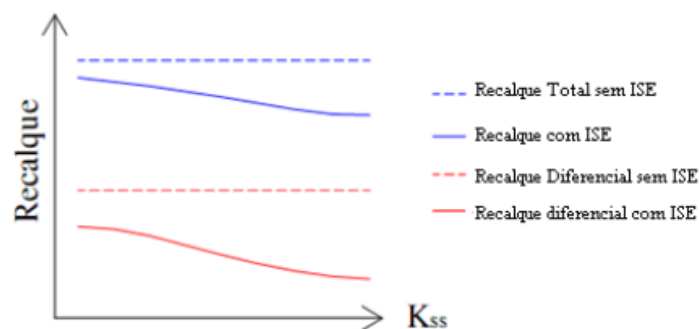
I = inércia da seção transversal de cada viga

E_{sup} = módulo de elasticidade da superestrutura

E = módulo de elasticidade do solo

Lopes e Gusmão (1991) concluíram que o aumento da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) reduz os valores dos recalques, tendo uma redução mais significativa nos recalques diferenciais, conforme pode ser observado na Figura 3.

Figura 3 – Recalques x rigidez relativa da estrutura - solo



Fonte: (LOPES & GUSMÃO, 1991).

2.2.3 Número de pavimentos e processo construtivo

Segundo Antoniazzi (2011), a estrutura global será tanto mais rígida quanto mais alto for um edifício.

Conforme Gusmão & Gusmão Filho (1994) a rigidez da estrutura é influenciada pela sua altura, portanto a sequência construtiva é importante para a análise da estrutura, além disso, os autores observaram que a medida que há aumento do número de pavimentos, ocorre uma tendência a uniformização dos recalques devido ao aumento da rigidez da estrutura, a qual não cresce linearmente com o número de pavimentos. Posteriormente, Gusmão Filho (1995) observou que existe uma rigidez limite, e quando atingida, nos primeiros pavimentos, o aumento do número de andares não influencia o valor da parcela da carga de apoio, sendo os recalques apenas função do carregamento devido interação solo-estrutura.

2.3 PROCESSOS DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

De acordo com Velloso e Lopes (2011), para fins de projeto de fundações de estruturas, os principais processos de investigação de subsolo são os poços, sondagens a trado, sondagens a percussão com SPT, sondagens rotativas, sondagens mistas, ensaio de cone (CPT) e ensaio

pressiométrico (PMT). Os ensaios de campo de palheta (vane test) e dilatometro (DMT) são usados em raros casos, pois são indicados para argilas moles.

2.3.1 Poços e sondagens a trado

Normalizado pela NBR 9604:16, os poços são escavações manuais, normalmente não escoradas, que penetram até que se atinja o nível da água ou o estável. A retirada de amostras é do tipo bloco ou em anéis. Esse tipo de investigação permite um exame do solo nas paredes e no fundo da escavação. Já as sondagens a trado são normalizadas pela NBR 9603 e são perfurações executadas com um tipo de trado manual (os mais utilizados são o tipo cavadeira, espiral e helicoidal). A profundidade é limitada pelo nível d'água e as amostras retiradas são deformadas.

2.3.2 Sondagens a percussão

Normalizado pela NBR 6484:01 as sondagens a percussão são perfurações que podem avançar pelo nível da água e atravessar solos relativamente compactos ou duros. Se o furo for instável, ele é revestido, caso contrário, a perfuração segue sem revestimento, podendo ser adicionado um pouco de betonita à água. O solo é removido por circulação da água, pois é desagregado com auxílio de um trepano. A sondagem é suspensa caso haja uma grande dificuldade de perfuração, pois esse tipo de investigação não ultrapassa, naturalmente, matacões ou blocos de rocha e não atravessam facilmente saprólitos muito compactos ou alterações de rocha.

A cada metro na sondagem a percussão é realizado o ensaio de penetração dinâmica (SPT), este consiste na cravação de um amostrador normalizado através de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 750mm de altura. O valor do N_{SPT} é o número de golpes necessários para cravar os 30cm finais (desprezando os 15cm iniciais). A retirada de amostra desse tipo é deformada, se necessária retirada de amostras indeformadas são usados amostradores especiais.

2.3.3 Sondagens rotativas e mistas

As sondagens rotativas são utilizadas quando há necessidade de ultrapassar elementos de rocha no processo de investigação (matacões ou blocos) ou que haja necessidade de caracterização. A perfuração ocorre através do giro das hastes (pelo cabeçote de perfuração) e em força-las para baixo. No topo das hastes existe um acoplamento que permite a ligação da

mangueira de água com as hastes que estão girando. A combinação de um equipamento de sondagem a percussão (para SPT) e de sondagem rotativa formam a sondagem mista.

2.3.4 Ensaio SPT

De acordo com Velloso e Lopes (2011) o ensaio SPT tem uma primeira utilidade na indicação da compactidade de solos granulares (areias e siltes arenosos) e da consistência de solos argilosos (argilas e siltes argilosos). A NBR 6484:2001 prevê que o boletim de sondagem forneça, juntamente com a classificação do solo, sua compactidade ou consistência, de acordo com o Quadro 1:

Quadro 1 – Estados de compactidade e de consistência.

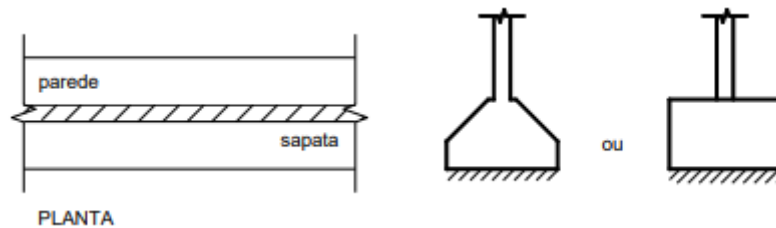
Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: (NBR 6484:2001).

Velloso e Lopes (2011) ressaltam que quando são utilizados ábacos, tabelas, etc., baseado em experiências estrangeiras, é importante cuidar a energia efetivamente aplicada no ensaio SPT, que varia com o método de aplicação dos golpes: no Brasil o sistema mais comum é manual e a energia aplicada é da ordem de 70% e nos EUA o sistema é mecanizado e a energia é da ordem de 60% (conhecido como N₆₀). Dessa forma, o número de golpes obtido com uma sondagem brasileira pode ser majorado de 10% a 20%, antes de se utilizar uma correlação baseada na experiência americana.

Conforme a NBR 6122/2010 são aquelas sujeitas à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento. De acordo com Bastos (2019), as sapatas corridas são mais comuns em construções menores, como casas, galpões, paredes de reservatórios e piscinas, etc. É considerada uma solução muito viável quando o solo apresenta boa capacidade de suporte para baixa profundidade.

Figura 5 – Sapata corrida para apoio de parede.



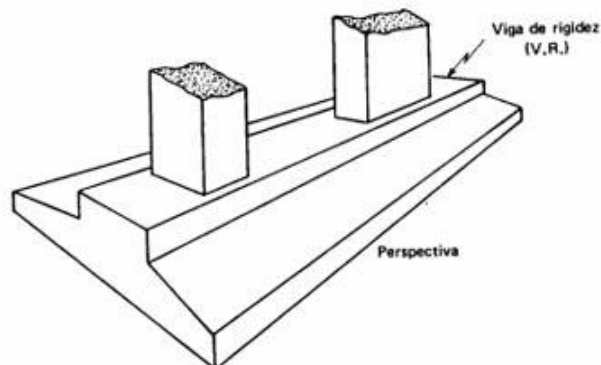
Fonte: BASTOS (2019).

c) Sapata Associada

A NBR 6122/2010 define a sapata associada como sapata comum a mais de um pilar.

Em situações em que as cargas estruturais são muito altas, poderá ocorrer o caso de não ser possível projetar-se sapatas isoladas para cada pilar, pois eventualmente os pilares muito próximos podem ter suas respectivas sapatas se sobrepondo, o que inviabiliza essa solução; tornando necessário o emprego de uma sapata única para dois ou mais pilares (FALCONI et al., 1998).

Figura 6 – Sapata associada



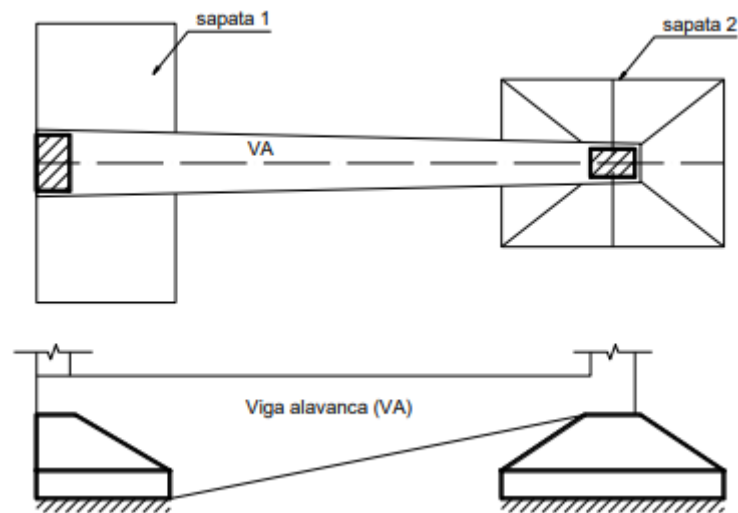
Fonte: Disponível em < <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> >

d) Sapata com Viga Alavanca ou de Equilíbrio

Viga de equilíbrio é o elemento estrutural que recebe as cargas de um ou dois pilares (ponto de carga) e é dimensionado de modo a transmiti-las centradas às fundações. Da utilização de viga de equilíbrio resultam cargas nas fundações, diferentes das cargas dos pilares nelas atuantes (NBR 6122/2010).

Para Bastos (2019), é comum que se utilize viga alavancada no caso de pilar posicionado na divida do terreno, no qual ocorre uma excentricidade entre o ponto de aplicação da carga do pilar e o centro geométrico da sapata. Resultante da excentricidade, o momento fletor é equilibrado e resistido pela viga alavanca, tendo sua outra extremidade normalmente vinculada a um pilar interno da edificação ou a um elemento que fixe a extremidade da viga no solo.

Figura 7 – Pilar de divisa sobre sapata combinada com viga alavanca



Fonte: BASTOS (2019).

2.4.2 Comportamento estrutural

De acordo com a NBR 6118/2014 sapatas são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação.

Quando a expressão a seguir é verificada (nas duas direções), a sapata é considerada rígida, caso contrário ela é considerada flexível.

$$h \geq \frac{(a-ap)}{3} \quad (3)$$

onde

h = altura de sapata;

a = dimensão da sapata em uma determinada direção;

ap = dimensão do pilar na mesma direção.

O comportamento estrutural das sapatas, eliminada a complexidade da interação solo-estrutura, pode ser dividido em sapatas rígidas e flexíveis:

a) Sapatas rígidas

Seu comportamento pode ser caracterizado, segundo a NBR 6118/2014:

a.1) trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica a compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar;

a.2) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal verificada conforme item 19.5.3.1 da NBR 6118/2014. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção.

b) Sapatas flexíveis

b.1) trabalho à flexão nas duas direções, não sendo possível admitir tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. A concentração de flexão junto ao pilar deve ser, em princípio, avaliada;

b.2) trabalho ao cisalhamento que pode ser descrito pelo fenômeno da punção.

2.4.3 Distribuição de Tensões no Solo

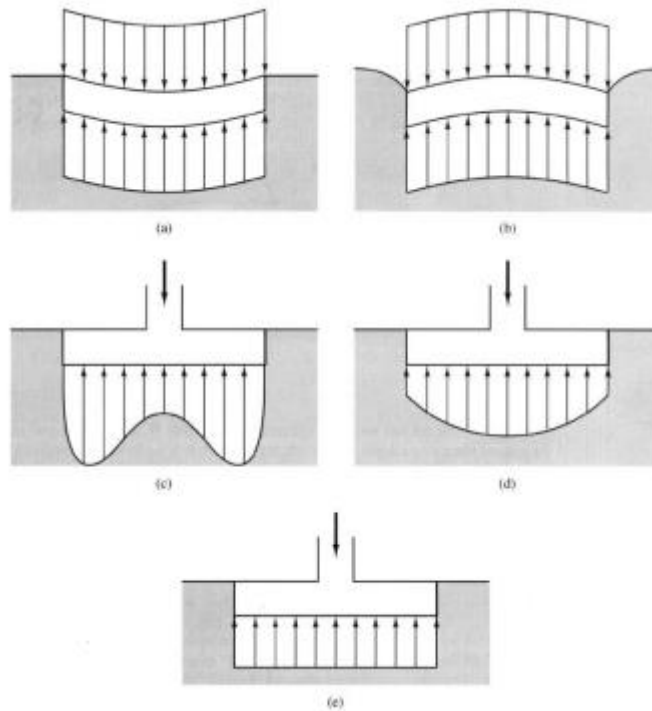
Conforme Bastos (2019), o fator mais importante relativo à interface base-solo é a tensão ou pressão de apoio que a área da base de uma sapata exerce no solo. O autor aponta que diversos estudos analíticos e de campo indicam que a pressão exercida no solo não é necessariamente distribuída uniformemente, e depende de fatores como a existência de excentricidade do carregamento aplicado; intensidade de possíveis momentos fletores aplicados; rigidez da fundação; propriedades do solo e rugosidade da base da fundação.

