

UNIVERSIDADE FEDERAL FLUMINENSE
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ANTÔNIO MIGUEL DA SILVA JUNIOR

METODOLOGIA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER.

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO I

Niterói

2021

ANTÔNIO MIGUEL DA SILVA JUNIOR

METODOLOGIA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER.

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO I

Projeto de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para conclusão do curso.

Orientadores:

Prof.^a Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D. Sc.

Prof.^o Rubenei Novais de Souza, D. Sc.

Niterói

2021

Ficha catalográfica automática – SDC/BEE
Gerada com informações fornecidas pelo autor

S586m Silva júnior, Antônio Miguel Da

METODOLOGIA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER. /
Antônio Miguel da Silva júnior; Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro,
orientadora; Rubenei Novais de Souza, orientador. Niterói, 2021.
85f.: il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) –
Universidade Federal Fluminense, Escola de Engenharia, Niterói, 2021.

1. Análise solo-estrutura. 2. Radier. 3. Vigas sobre base elástica. 4.
Dimensionamento de radier. 5. Produção intelectual. I. Perlingeiro,
Mayra Soares Pereira Lima, orientadora. II. Souza, Rubenei Novais,
orientador. III. Universidade Federal Fluminense. Escola de Engenharia.
IV. Título.

CDD -

Bibliotecário responsável: Débora do Nascimento – CRB7/6368

ANTÔNIO MIGUEL DA SILVA JUNIOR

METODOLOGIA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER.

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, como requisito parcial para conclusão do curso.

Aprovada em _____ de _____ de 2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof.^a Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D. Sc.

Prof.^o Rubenei Novais de Souza, D. Sc.

Prof.^o Bruno Teixeira Lima, D. Sc.

Prof.^o Mauricio dos Santos Sgarbi Goulart, M. Sc.

Niterói

2021

DEDICATÓRIA

Aos meus queridos pais, Antônio e Maria, a minha irmã Mônica e a todos os amigos e familiares, que me apoiaram durante esses anos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus queridos pais, Antônio e Maria, à minha irmã Mônica e à toda minha família por todo carinho, amor e suporte nos momentos mais difíceis ao longo desses anos.

À minha namorada Pilar, por todo o incentivo para a conclusão deste trabalho.

Aos professores Rubenei Novais e Mayra Perlingeiro, pela orientação e apoio no desenvolvimento deste trabalho, assim como as boas conversas após as aulas.

A todos os professores da UFF que me forneceram o conhecimento necessário para chegar até aqui.

À senhora Marli da Penha, que além de locadora, se tornou uma grande amiga, fazendo a distância de casa ser menos dolorosa.

A todos os meus amigos dentro e fora da UFF, que tornaram o meu dia a dia mais leve.

RESUMO

A adoção de fundação em radier flexível representa, em certos casos, a solução mais econômica para diversas combinações de carregamento e características de resistência e deformabilidade do subsolo. Não obstante, a sua utilização é relativamente rara, em parte devido à suposta dificuldade do dimensionamento estrutural da placa em face da influência da sua interação com solo, isto é, dos seus recalques, na magnitude dos esforços internos resultantes, principalmente dos momentos fletores. Neste contexto, tendo em vista orientar a atuação de engenheiros projetistas geotécnicos e estruturais, baseado em uma revisão bibliográfica sobre os conceitos fundamentais, propõe-se um roteiro para elaboração de projeto de fundações em radier, utilizando metodologia de fácil aplicação e ferramentas computacionais acessíveis. São mostrados como obter os parâmetros geotécnicos e os principais métodos de análise aplicáveis em projeto de fundações em radier, considerando a interação solo-estrutura. Desenvolve-se um estudo de caso contemplando o dimensionamento da fundação em radier flexível de um prédio já executado de 19 pavimentos apoiado em subsolo arenoso a partir do roteiro proposto. Conclui-se a importância relevante da análise desse tipo de estrutura por meio da interação solo-estrutura.

Palavras-chave: radier, solo-estrutura, viga sobre base elástica, dimensionamento de radier.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1- Radier liso.....	15
Figura 2.2- Radier com pedestais.....	16
Figura 2.3 - Radier nervurado	16
Figura 2.4 - Radier em caixão.....	16
Figura 2.5 - Espaçamento entre pilares	17
Figura 3.1 - Tensões de contato e solicitações em uma fundação.....	18
Figura 3.2- Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo por meio de molas discretas.....	29
Figura 3.3- Bulbo de pressões para placas retangulares.....	30
Figura 4.1 - Tensões de contato em um radier