Observa-se na Figura 8, a distribuição de pressão no solo aplicada na base de uma sapata (carregada concentricamente) em função do tipo de solo e da rigidez. Sapatas perfeitamente flexíveis curvam-se e mantem a pressão uniforme no solo, sapatas perfeitamente rígidas não se curvam.

Segundo Bastos (2019), devido a complexidade da análise ao se considerar a pressão como não uniforme e o erro cometido com a simplificação não ser significativo é comum assumir-se a uniformidade sob carregamentos concêntricos (Figura 8-e). As características de

não uniformidade da pressão do solo são ignoradas em muitos casos, pois sua consideração numérica é muito variável e incerta, dependendo do tipo de solo e também porque a influencia sobre a intensidade dos momentos fletores e forças cortantes na sapata é relativamente pequena.

Figura 8 – Distribuição de pressão no solo em sapata sobre carga centrada: a) sapata flexível sobre argila; b) sapata flexível sobre areia; c) sapata rígida sobre argila; d) sapata flexível sobre areia; e) distribuição simplificada

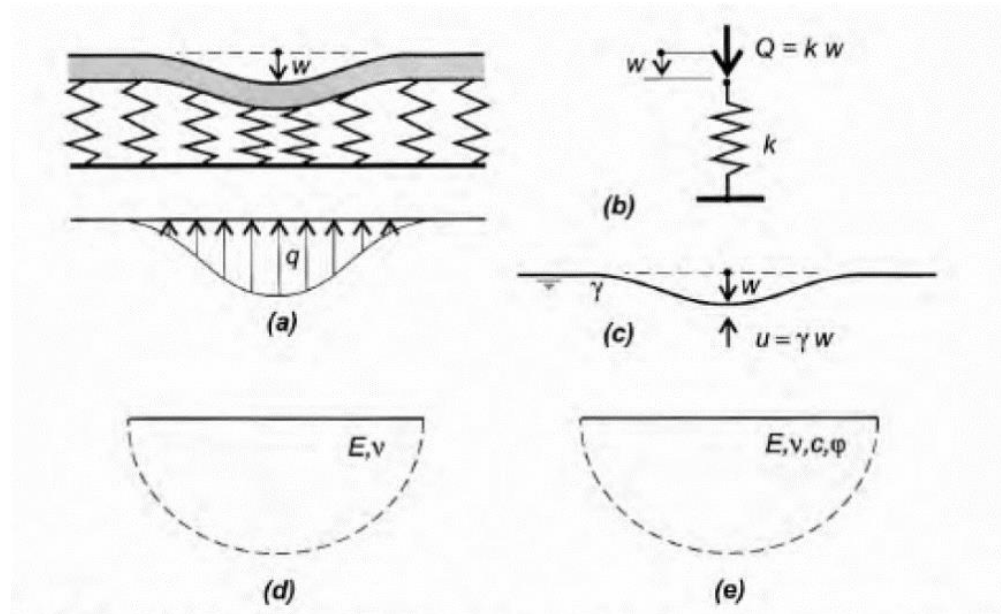


Fonte: BASTOS (2019).

2.5 MODELOS DE SOLO PARA ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO FUNDAÇÃO

Dois modelos principais representam o solo numa análise de interação solo estrutura, segundo Velloso e Lopes (2011): Hipótese de Winkler e meio contínuo (Figura 9). No modelo de Winkler e no modelo contínuo elástico, considera-se o comportamento linear do solo, já no modelo contínuo elasto-plástico é considerado o comportamento não linear-físico do solo. Neste trabalho será considerada a hipótese de Winkler.

Figura 9 – Modelo de Winkler (a) – (c) e modelo do meio contínuo: (d) – (e).



Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2011).

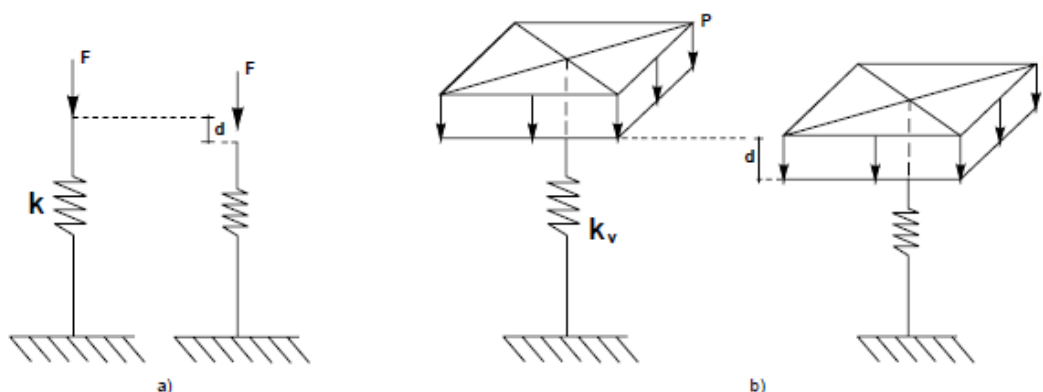
2.5.1 Hipótese de Winker

Em 1867, Winkler apresentou uma representação do solo por um sistema de molas com resposta linear. De acordo com sua teoria, uma viga que está sujeita a um carregamento transversal e assente sobre uma base elástica sofre deflexões ao longo do seu comprimento, resultando em uma reação distribuída e de sentido oposto do solo sobre a viga (Figura 10-a).

Segundo Antoniazzi (2011), neste modelo são consideradas somente as deformações ocorridas na região das fundações, não sendo considerado o efeito de carregamento no entorno da estrutura, pois nesse modelo o solo é visto como um sistema de molas lineares e independentes entre si. Além disso, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos, podendo ser utilizado para carregamentos verticais, como por exemplo radiers, sapatas, vigas de fundação e carregamentos horizontais, como estacas sob forças horizontais e estruturas de escoramento de escavações.

Nessa relação é estabelecida uma relação discreta (pontual) entre fundação e solo, definindo uma constante de mola que representará a rigidez do maciço. Desta forma, define-se um valor escalar que representa o coeficiente de rigidez que o solo possui para resistir ao deslocamento mobilizado por uma pressão imposta, chamado de Coeficiente de reação vertical (CRV) ou k_v . Ele é análogo ao coeficiente de mola, mas não está relacionado a uma força, mas sim a uma pressão (relação de força por área), como pode ser visto na figura 10.

Figura 10 – a) coeficiente de mola, quociente entre força-deslocamento; b) coeficiente de reação vertical, quociente entre pressão-deslocamento.



Fonte: (MANUAL SISEs – TQS, 2011)

2.6 MÉTODOS DE OBTENÇÃO DO CRV

Neste item serão abordados os diferentes métodos de obtenção do Coeficiente de Reação Vertical (CRV) implementados no SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura) e uma breve descrição do software TQS. Maiores detalhes podem ser obtidos no manual teórico da ferramenta. Também serão abordados pontos relativos ao Ensaio de Placa no solo, importante método de obtenção de CRV.

2.6.1 TQS

Os métodos de obtenção dos coeficientes de reação vertical implementados no Sistema de Interação Solo estrutura do TQS serão utilizados para a obtenção do coeficiente de reação vertical deste estudo. Suas particularidades e aplicação serão apresentados no item 3.7 do Capítulo 3 Métodos.

A empresa TQS é uma das maiores empresas de softwares para cálculo estrutural do Brasil. Segundo Mendes (2016) o programa apresenta uma interface CAD direcionada para a engenharia, no qual o projetista irá definir a posição e as dimensões dos elementos estruturais e as ações que irão atuar na estrutura. O dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais é feito com base nos lançamentos dos dados e dos modelos matemáticos gerados.

Nesse software existe um módulo específico para projeto de fundações e a consideração da ISE (Sistema de Interação Solo-Estrutura). Nesse sistema, o usuário pode determinar os esforços solicitantes (forças normais, momento fletores, forças cortantes e momentos de torção) e recalques da estrutura de maneira mais precisa e exata. Como é possível criar modelos com a

estrutura de fundação acoplada a superestrutura, as informações fluem de maneira mais harmoniosa entre o engenheiro estrutural e o geotécnico.

De acordo com Mendes (2016) o efeito do solo é simulado através de vínculos elásticos (coeficiente de reação vertical e horizontal – CRV e CRH) atrelados aos nós da estrutura. Esses coeficientes são obtidos através da teoria de Winkler, no qual as características do solo são tratadas no programa para a obtenção dos coeficientes de mola.

2.6.2 Valores Padronizados de k_v

Alguns pesquisadores apresentam tabelas que relacionam o tipo de solo com o coeficiente de reação vertical. Esses valores foram obtidos em ensaios *in situ* nas regiões e condições específicas dos trabalhos realizados, e podem ser consultadas nas referências bibliográficas utilizadas. Vale ressaltar que o uso fica a critério do profissional, pois estes valores podem não ser representativos em certas condições. Para este trabalho, os métodos utilizados serão os implementados no Sistema Interação Solo Estrutura (SISEs) do Software TQS, e que pode ser obtido a partir de valores padronizados. Neste trabalho foram obtidos os valores de k_v , a partir de três diferentes métodos: pelo tipo de solo; SPT – Tensão admissível e Tipo de solo, e também através do Ensaio de Placa, no qual os parâmetros de deformabilidade podem ser obtidos *in situ* ou em laboratórios. A partir da tabela de Terzaghi pode-se fazer correlações para que o efeito de dimensão e forma sejam considerados.

2.6.3 Ensaio de Placa

Ensaio mais utilizado para a obtenção do coeficiente de reação vertical, o ensaio de placa é normatizado pela NBR 6489/1984, ele propõe provas de carga no terreno para que informações de deformação, resistência e recalque sejam obtidas.

De acordo com a NBR 6489/1984, a área da placa para aplicação das cargas ao solo não deve ser inferior a 0,5m² e deve ser rígida. Essa placa será colocada sobre o solo nivelado e em seu estado natural, no nível o qual será executado a fundação. A carga deve ser aplicada verticalmente no centro da placa e os extensômetros (sensíveis a 0,01 mm), colocados em dois pontos diametralmente opostos da placa, irão medir o recalque.

A carga aplicada à placa, conforme a NBR 6489/1984, deve ser aplicada em estágios sucessivos de no máximo 20% da taxa admissível provável do solo e a leitura dos recalques em cada estágio deve ser realizada imediatamente após a aplicação da carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados. O novo acréscimo de carga só será aplicado depois que a

estabilização do recalque for verificada, aceitando uma tolerância máxima de 5% no recalque total entre as leituras sucessivas. O ensaio pode ser finalizado quando um recalque de 25mm, no mínimo, é observado, ou até que se atinja o dobro da taxa admitida para o solo. Caso não ocorra a ruptura, a carga máxima deve ser mantida por no mínimo 12h. A descarga deve ser feita em estágios sucessivos e não superiores a 25% da carga total e o recalque deve ser lido da mesma forma que o carregamento, mantendo cada estágio até a estabilização dos recalques.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo apresenta uma breve descrição do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM, o CEEG, e apresenta também a descrição das investigações preliminares e detalhadas realizadas no subsolo e a análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados por Emmer (2004).

3.1 CEEG/UFSM

3.1.1 Características locais

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM) está localizado à noroeste da esquina das ruas E e P, no campus desta universidade. Possui aproximadamente 5.250 m² de área. Ao Norte confronta-se com a área da UFSM, medindo 70,0m; Ao Sul confronta-se com a Rua E, medindo 70,0m; ao Leste, confronta-se com a Rua P, medindo 75,0m e ao Oeste confronta-se com área da UFSM, medindo 75,0m. A vista área do CEEG/UFSM pode ser visualizada na Figura 11.

Figura 11 – Vista área do CEEG/UFSM



Fonte: (Google Maps, 2019).

3.1.2 Relevo e geomorfologia

O relevo encontra-se alterado, provável topo ou terço superior, plano a suave ondulado, (Emmer, 2004).

A altitude aproximada do local é de 120m e de acordo com o estudo por Emmer (2004) realizado, o horizonte A foi removido possivelmente para obra de engenharia. A vista geral da área pode ser visualizada na Figura 12.

Figura 12 – Vista geral da área do CEEG/UFSM



Fonte: (EMMER, 2004).

3.1.3 Condições fisiográficas

A drenagem do terreno em 2004, de acordo com Emmer (2004) pode ser considerada como bem a imperfeitamente drenado; não foi encontrado nenhum curso d'água, apenas uma vala atravessando o terreno no sentido Norte-Sul que dava escoamento aos fluidos provenientes do terreno ao lado. Foi verificado pelo autor que a cobertura vegetal foi alterada, não existindo vegetação em aproximadamente três quartos da área do terreno, existindo apenas povoamentos de pinus e eucalipto.

De acordo com Sartori (1979), Santa Maria possui temperaturas médias anuais de aproximadamente 22°C, no qual as temperaturas máximas absolutas no verão ficam entorno de 30°C e as mínimas absolutas no inverno são inferiores a 5°C.

As temperaturas médias mínimas são de aproximadamente 13°C no inverno e as máximas de 25°C no verão.

As geadas são comuns de junho a agosto. A precipitação média anual é de 1700mm e os ventos Sul e Nordeste tem pouca atuação na cidade, sendo o vento quadrante Sul mais

comum nos meses de inverno. Já no verão e outono os fluxos maiores de ventilação são de Sudeste e no inverno e primavera o vento Leste.

3.1.4 Geologia

A cidade de Santa Maria apresenta seu substrato formado por rochas sedimentares e rochas de origem vulcânica em menor quantidade. Segundo Pinheiro et al (2002), o ponto de partida para o estudo da geologia da região foi realizado por Maciel Filho em 1977, no qual foi estudada a caracterização geotécnica das formações sedimentares de Santa Maria e a partir deste estudo foi criada a Carta Geotecnica de Santa Maria de Maciel Filho et. al (1988).

Maciel Filho (2004) descreve que o local é composto por uma seqüência de arenitos e argilas arenosas de cores variegadas, as quais podem ter duas interpretações. Antigamente, isto é, nos mapas editados pelo Departamento de Geociência desta universidade, admitia-se ser o arenito basal da Formação Santa Maria. Mais recentemente, segundo trabalhos não publicados, admite-se tratar de Formação mais jovem que a Santa Maria, possivelmente Terciário ou Pleistoceno. Nesta unidade informal predominam arenitos de constituição variegada, contendo muitas vezes feldspatos. Na base desta seqüência podem ser encontrados conglomerados. Os arenitos são permeáveis. Abaixo desta seqüência pode estar o lamito vermelho típico da fácies do membro superior Alemoa da Formação Santa Maria ou o arenito da fácies do membro inferior Passo das Tropas. (MACIEL FILHO apud EMMER, 2004)

3.1.5 Pedologia

Foram realizados por Emmer (2004) ensaios de campo e laboratoriais de amostras de solo retiradas do CEEG/UFSM que deram origem a descrição pedológica do local. Azevedo e Dalmolin (2004) apud Emmer (2004) descrevem a área, a qual foi esquematizada na Tabela 1:

Tabela 1 – Descrição pedológica da área em estudo

Classificação:	Perfil decepado, provável Hipocrômico
Unidade de Mapeamento:	Santa Maria (provável)
Litologia:	Lamitos da Formação Santa Maria (membro Alemoa)
Formação geológica:	Formação Santa Maria (membro Alemoa)
Período:	Jurássico – Triássico
Material de origem:	Idem litologia
Pedregosidade:	Nula
Rochosidade:	Nula

Fonte: Adaptado de (EMMER apud AZEVEDO E DALMOLIN, 2004).

Na Tabela 2, Emmer (2004) apresenta as camadas e descrição morfológica de um perfil, que pode ser observado na Figura 13, característico da área de estudo, obtido da escavação da trincheira profunda TP-1.

Figura 13 – Perfil da trincheira profunda TP-1.



Fonte: (EMMER, 2004).

Tabela 2 – Perfil da trincheira profunda TP-1 da camada superficial

Camada	Descrição
1	0-10 cm. Deposição de material exógeno, entulhos.
2	10-100 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, médio, proeminente, vermelho (2,5YR 4/8), argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente, transição plana e difusa.
3	100-135 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, proeminente, vermelho amarelado (5YR 5/6), franco argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente, transição plana e clara.
4	135-207 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, distinto, bruno-amarelado (10YR 5/5), argilo siltoso, maciça que se desfaz em prismas grandes e fortes, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente.
Obs.:	1. Em todas as camadas, raízes finas, fasciculadas e raras. 2. Aparente local fonte de material para aterro. Perfil de solo decepado. Descrição do saprólito. Informações adicionais em ensaios de laboratório e sondagem realizados.

Fonte: (EMMER, 2004).

3.2 INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES DO SUBSOLO

O perfil geotécnico característico do subsolo do CEEG/UFSM foi obtido por Emmer em 2004. Um levantamento topográfico planialtimétrico foi realizado com auxílio de um equipamento topográfico eletrônico (estação total) através do qual foi amarrado nos marcos topográficos.

Emmer (2004) dividiu o campo experimental em três áreas distintas, chamadas de área 1, 2 e 3 no qual foram executadas uma sondagem de simples reconhecimento até o limite do impenetrável a percussão e escavadas uma trincheira superficial e uma profunda.

Denominadas SP-1, SP-2 e SP-3, as sondagens SPT alcançaram respectivamente 14,0m, 14,0m e 12,0m de profundidade. Elas foram executadas de acordo com a norma NBR 6484/01, norma vigente na data dos ensaios realizados.

Emmer destaca que primeiramente foi utilizado um trado helicoidal até que se atingiu a camada arenosa, posteriormente foi utilizado o método de perfuração com circulação de água. Ainda na área 1, próxima ao furo de sondagem SP-1, para obter um perfil característico e coletar amostras deformadas para ensaios de análise química e mineralógica foi realizada a ST-1, uma sondagem a trado manual com 5,0m de profundidade.

Os procedimentos utilizados na execução da sondagem de simples reconhecimento podem ser vistos nas Figuras 14 e 15, na Figura 14 visualiza-se a coleta de amostra através da cravação do amostrador padrão por impacto, queda do martelo e na Figura 15 a análise da amostra para constatar qualquer alteração na camada, após isso a amostra é retirada e acondicionada num recipiente.

De acordo com os resultados das sondagens, foram definidos os locais onde as estacas seriam executadas e ensaiadas. Devido as condições de acesso para os veículos, necessários para a execução desses ensaios e pela proximidade de uma edificação para uso de sua infraestrutura, o local escolhido localizava-se perto da rua P, entre os furos de sondagem SP-2 e SP-3 (entre as áreas 2 e 3).

Figura 14 – Execução da sondagem de simples reconhecimento SP-3, coleta de amostras através do amostrador padrão pelo impacto.



Fonte: (EMMER, 2004).

Figura 15 – Amostra de solo sendo analisada e retirada do amostrador padrão



Fonte: (EMMER, 2004).

3.3 INVESTIGAÇÕES DETALHADAS DO SUBSOLO

Essa etapa consistiu na análise dos aspectos geológicos, mineralógicos e geoquímicos das amostras coletadas por Emmer (2004) na qual também se obteve os parâmetros geotécnicos através dos ensaios laboratoriais.

Esses ensaios foram realizados em amostras de solo deformadas e indeformadas, as amostras deformadas ou amolgadas foram coletadas de trincheiras abertas (área 1, 2 e 3) e retiradas do material oriundo do trado (sondagens SPT e manual) e do amostrador (sondagem SPT). Já as amostras indeformadas ou não perturbadas foram extraídas somente das trincheiras nas áreas 1,2 e 3.

3.3.1 Trincheiras de amostragem

Três trincheiras superficiais foram escavadas manualmente: TS-1, TS-2 e TS-3 (Figura 16) com respectivamente 0,70, 0,85 e 0,80m de profundidade e posteriormente com uma máquina retroescavadeira, escavou-se três trincheiras profundas: TP-1, TP-2 e TP-3, com 2,00, 2,40 e 2,45m de profundidade respectivamente.

Figura 16 – Detalhe de uma trincheira de amostragem superficial (TS-3)



Fonte: (EMMER, 2004).

3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Foi realizado por Emmer (2004) um vasto estudo de subsolo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM, nele foram realizados ensaios laboratoriais e investigações “*in situ*”, sendo elas escavações de trincheiras superficiais e profundas, execução de sondagens de simples reconhecimento (SPT) e sondagem a trado. A Tabela 3 mostra um resumo dos tipos de ensaios laboratoriais realizados e coletadas das trincheiras, do material oriundo da tradagem e do amostrador padrão durante as sondagens.

Tabela 3 – Resumo dos tipos de ensaios laboratoriais realizados por Emmer.

Tipos de amostras	Ensaio realizado
Deformada	Caracterização, químicos e mineralógicos (difração por raios-X)
Indeformadas	Ensaio especiais (cisalhamento direto, compressão edométrica e colapsividade)

Fonte: Adaptado de (EMMER, 2004).

A Tabela 4 apresenta um resumo dos tipos de ensaios laboratoriais realizados por Emmer (2004) de acordo com o número de amostras.

Tabela 4 – Resumo dos tipos de ensaios laboratoriais realizados

Ensaio laboratorial realizado	N. de amostras
Granulometria - com e sem defloculante	63
Peso específico real dos grãos	41
Limite de Liquidez	29
Limite de Plasticidade	29
Difração por raios-X com defloculante e glicolada	16
Análise química	8
Cisalhamento direto - umidade natural e inudada	57
Adensamento unidimensional - umidade natural e inudada	13

Fonte: Adaptado de (EMMER, 2004).

3.4.1 Investigações “in situ”

As investigações de campo foram efetuadas em três locais diferentes, denominados áreas 1, 2 e 3. Em cada uma dessas áreas, Emmer realizou uma sondagem de simples reconhecimento (SPT) e escavou uma trincheira superficial e outra profunda. Foi realizada uma sondagem a trado próxima a sondagem SPT realizada na área 1. Todos os procedimentos foram realizados de acordo com as normas em vigor no ano (NBR 6484/01 e NBR 9603/86).

A seguir são descritos os ensaios realizados.

a) Sondagens de simples reconhecimento (SPT)

A Figura 17 apresenta os perfis interpretados por Nienov (2006) e obtidos nas três sondagens de simples reconhecimento, SP-1, SP-2 e SP-3, realizadas por Emmer (2004), nas áreas 1, 2 e 3 do CEEG/UFSM.

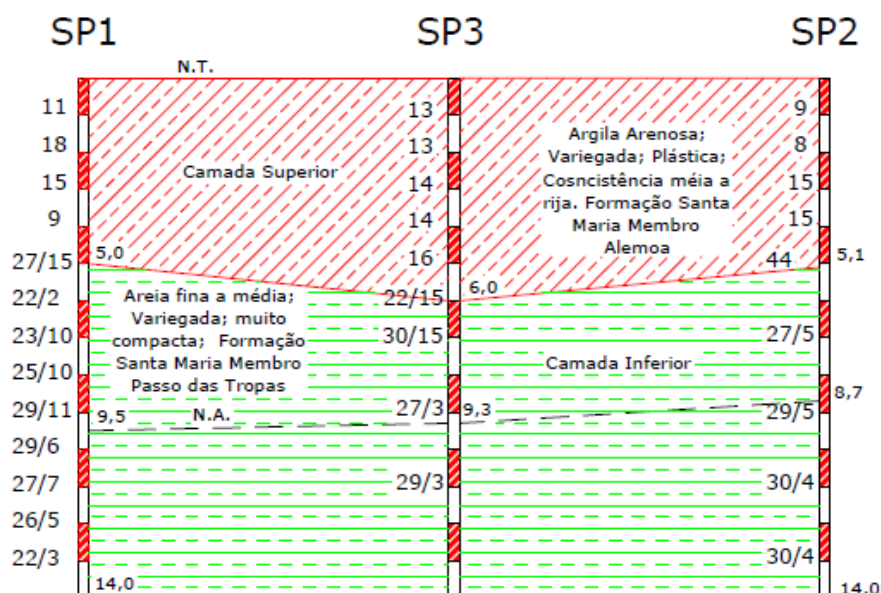
Nienov (2006) observa que o perfil da sondagem SP-1 é composto de duas camadas distintas, a camada superficial (até 5,0m de profundidade) é classificada como argila arenosa com consistência média a rija, resistência a penetração (N_{SPT}) variando entre 9 a 18 golpes. A camada inferior é composta por uma camada de areia fina a média com compacidade muito

compacta, o N_{SPT} aumenta com a profundidade e atinge valores que variam de 27/15 a 22/3 golpes.

O perfil obtido na SP-2 apresenta a camada superficial classificada como argila arenosa, possuindo 5,1m de espessura, consistência média a rija e N_{SPT} variando entre 8 e 15 golpes. Abaixo dessa camada a areia fina média apresenta compactidade muito compacta e valores de N_{SPT} que variam de 27/5 a 30/4 golpes, aumentando em função da profundidade.

O perfil SP-3 possui camada superficial com 6,05m de espessura, constituída de argila arenosa, consistência rija, N_{SPT} com variações de 13 a 16, a camada inferior é classificada de areia fina a média, compactidade muito compacta e apresenta valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes.

Figura 17– Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM



Fonte: (NIENOV, 2006).

O CEEG apresenta de um modo geral, duas camadas distintas. A camada superior é uma argila arenosa, consistência média a rija, N_{SPT} variando entre 8 e 16 golpes. A camada inferior caracteriza-se por ser uma areia fina a média, de compactidade muito compacta, valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes, (NIENOV, 2006).

b) Sondagens a trado

Para ajudar na determinação do perfil característico do local e coletar amostras amolgadas para realizar ensaios de análise química e mineralógica e também efetuar ensaios

de caracterização, Emmer (2004) realizou em seu trabalho a sondagem a trado (ST-1). Os resultados obtidos nesses ensaios serão apresentados no item “ensaios laboratoriais”

c) Trincheiras de amostragem

A descrição morfológica de parte da camada superficial, resultados dos ensaios laboratoriais de caracterização e dos ensaios de determinação das propriedades de comportamento (adensamento, cisalhamento, direto e colapsividade) foram obtidos a partir das amostras coletadas das trincheiras de amostragem. Os resultados obtidos serão abordados também no item “ensaios laboratoriais”.

3.5 ENSAIOS LABORATORIAIS

Na Tabela 5 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado por Emmer (2004), no CEEG/UFSM. Os parâmetros médios de resistência de ruptura intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito interno (ϕ) serão utilizados para o cálculo do coeficiente de reação vertical.

Tabela 5 – Parâmetros mínimos, médios e máximos de resistência ao cisalhamento direto, nas condições de umidade natural e inundada, para ruptura e deslocamento horizontal na ordem de 10mm

Parâmetros de resistência			Ruptura			10 mm de deformação		
Local	Amostra	Valores	Intercepto de coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)	Coefic. de correlação R^2	Intercepto de coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)	Coefic. de correlação R^2
Área 1	Natural	Mínimos	22,6	18	0,96	9,2	7	0,76
		Médios	30,6	18	0,95	17,2	10	0,94
		Máximos	32,6	18	0,94	25,2	14	0,87
	Inundada	Mínimos	7,8	17	0,95	0,0	7	0,92
		Médios	7,5	20	0,96	0,0	12	0,94
		Máximos	7,2	22	0,97	0,0	18	0,94
Área 2	Natural	Mínimos	41,2	18	0,94	4,0	8	0,58
		Médios	39,8	24	0,97	4,9	19	0,98
		Máximos	38,4	30	0,97	5,7	29	0,98
	Inundada	Mínimos	3,9	22	1,00	0,0	12	0,68
		Médios	3,6	24	0,99	0,0	15	0,88
		Máximos	3,2	25	0,98	0,0	17	0,96
Área 3	Natural	Mínimos	19,3	30	0,96	3,2	23	1,00
		Médios	40,8	26	0,97	11,2	22	0,98
		Máximos	62,1	22	0,98	19,2	21	0,91
	Inundada	Mínimos	12,2	22	0,99	0,0	14	0,83
		Médios	13,9	24	0,99	0,0	20	0,98
		Máximos	15,5	26	0,99	0,0	25	0,96
Campo experimental	Natural	Mínimos	22,6	18	0,96	0,6	8	0,76
		Médios	30,7	23	0,99	11,1	17	0,99
		Máximos	60,1	25	0,99	20,5	25	0,94
	Inundada	Mínimos	5,2	18	0,97	0,0	7	0,92
		Médios	8,5	23	1,00	0,0	16	0,97
		Máximos	15,5	26	0,99	0,0	25	0,96

Fonte: (EMMER, 2004).

A Tabela 6 apresenta um resumo dos ensaios laboratoriais de caracterização realizados por Emmer (2004) na área de estudo, o peso específico natural (P.E.N) também será utilizado na obtenção dos coeficientes de reação vertical do solo.

Tabela 6 – Resumo dos resultados de caracterização da área de estudo.

Ensaio laboratorial de caracterização	Camadas diagnosticadas					
	Superficial		Profunda			
	Descrição ou valores		Descrição ou valores			
	Mínimos e máximos	Médios	Mínimos e máximos	Médios		
Índices físicos e outros	Umid. Nat. - w_n (%)	22,05 - 35,68	28,74	-	-	
	P.E.R.G. - γ_s (kN/m ³)	25,59 - 29,67	28,14	25,61 - 29,04	27,27	
	P.E.N. - γ (kN/m ³)	17,82 - 19,88	18,99	-	-	
	P.E.A.S. - γ_d (kN/m ³)	13,13 - 16,18	14,80	-	-	
	Índ. de vazios - e	0,68 - 1,13	0,93	-	-	
	Grau de sat. - S (%)	81,79 - 93,16	89,48	-	-	
	Porosidade - η (%)	40,64 - 53,03	47,69	-	-	
	Ativ. Coloidal - I_a	0,51 - 0,87	0,70	-	-	
	Grau de flocculação	0,36 - 0,98	0,64	-	-	
Limites de consis.	LL (%)	33 - 81	56	-	-	
	LP (%)	15 - 34	26	-	-	
	IP (%)	15 - 46	30	-	-	
Granulometria	Com defloculante	Argila (%)	22 - 57	43	3 - 11	7
		Silte (%)	19 - 47	38	10 - 20	15
		Areia fina (%)	7 - 38	15	14 - 27	20
		Areia média (%)	1 - 17	4	42 - 64	54
		Areia grossa (%)	0 - 2	0	2 - 10	4
	Sem defloculante	Pedregulho (%)	0 - 0	0	0 - 0	0
		Argila (%)	1 - 35	15	-	-
		Silte (%)	27 - 81	59	-	-
		Areia fina (%)	11 - 42	21	-	-
		Areia média (%)	1 - 17	5	-	-
Classificações	HRB	Argila plást. com pres. de M.O. (A7-6)	Finos de baixa compressibilidade (A2-4)			
	SUCS	Argila pouco plástica (CL)	Areia siltosa (SM)			
	Textural com defloc.	Argila silto-arenosa	Areia média siltosa			
	Textural sem defloc.	Silte areno-argiloso	-			
	Munsell – am. seca	Bruno avermelhado-claro	Bruno muito-claro-acinzentado			
	Munsell – am. úmida	Bruno-amarelado com mosq. cinza-claro	-			

Fonte: (EMMER, 2004).

3.6 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Para a estimativa do módulo de elasticidade do solo, Stroud (1989) apud Schnaid e Odebrecht (2012) sugere, para argilas normalmente adensadas, a relação mostrada na equação 4:

$$E = 2,0 \times N_{SPT60} \quad (4)$$

A prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano (N60):

$$N60 \times e_{EUA} = N_{SPT} \times e_{BR} \quad (5)$$

Se a energia de ensaio for de 82%, do valor teórico, tem-se:

$$N60 \times 0,6 = N_{SPT} \times 0,82 \quad (6)$$

e portanto,

$$N_{60} = 1,37 \times N_{SPT} \quad (7)$$

com isso,

$$E = 2,74 \times N_{SPT} \text{ (KPa)} \quad (8)$$

Conforme Freitas, Pacheco e Danziger (2012), o módulo de elasticidade de areias sedimentares pode ser estimado de acordo com a expressão 9:

$$E = 8000 \times N_{60}^{0,8} \quad (9)$$

O Módulo de elasticidade do solo pode ser calculado substituindo as expressões anteriores, tendo assim:

$$E = 8000 \times (1,37 \times N_{SPT})^{0,8} = 10291 \times N_{SPT}^{0,8} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (10)$$

Com base nos dados do trabalho de Burland e Bridge (1985), Clayton (1986) obteve as relações $E/N_{SPT,60}$ considerando as faixas de ocorrência na média similares às obtidas por Stroud (1989). (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Tabela 7 – Relações $E/N_{SPT,60}$ (MPa)

N_{SPT}	$E/N_{SPT,60}$ (MPa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,5 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

Fonte: (CLAYTON, 1989 apud SCHNAID, 2012).

3.7 MÉTODOS DE OBTENÇÃO DO CRV

Para a determinação do coeficiente de reação vertical, o Manual teórico TQS Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISEs) (2011) implementa três diferentes métodos baseado nas bibliografias de Moraes (1976), Morrison (1993) e Cintra et al. (2003): Valores padronizados, Ensaio de placa e recalque vertical estimado. Neste trabalho serão abordados apenas os métodos de valores padronizados e através do ensaio de placa pela tabela de Terzaghi.

3.7.1 Valores padronizados

O manual teórico TQS SISES (2011) considera três diferentes métodos para a obtenção desses coeficientes:

- Tipo de solo

Moraes (1976) apresenta valores de k_v baseados no tipo de solo e seu estado de saturação, explicitado na Tabela 8:

Tabela 8 – Valores de k_v propostos por Moraes (1976)

Tipo de solo	k_v (kgf/cm³)
Turfa leve - solo pantanoso	0,5 a 1,0
Turfa pesada - solo pantanoso	1,0 a 1,5
Areia fina de praia	1,0 a 1,5
Aterro de silte, de areia e cascalho	1,0 a 2,0
Argila molhada	2,0 a 3,0
Argila úmida	4,0 a 5,0
Argila seca	6,0 a 8,0
Argila seca endurecida	10,0
Silte compactado com areia e pedra	8,0 a 10,0
Silte compactado com areia e muita pedra	10,0 a 12,0
Cascalho miúdo com areia fina	8,0 a 12,0
Cascalho médio com areia fina	10,0 a 12,0
Cascalho grosso com areia grossa	12,0 a 15,0
Cascalho grosso com pouca areia	15,0 a 20,0
Cascalho grosso com pouca areia compactada	20,0 a 25,0

Fonte: (MORAES, 1976)

b) SPT – Tensão admissível

Neste método, obtém-se o k_v a partir da tensão admissível. É necessário obter a média dos valores do SPT que estão dentro do bulbo de tensões para calcular a tensão admissível, calculada a partir da relação empírica:

$$\sigma_{adm} = 0,2 \times N_{SPTm\u00e9dio} \quad (11)$$

Após estimar as tensões admissíveis, retira-se da tabela 9 os valores de k_v em kgf/cm³:

Tabela 9 – Tabela Safe, Morisson (1993) para valores de k_v

Tensão admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)	Tensão admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	3,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30
1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,10	4,20	4,00	8,00

Fonte: (SAFE, MORRISON 1983 apud ALEXANDRE JUNIOR, 2012)

c) Tipo de Solo – Tensão Admissível

Neste método a obtenção do k_v é em função do tipo de solo da camada. De acordo com a Tabela 10, a qual corresponde a tabela 4 da NBR 6122/1996 (inexistentes na versão atual 6122/2010), retira-se o valor de tensão básica em função do tipo de solo e faz-se as correções de profundidade e geometria conforme esta norma para solos granulares e argilosos, a partir disto retira-se da tabela Safe, Morrison (1993) o valor de k_v em kfg/cm³.

O tipo de solo varia de acordo com o índice de resistência a penetração e pode ser verificado no Quadro 1.

Na revisão atualizada NBR 6122/10, a tabela 4 não se encontra disponível. Portanto será utilizada a NBR 6122/96.

Tabela 10 – Valores das tensões básicas

Tabela 4 - Pressões básicas (σ_0)

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltos duros (muito compactos)	0,3
14	Siltos rijos (compactos)	0,2
15	Siltos médios (medianamente compactos)	0,1

Fonte: (NBR 6122, 1996)

3.7.2 Ensaio de Placa

a) Tabela de Terzaghi

De acordo com Velloso e Lopes (2011) os valores de k_v (kgf/cm³) são relacionados ao tipo de solo fornecido por Terzaghi (1995) e indicados na Tabela 11. Os valores do ensaio foram obtidos no ensaio de uma placa quadrada com medida de 30cm e é indicado por k30. Para considerar o efeito de dimensão e forma deve-se corrigir conforme a correlação:

$$\text{Para argilas: } k_v = \left(\frac{30}{B}\right) \times k_{30} \quad (12)$$

Tabela 11 – Valores de k30 da Tabela de Terzaghi (kgf/cm³)

Argila	Rija	Muito rija	Dura
faixa de valores	1,6 - 3,2	3,2 - 6,4	> 6,4
valores propostos	2,4	4,8	9,6
Areia	Fofa	Med. Compact	Compacta
acima do NA	1,3	4,2	16
abaixo do NA	0,8	2,6	9,6

Fonte: Adaptada de (TERZAGHI, 1955)

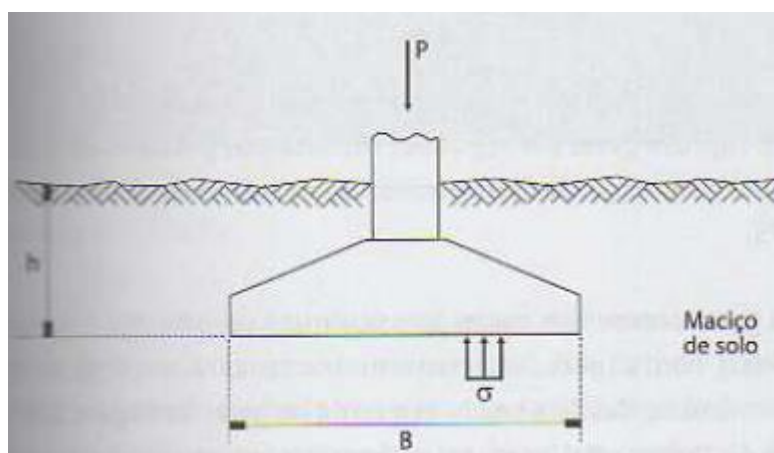
3.8 CAPACIDADE DE CARGA

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), ao considerar uma sapata de concreto armado com base retangular, largura B e comprimento L, com uma profundidade h em relação a superfície embutida no maciço de solo, a aplicação de uma força P, vertical de compressão, no topo as sapata gera a mobilização de tensões resistentes no maciço do solo, que no contato sapata-solo são normais à base da sapata, com valor médio de σ calculado conforme expressão:

$$\sigma = \frac{P}{B L} \quad (13)$$

Segundo o princípio de ação e reação, essa tensão é aplicada no solo pela sapata, sendo assim, o elemento isolado de fundação por sapata caracteriza um sistema sapata-solo, formado pelo elemento estrutural (sapata) e pelo elemento geotécnico (maciço de solo), como mostra a Figura 18:

Figura 18 – Sistema sapata-solo



Fonte: CINTRA, AOKI e ALBIERO (2011).

O surgimento de uma superfície potencial de ruptura no interior do maciço do solo surge a partir do aumento gradativo da força P (e da tensão σ) e na iminência da ruptura teremos a mobilização da resistência máxima do sistema que será denominado capacidade de carga do elemento de fundação por sapata e representada por σ_r .

Deste modo, a capacidade de carga do elemento de fundação (uma sapata suficientemente resistente como peça estrutural de concreto armado) é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida e apoiada.

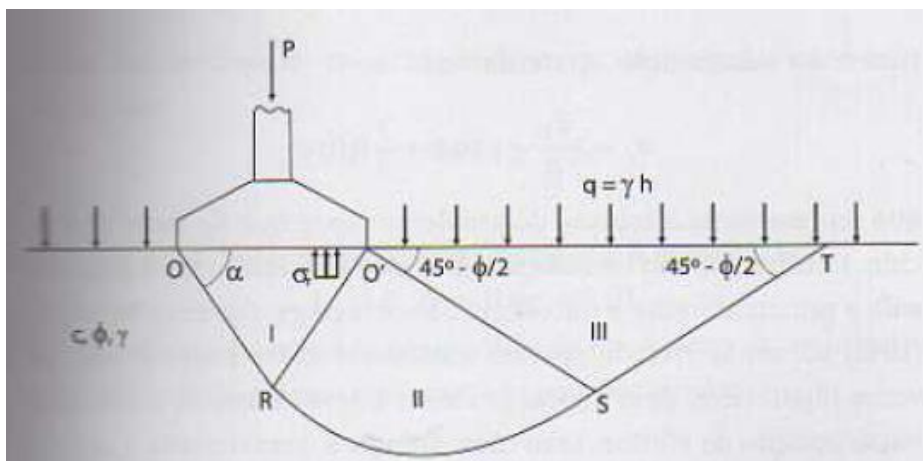
3.8.1 Cálculo de capacidade de carga segundo Terzaghi

Terzaghi (1943) considera, em seu livro, três hipóteses básicas para o desenvolvimento de uma teoria de capacidade de carga de um sistema sapata-solo.

- 1) Trata-se de uma sapata corrida, ou seja, seu comprimento L é consideravelmente maior que a sua largura B ($L \geq 5 B$), considerando assim o caso como bidimensional;
- 2) A profundidade de embutimento da sapata é inferior à largura da sapata ($h \leq B$), podendo assim desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo que está acima da cota de apoio da sapata, substituindo essa camada de espessura h e peso específico γ por uma sobrecarga $q = \gamma h$;
- 3) Considera-se rígido (pouco deformável) o maciço de solo sob a base da sapata, caracterizando o caso de ruptura geral.

Dessa forma, o problema pode ser esquematizado como mostra a Figura 19, na qual a superfície potencial de ruptura ORST composta pelos trechos retos OR e ST e por uma espiral logarítmica no trecho intermediário RS, formando três zonas distintas (I, II, III) no maciço do solo com coesão c , ângulo de atrito ϕ e peso específico γ . Por simetria, a superfície potencial de ruptura também pode se desenvolver para a esquerda, a partir do ponto O' . Nessa notação, a qual é diferente da vista na Mecânica dos Solos, γ é sempre o peso específico efetivo, enquanto c e ϕ geralmente representam os valores não drenados. Ainda na Figura 19, os segmentos de reta $O'S$ e ST tem uma inclinação de $45^\circ - \phi/2$ em relação à horizontal, enquanto os segmentos OR e $O'R$ fazem um ângulo α com a base da sapata, variando entre ϕ e $45^\circ + \phi/2$. Ademais, os valores de γ abaixo e acima da cota da base da sapata podem ser diferentes, apesar da utilização do mesmo símbolo.

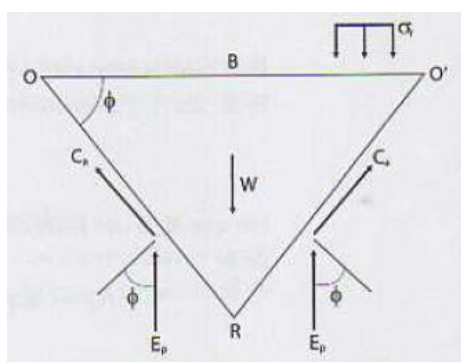
Figura 19 – Superfície potencial de ruptura



Fonte: TERZAGHI (1943) apud CINTRA, AOKI e ALBIERO (2011)

Na iminência da ruptura, em que a sapata aplica a tensão σ_r ao solo (princípio de ação e reação), é examinada a cunha de solo I com peso próprio W . Nas suas faces OR e $O'R$, atuam o empuxo passivo E_p e as forças de coesão Ca , conforme esquematizado na Figura 20, para o caso particular de $\alpha = \phi$.

Figura 20 – Cunha de solo sob a base da sapata



Fonte: TERZAGHI (1943) apud CINTRA, AOKI e ALBIERO (2011)

Do equilíbrio de forças verticais, para uma cunha de comprimento unitário, obtemos:

$$\sigma_r B + W - 2 E_p - 2 C a \sin \phi = 0 \quad (14)$$

com

$$C a = c \frac{B/2}{\cos \phi} \quad (15)$$

e

$$W = \frac{\gamma}{4} B^2 \operatorname{tg} \phi \quad (16)$$

fazendo a substituição encontramos:

$$\sigma_r = 2 \frac{E_p}{B} + c \operatorname{tg} \varphi - \frac{\gamma}{4} B \operatorname{tg} \varphi \quad (17)$$

Que representaria a solução do problema desde que E_p fosse conhecido. Entretanto, não há solução geral que leve em conta o peso do solo e principalmente a influência da sobrecarga. (Cintra, Aoki e Albiero, 2011)

Por esta razão, Terzaghi (1943) adotou a metodologia de considerar casos particulares, e até hipotéticos, para posteriormente proceder à generalização, através da superposição de efeitos. Essa metodologia e seus três casos particulares podem ser analisados na bibliografia de Cintra, Aoki e Albiero (2011)

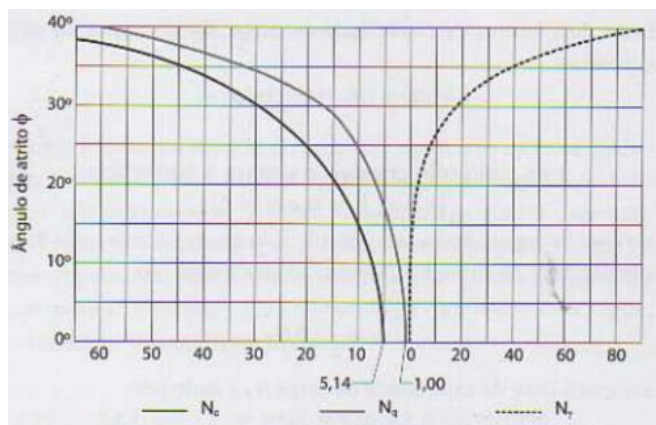
Ao realizar a superposição de efeitos dos três casos particulares, encontra-se uma equação aproximada para capacidade de carga do sistema sapata-solo:

$$\sigma_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (18)$$

No qual a primeira parcela representa as contribuições da coesão, a segunda parcela a sobrecarga e a última o peso específico. N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga adimensionais que dependem unicamente de φ , não havendo solução analítica para N_γ .

Na Figura 21 a seguir, são apresentados os gráficos de N_c , N_q e N_γ .

Figura 21 – Gráfico de fatores de capacidade de carga



Fonte: TERZAGHI e PECK (1967) apud CINTRA, AOKI e ALBIERO (2011)

A equação para cálculo de capacidade de carga de fundações em solos passíveis de ruptura geral é para sapatas corridas, portanto, para sapatas isoladas, no caso deste estudo, sapata quadrada de lado B , devemos utilizar a equação:

$$\sigma_r = 1,2cN_c + qN_q + \frac{1}{2} 0,8\gamma B N_\gamma \quad (19)$$

Posteriormente foram agrupadas as equações para as diferentes formas, resultando na equação a seguir:

$$\sigma_r = cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (20)$$

sendo, S_c , S_q e S_γ fatores de forma apresentados na Tabela 12:

Tabela 12 – Fatores de forma Terzaghi - Peck

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B = L)	1,2	1	0,8
Circular (B = diâmetro)	1,2	1	0,6

Fonte: TERZAGHI e PECK (1967) apud CINTRA, AOKI e ALBIERO (2011)

Cintra, Aoki e Albiero (2011) verificam que a capacidade de carga depende dos parâmetros do solo, das dimensões da base da sapata e do embutimento nela no maciço do solo, ou seja, não se deve considerar a capacidade de carga da sapata ou do solo e sim do sistema sapata-solo.

Para a ruptura por punção, Terzaghi (1943) propõe o uso das mesmas equações da ruptura geral, porém efetua uma redução empírica, conforme equações 20 e 21, nos parâmetros de resistência do solo (c e φ) pela impossibilidade de realizar um desenvolvimento teórico para capacidade de carga de solos fofos ou moles:

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (21)$$

e

$$\text{tg } \varphi^* = \frac{2}{3} \text{tg } \varphi \quad (22)$$

Substituindo os fatores de capacidade de carga para a ruptura por punção teremos a equação 23:

$$\sigma'_r = c^* N'_c S_c + q N'_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma S_\gamma \quad (23)$$

3.8.2 Proposição de Vesic

Vesic (1975) propõe duas substituições nos fatores da equação geral de capacidade de carga de Terzaghi, uma delas é que seja utilizado o fator de capacidade de carga N_γ de Caquot e Kérisel (1953) no qual Vesic calcula valores dos fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito, como pode ser visto na Tabela 13 e também Vesic propõe a utilização

para os fatores de forma de De Beer (1967, apud Vesic, 1975), pois é levado em conta a geometria da sapata e também o ângulo de atrito interno do solo, como pode ser visto na Tabela 14.

Tabela 13 – Fatores de capacidade de carga

ϕ°	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$	ϕ°	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Fonte: VESIC (1970) apud CINTRA, AOKI, ALBIERO (2011).

Tabela 14 – Fatores de forma

TAB. 2.3 Fatores de forma (De Beer, 1967, *apud* Vesic, 1975)

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi$	$1 - 0,4 (B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \operatorname{tg} \phi$	0,60

Fonte: VESIC (1970) apud CINTRA, AOKI, ALBIERO (2011).

3.9 COEFICIENTE DE MOLA NA ROTAÇÃO

De acordo com Mendes (2016) em um pórtico plano existem três graus de liberdade para cada apoio: deslocamentos verticais, horizontais e a rotação ou giro. Para o primeiro definem-se constantes de mola ou coeficientes de apoio elástico que irão descrever o comportamento da ISE nestas direções, já para a última que pode ocorrer na fundação pode-se definir uma mola de rotação ou coeficiente de rigidez à rotação ($K\theta$).

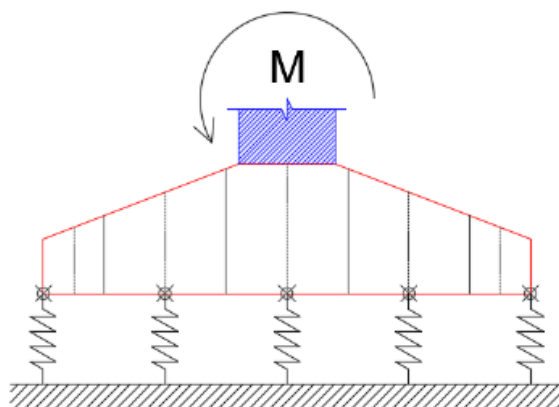
A correlação entre o momento fletor transferido da superestrutura para a fundação e o giro que ocorre neste ponto definem o coeficiente de rigidez à rotação:

$$M = K\theta \times \theta \leftrightarrow K\theta = \frac{M}{\theta} \quad (24)$$

É necessário modelar a fundação com suas dimensões reais para definir a rotação (θ) do ponto central da fundação.

Para sapatas, quando a preocupação é unicamente com os deslocamentos verticais, os coeficientes de apoio elástico podem ser definidos considerando a área de influência da mola como sendo a própria área da sapata. Dessa forma, o solo é considerado como uma única mola localizada no centro da sapata. Porém para avaliar a rigidez à rotação, o efeito do solo deve ser considerado em toda a sua área. Assim sendo, deve-se realizar uma discretização da sapata de modo que o solo seja modelado como um conjunto de molas situadas nos nós de encontro dos elementos da sapata. Ao fazer isso, o coeficiente de apoio elástico (k_v) deve ser definido para cada uma dessas molas considerando as áreas de influência dos pontos obtidos pela discretização da fundação. Quanto mais refinada for a malha discretizada, e conseqüentemente maior o número de molas inseridas, melhor é a aproximação solo, (Mendes, 2016). Na Figura 22 pode-se visualizar o procedimento para determinação da rigidez à rotação das sapatas.

Figura 22 - Procedimento para determinação da rigidez à rotação das sapatas



Fonte: (MENDES, 2016).

Para estimar os coeficientes de mola de cada sapata da estrutura, utiliza-se os valores de k_v e as dimensões da sapata. Os valores de K_z (coeficiente de mola vertical), K_{rx} (coeficiente de mola de rotação em X) e K_{ry} (coeficiente de mola de rotação em Y) são obtidos através das seguintes relações:

- 1) Coeficiente de mola (rigidez) à translação (recalque na direção z)

$$K_z = k_v \times A_{base} \quad (25)$$

- 2) Coeficiente de mola (rigidez) à rotação (giro em torno de X)

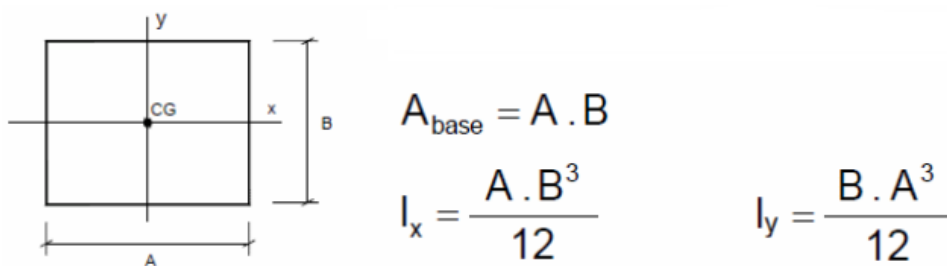
$$K_{rx} = k_v \times I_x \quad (26)$$

- 3) Coeficiente de mola (rigidez) à rotação (giro em torno de Y)

$$K_{ry} = k_v \times I_y \quad (27)$$

De acordo com as seguintes propriedades geométricas da base da sapata, ilustradas na Figura 23:

Figura 23 – Propriedades geométricas da base da sapata



Fonte: (Manual de Utilização SISEs - TQS, 2007).

4 RESULTADOS E DISSCUSSÕES

Neste capítulo serão aplicados os parâmetros do CEEG/UFSM nas equações de interação solo estruturas analisadas anteriormente, bem como os valores obtidos pelas correlações para a determinação do coeficiente de reação vertical do solo.

4.1 VALORES DE N_{SPT}

O valor mínimo, médio (calculado a partir da média aritmética dos valores de SPT) e máximo foram obtidos a partir dos ensaios realizados por Emmer (2004), como visto na Figura 17 e estão resumidos na Figura 24.

$$\begin{aligned} SPT_{MIN} &= 9 \\ SPT_{MED} &= 13 \\ SPT_{MAX} &= 18 \end{aligned}$$

4.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO

Os valores do módulo de elasticidade do solo foram calculados para valores mínimo, médio e máximo do SPT da camada superior do CEEG/UFSM.

A partir da equação 7:

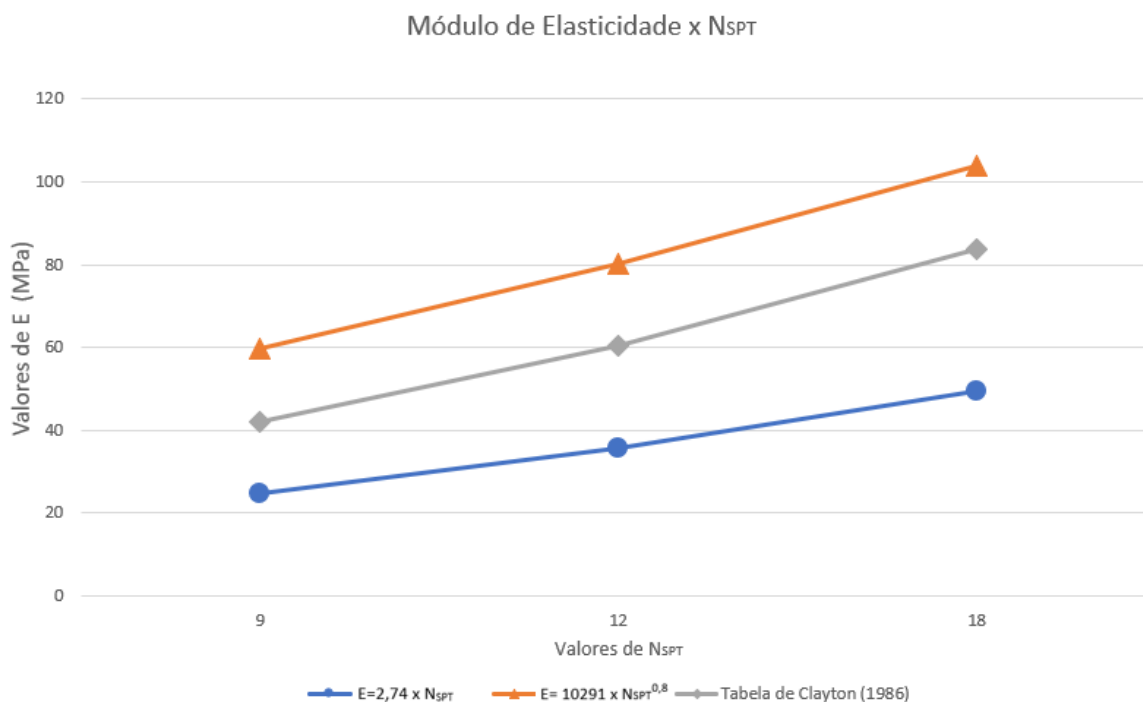
Valor de SPT	E (MPa)
9	24,66
13	35,62
18	49,32

Da equação 10, obtem-se:

Valor de SPT	E (kN/m ²)	E (MPa)
9	59683,13	59,68
13	80096,26	80,10
18	103914,36	103,91

Da relação da tabela 8, obtem-se:

Valor de SPT	E (MPa)
9	41,92
13	60,55
18	83,84

Figura 24 – Módulo de Elasticidade para valor mínimo, médio e máximo de N_{SPT} 

4.1 VALORES DE CRV

A seguir serão apresentados valores de k_v obtidos a partir dos diferentes métodos apresentados anteriormente.

4.1.1 Tipo de Solo

O tipo de solo do CEEG/UFSM (argila arenosa), se aproxima, a favor da segurança, com o solo descrito na tabela de valores propostos por Moraes (1976) como Argila molhada, com valor médio de $k_v = 2,5 \text{ kgf/cm}^3$.

4.1.2 Tensão admissível

Para o valor de $SPT_{\text{médio}}=13$, a tensão admissível do solo é de $2,6 \text{ kgf/cm}^2$. Na tabela de Safe, Morrison (1993) que associa a tensão admissível com o valor de k_v , tem-se $k_v = 5,2 \text{ kgf/cm}^3$.

4.1.3 Tipo de Solo – Tensão admissível

Com índice de resistência entre 11 e 19, obtém-se pelo Quadro 1 uma argila e siltes argilosos rijo, com isso, na Tabela 10, encontra-se a pressão básica de $0,2 \text{ MPa}$ ou $2,00 \text{ kgf/cm}^2$, que corresponde ao valor de $k_v = 4,00 \text{ kgf/cm}^3$.

4.1.4 Tabela de Terzaghi (Ensaio de Placa)

Sendo B (cm) o menor lado da sapata, considera-se uma sapata quadrada de 180x180cm assentada na superfície do terreno e $k_{30}=2,4 \text{ kgf/cm}^3$, valor proposto para argila rijas na tabela de Terzaghi (1955).

$$k_v = \left(\frac{30 \text{ cm}}{180 \text{ cm}} \right) \times 2,4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3} = 0,4 \text{ kgf/cm}^3$$

4.1.5 Ruptura Geral

A partir das características do solo do CEEG/UFMS, retiradas das tabelas 5 e 6 obtém-se $\Phi = 23^\circ$, $c = 30,7 \text{ kPa}$ e $\gamma = 18,99 \text{ kN/m}^3$.

Pelo método de Terzaghi e Peck (1967), conforme o gráfico de fatores de capacidade de carga da Figura 21, determina-se visualmente os valores de $N_c=17$, $N_q=9$ e $N_\gamma=7$. A relação N_q/N_c é igual a 0,47 e a $\tan\Phi = 0,42$. $B=1,8\text{m}$ e $q=0\text{m}$, pois a sapata está assentada na superfície. Considerando os fatores de forma de Terzaghi-Peck sugeridos na Tabela 12 para uma sapata quadrada, obtém-se a tensão de ruptura.

$$\begin{aligned} \sigma_r &= cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \\ &= 30,7 \text{ kPa} \times 17 \times 1,2 + \frac{1}{2} \times 18,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1,8 \text{ m} \times 7 \times 0,8 = 721,99 \text{ kPa} \\ &= 7,22 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

Realizando a redução empírica (fator de segurança igual a 3) proposta por Terzaghi, tem-se $\sigma'_r = 2,41 \text{ kgf/cm}^2$. Pela tabela 11, $k_v = 4,9 \text{ kgf/cm}^3$.

Pela proposição de Vesic (1975), a partir de $\Phi = 23$, tem-se a partir dos valores da tabela 15, temos $N_c=18,05$, $N_q=8,66$ e $N_\gamma=8,2$. Temos ainda, $N_q/N_c=0,47$ e $\tan\Phi = 0,42$. Os valores de c , γ , B e q são os mesmos usados anteriormente. Para este caso, considera-se os fatores de forma para sapata quadrada sugeridos por Vesic (1970), Tabela 14.

$$\begin{aligned} \sigma_r &= cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \\ &= 30,7 \text{ kPa} \times 18,05 \times (1 + 0,47) + \frac{1}{2} \times 18,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1,8 \text{ m} \times 8,2 \times 0,6 \\ &= 904,08 \text{ kPa} = 9,04 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

Realizando a redução empírica, temos $\sigma'_r = 3,01 \text{ kgf/cm}^2$. A partir da Tabela 11, é obtido o valor de $k_v = 6,1 \text{ kgf/cm}^3$.

4.1.6 Ruptura por Puncionamento

Se considerada a ruptura do solo por puncionamento, são utilizados os seguintes parâmetros: $c^*=20,47$ e $\tan\Phi^*=0,28$. Para Terzaghi e Peck (1967), $k_v = 3,10 \text{ kgf/cm}^3$ e para a proposição de Vesic (1795), assim, $k_v = 3,37 \text{ kgf/cm}^3$.

4.1.7 Resumo dos valores de k_v

O valor de k_v obtido a partir da tabela de Terzaghi (Ensaio de Placa) ficou significativamente mais baixo que os valores determinados pelos outros métodos. O resumo dos valores de k_v estão apresentados na Tabela 15 e podem ser visualizados na Figura 25:

Tabela 15 – Resumo dos valores de k_v

Valores de k_v para os diferentes métodos de obtenção	
Tipo de Solo	
$k_v =$	2,50 kgf/cm ³
SPT-TENSÃO ADMISSIVEL	
$k_v =$	5,20 kgf/cm ³
Tipo de Solo - Tensão admissivel	
$k_v =$	4,00 kgf/cm ³
Tabela de Terzaghi (Ensaio de Placa)	
$k_v =$	0,40 kgf/cm ³
Ruptura geral e por puncionamento - Terzaghi	
$k_{v\text{geral}} =$	4,90 kgf/cm ³
$k_{v\text{puncionamento}} =$	3,10 kgf/cm ³
Ruptura geral e por puncionamento - Vesic	
$k_{v\text{geral}} =$	6,10 kgf/cm ³
$k_{v\text{puncionamento}} =$	3,37 kgf/cm ³

Figura 25 – Resumo dos valores de k_v 

4.2 COEFICIENTE DE MOLA NA ROTAÇÃO

Para uma sapata quadrada de dimensões 1,8m x 1,8m obtém-se os seguintes resultados:

$$A_{base} = 32400 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 0,87 \text{ m}^4 = 8,75 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 0,87 \text{ m}^4 = 8,75 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Para os diferentes valores de k_v , obtidos a partir dos diferentes métodos apresentados, foram calculados os coeficientes de rotação da mola, considerando uma sapata de 1,8m x 1,8m, apresentados na tabela 16:

Tabela 16 – Coeficientes de mola

Utilizando o k_v - "Tipo de Solo"			
$k_v =$	2,50 kgf/cm ³	$K_z =$	081000 kgf/cm
		$K_{rx} =$	2,19E+08 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	2,19E+08 kgf.cm/rad
Utilizando o k_v "SPT-TENSÃO ADMISSÍVEL"			
$k_v =$	5,30 kgf/cm ³	$K_z =$	171720 kgf/cm
		$K_{rx} =$	4,64E+08 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	4,64E+08 kgf.cm/rad
Utilizando o k_v " Tipo de Solo - Tensao admissível"			
$k_v =$	4,00 kgf/cm ³	$K_z =$	129600 kgf/cm
		$K_{rx} =$	3,50E+08 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	3,50E+08 kgf.cm/rad
Utilizando o k_v da Tabela de Terzaghi (Ensaio de Placa)			
$k_v =$	0,40 kgf/cm ³	$K_z =$	012960 kgf/cm
		$K_{rx} =$	3,50E+07 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	3,50E+07 kgf.cm/rad
Utilizando o k_v de ruptura geral - Vesic			
$k_v =$	6,10 kgf/cm ³	$K_z =$	197640 kgf/cm
		$K_{rx} =$	5,34E+08 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	5,34E+08 kgf.cm/rad
Utilizando o k_v de ruptura por punção - Vesic			
$k_v =$	3,37 kgf/cm ³	$K_z =$	109188 kgf/cm
		$K_{rx} =$	2,95E+08 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	2,95E+08 kgf.cm/rad
Utilizando o k_v de ruptura geral - Terzaghi			
$k_v =$	4,90 kgf/cm ³	$K_z =$	158760 kgf/cm
		$K_{rx} =$	4,29E+08 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	4,29E+08 kgf.cm/rad
Utilizando o k_v de ruptura por punção - Terzaghi			
$k_v =$	3,10 kgf/cm ³	$K_z =$	100440 kgf/cm
		$K_{rx} =$	2,71E+08 kgf.cm/rad
		$k_{ry} =$	2,71E+08 kgf.cm/rad

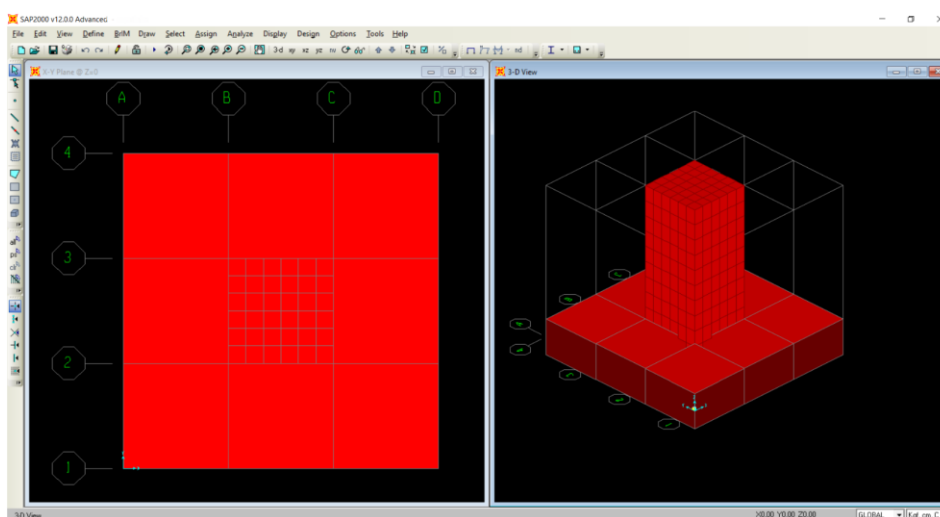
4.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA EM UMA SAPATA QUADRADA

Para os diferentes valores de k_v encontrados para o solo do CEEG/UFSM, foram realizadas simulações numéricas no software SAP2000 para obter os deslocamentos do solo ocorridas no centro e borda da base de uma sapata quadrada de 1,8m de lado. Para um mesmo valor de k_v foram aplicadas cargas axiais de 5, 15, 25, 50, 100 e 200 tf.

Para a simulação, foi considerada uma sapata quadrada de dimensões 1,8mx1,8m com altura de 0,35m, desta forma a estrutura é considerada uma sapata flexível. Observa-se que a altura da sapata de 0,35 m faz com a que a mesma se comporte de maneira flexível, se a altura fosse estipulada em 0,40 m, a sapata seria considerada rígida.

Para a aplicação das cargas, foi considerado um pilar de 0,6m x 0,6m com 1,15m de altura. A carga vertical foi dividida pelo número de nós para que houvesse cargas pontuais em cada um dos nós do pilar. Por exemplo: 5000kgf foi dividido por 49 (49 nós) e o valor dessa divisão que foi inserido no software SAP2000.

Figura 26 – Sapata quadrada no SAP2000.



4.3.1 Deslocamentos

Os valores de deslocamentos encontrados no software SAP2000, no centro e na borda da sapata, a partir dos diferentes valores de cargas aplicadas estão na Tabela 17.

Tabela 17 – Valores de deslocamentos obtidos

CARGA APLICADA	Kv=0,40kgf/cm ³		Kv=2,50kgf/cm ³		Kv=3,10kgf/cm ³	
	CENTRO	BORDA	CENTRO	BORDA	CENTRO	BORDA
005.000kgf	0,3866cm	0,3847cm	0,0626cm	0,0606cm	0,0506cm	0,0487cm
015.000kgf	1,1599cm	1,1541cm	0,1916cm	0,1855cm	0,1518cm	0,1461cm
025.000kgf	1,9331cm	1,9235cm	0,3167cm	0,3068cm	0,2530cm	0,2435cm
050.000kgf	3,8662cm	3,8471cm	0,6296cm	0,6099cm	0,5060cm	0,4869cm
100.000kgf	7,7324cm	7,6941cm	1,2554cm	1,2160cm	1,0119cm	0,9738cm
200.000kgf	15,4649cm	15,3883cm	2,5069cm	2,4283cm	2,0239cm	1,9477cm
CARGA APLICADA	Kv=3,37kgf/cm ³		Kv=4,00kgf/cm ³		Kv=4,90kgf/cm ³	
	CENTRO	BORDA	CENTRO	BORDA	CENTRO	BORDA
005.000kgf	0,0466cm	0,0447cm	0,0394cm	0,0375cm	0,0323cm	0,0304cm
015.000kgf	0,1398cm	0,1341cm	0,1182cm	0,1125cm	0,0969cm	0,0912cm
025.000kgf	0,2330cm	0,2235cm	0,1970cm	0,1875cm	0,1615cm	0,1520cm
050.000kgf	0,4679cm	0,4488cm	0,3939cm	0,3749cm	0,3231cm	0,3041cm
100.000kgf	0,9320cm	0,8939cm	0,7879cm	0,7499cm	0,6461cm	0,6082cm
200.000kgf	1,8643cm	1,7882cm	1,5758cm	1,4997cm	1,2923cm	1,2164cm
CARGA APLICADA	Kv=5,20kgf/cm ³		Kv=6,10kgf/cm ³			
	CENTRO	BORDA	CENTRO	BORDA		
005.000kgf	0,0305cm	0,0286cm	0,0261cm	0,0242cm		
015.000kgf	0,0915cm	0,0858cm	0,0783cm	0,0726cm		
025.000kgf	0,1524cm	0,1430cm	0,1305cm	0,1211cm		
050.000kgf	0,3049cm	0,2859cm	0,2611cm	0,2422cm		
100.000kgf	0,6098cm	0,5719cm	0,5222cm	0,4843cm		
200.000kgf	1,2196cm	1,1437cm	1,0444cm	0,9687cm		

Na Figura 27 pode ser visto o gráfico carga x deslocamento no centro da sapata para todos os valores de k_v e na Figura 28 é excluído o valor de $k_v=0,4$ para uma melhor visualização do gráfico, pois este valor ficou consideravelmente abaixo dos outros. Da mesma forma, nas figuras 29 e 30 podem ser vistas as deslocamento na borda da sapata.

Figura 27 – Gráfico carga x deslocamento no centro da sapata para todos os valores de k_v

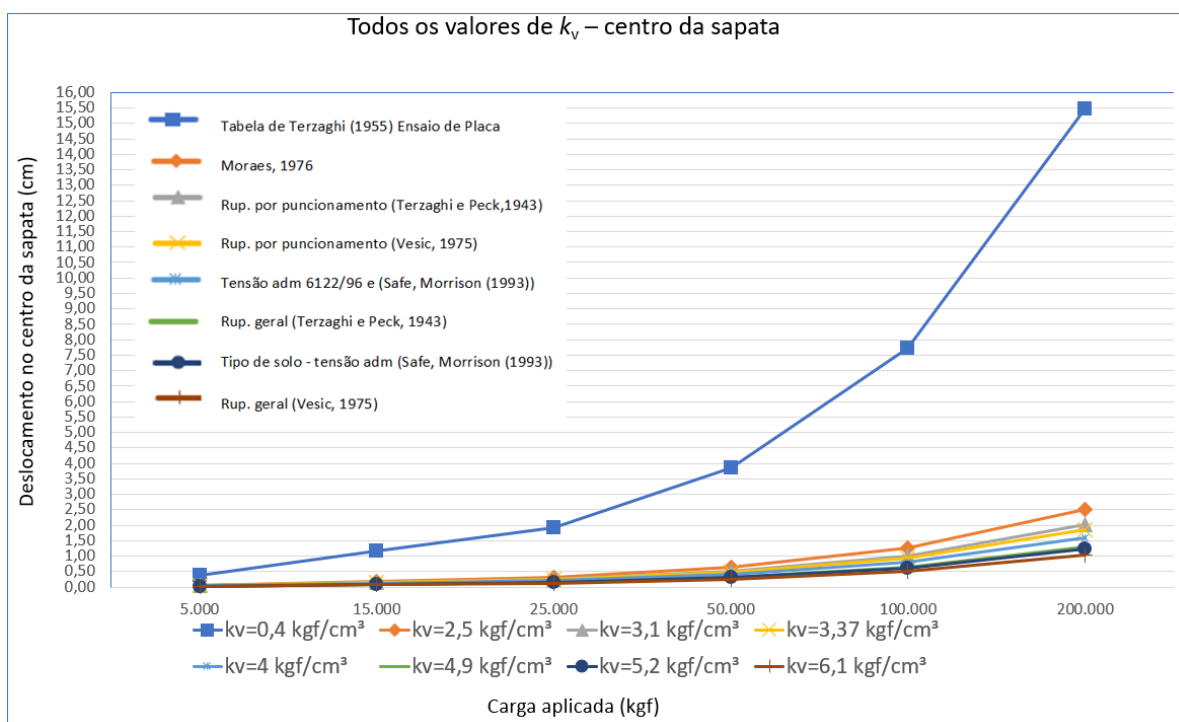
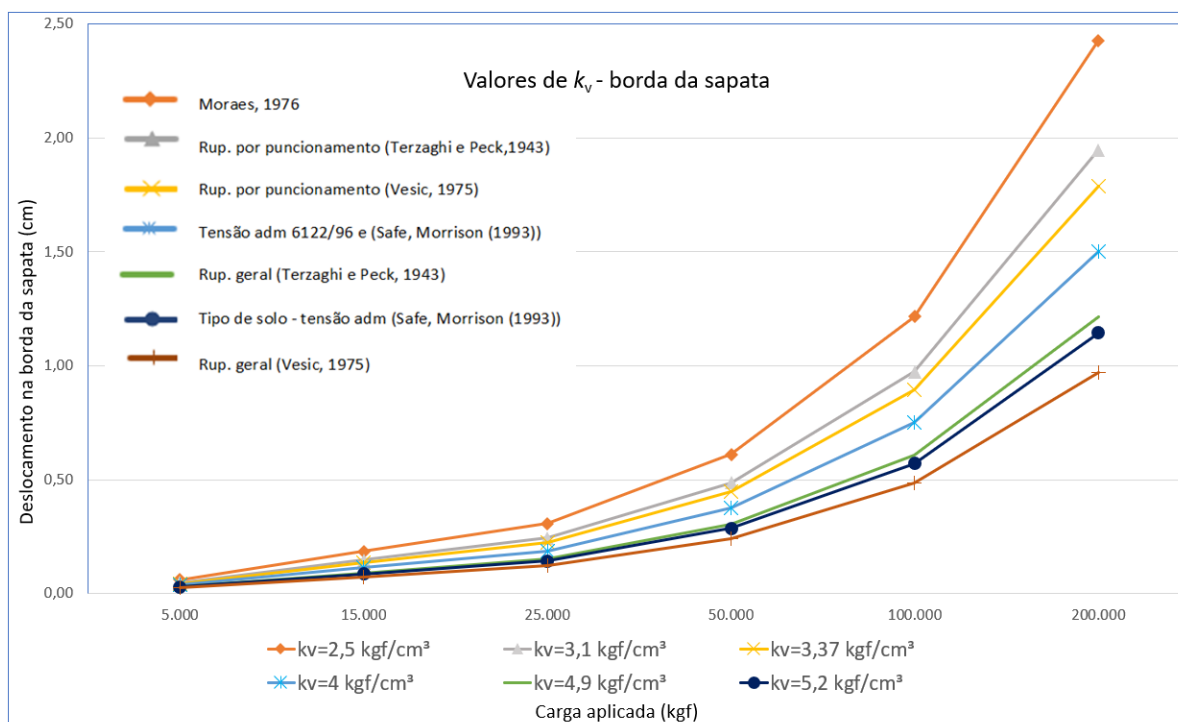


Figura 30 – Gráfico Carga x Deslocamento na borda da sapata



É possível observar que para o menor valor de k_v , maiores os deslocamentos, da mesma forma que para os maiores valores de k_v , tem-se os menores deslocamentos, comportamento já esperado.

A partir desta tabela é possível observar que as variações de deslocamentos entre o centro e a borda da sapata são menores para baixos valores de k_v e maiores à medida que o valor de k_v aumenta. Na tabela 18, estão expressas estas diferenças em porcentagens. Para $k_v = 0,4$, a diferença entre a deformação no centro e na borda é de 0,5% e para $k_v = 6,1$ esta porcentagem é de aproximadamente 7,8%. Isso justifica-se, pois segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) a ruptura geral ocorre para solos mais resistentes (menos deformáveis), ou seja, maiores valores de k_v . Neste caso, a ruptura leva ao tombamento e à formação de uma considerável protuberância na superfície do terreno. Já a ruptura por punção, que ocorre em solos mais deformáveis (menos resistentes), portanto menores valores de k_v , teremos a penetração cada vez maior da sapata, de forma uniforme, pois ocorre a compressão do solo subjacente.

Tabela 18 – Porcentagem da variação de deformação entre centro e borda da sapata

	Kv=0,40kgf/cm ³	Kv=2,50kgf/cm ³	Kv=3,10kgf/cm ³	Kv=3,37kgf/cm ³	Kv=4,00kgf/cm ³	Kv=4,90kgf/cm ³	Kv=5,20kgf/cm ³	Kv=6,10kgf/cm ³
005.000kgf	0,49%	3,30%	3,90%	4,25%	5,07%	6,25%	6,64%	7,85%
015.000kgf	0,50%	3,29%	3,90%	4,25%	5,07%	6,25%	6,64%	7,85%
025.000kgf	0,50%	3,23%	3,90%	4,25%	5,07%	6,25%	6,57%	7,76%
050.000kgf	0,50%	3,23%	3,92%	4,26%	5,07%	6,25%	6,65%	7,80%
100.000kgf	0,50%	3,24%	3,91%	4,26%	5,07%	6,23%	6,63%	7,83%
200.000kgf	0,50%	3,24%	3,91%	4,26%	5,07%	6,24%	6,64%	7,81%

5 CONCLUSÃO

O trabalho apresentado obteve, para um mesmo solo, diferentes valores de k_v calculados a partir da literatura e simulou, para uma sapata quadrada hipotética, diferentes incrementos de cargas para os k_v obtidos para analisar os deslocamentos no centro e borda da estrutura.

Para o mesmo local, foi obtido o valor de k_v através de valores padronizados, como os propostos por Moraes (1976) e Terzaghi (1955). Também foi obtido a partir da tabela de Safe, Morrison (1933), a qual correlaciona a tensão admissível com o valor de k_v . O valor de tensão admissível foi calculado pelo tipo de solo, por Terzaghi e Peck (1967) e Vesic (1975). Houve grande variação do valor de k_v obtido e não há na literatura consenso de qual o método mais adequado para a utilização, sendo este um possível problema na consideração da ISE.

Os parâmetros do solo utilizados para a obtenção de k_v foram os obtidos por Emmer (2004) na implementação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM. O CEEG/UFSM apresenta duas camadas distintas, sendo a superior uma argila arenosa de consistência média a rija com valor de N_{SPT} médio de 13 golpes.

Foi estimado o módulo de elasticidade do solo por diferentes métodos e o coeficiente de mola na rotação para a sapata hipotética

Para uma mesma sapata quadrada, foram aplicados, no software SAP2000, incrementos de carga, no qual pode-se observar a variação dos deslocamentos para os diferentes valores de k_v encontrados através da literatura. O comportamento foi conforme o esperado, pois para os maiores valores de k_v , obteve-se os menores deslocamentos, devido a rigidez considerada ser maior. Observou-se também que para o menor valor de k_v , a porcentagem de variação dos deslocamentos entre o centro e a borda da sapata foram maiores devido a compressão uniforme do solo adjacente devido ao efeito do punção. Já para os maiores de k_v , a porcentagem de variação dos deslocamentos entre esses dois locais foi menor, pois para solos mais resistentes há tendência de ocorrer ruptura geral.

REFERÊNCIAS

ALEXANDRE JÚNIOR, Mário César. **Coeficientes de recalque horizontal e vertical do solo.** [S.L.], 2012. Disponível em <<http://faq.altoqi.com.br/content/174/1045/pt-br/coeficientes-de-recalque-horizontal-e-vertical-do-solo.html>>

ANTONIAZZI, J.P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais.** Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2011.

ARCENO, M. F. **Dimensionamento estrutural de sapatas e blocos de coroamento.** Trabalho de Conclusão de Curso. Florianópolis,

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 1996

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2010

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação.** Rio de Janeiro, 1984

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 – Solo – Sonsagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2001

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603 – Sondagem a trado - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2015

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604 – Ambertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2016

BARROS SARTORI. M. da G. **O Clima de Santa Maria: do regional ao urbano.** 1979. Dissertação (Mestrado em Geografia) - USP, São Paulo, 1979

BASTOS, P.S. **Sapatas de fundação.** Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto III da Faculdade de Engenharia da UNESP, Bauru, 2019

BURLAND, J.B. et. al. **Behavior of Foundations and Structures.** Proc. Of IX Internacioal Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. Toquio, 1977

CABRAL, F. E. S. **Análise da estabilidade e da interação solo-estrutura aplicada a estacas de um píer.** Trabalho de Conclusão de Curso – UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N; ALBIERO, J. H. **Tensões admissíveis em fundações diretas**. Editora Rima. São Carlos, 142p, 2003.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011

CHAMECKI, S. Calcul des tassements progressifs des foundations em tenant compte de l'interaction des structures et du sol. In: **Annales de l'ITBTP**, n261, 1969

DA SILVA, E, L. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 1998.

EMMER, R. **Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotecnica da UFSM**. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFSM, Santa Maria, 2004.

GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J. A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura**. In. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, PR, AMBS, **Anais...v. 1**, p. 68-74, 1994.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Contribuição à pratica de fundações: a experiência do Recife**. Tese para concurso de professor Titular. Escola de Engenharia de Pernambuco, UFPE, 1995

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo – estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação de mestrado da EESC da USP, São Carlos, SP, 2000.

LOPES, F.R; GUSMÃO, A.D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. In: EUROPEAN CONFERENCE OF SOILD MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Firenze, 1991. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema, v. 2, p.505-9, 1991.

MACIEL FILHO, C. L. et al. **Mapa geológico da folha de Camobi**. Texto Explicativo. Santa Maria: Imprensa Universitária/UFSM, 1988. mapa n. 1, 10p.

MEYERHOF, G.G. **Some recente foundation research and its application to design**. The Structural Engineering, v.31, p. 151-167. Londres, 1953

MORAES, M. C. **Estruturas de Fundações**. São Paulo: MCCRAW-HILL, 1976

MORRISON, N. **Interaccion suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler**. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimental na região de Santa Maria**. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2006.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações 2ed.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

TERZAGHI, K. V. **Theoretical soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice.** New York: John Wiley & Sons, 1948

MENDES, J. M. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura.** Trabalho de Conclusão de Curso. UFSC, Florianópolis, 2016

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. **Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2011

<http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/doc_details/100-sises-manual-teorico>. Acessado em 28/03/2019 as 22:50

<<http://faq.altoqi.com.br/content/174/1755/pt-br/exemplo-de-obten%C3%A7%C3%A3o-dos-coeficientes-de-mola-em-sapatas.html>>. Acessado em 04/04/2019 as 21:00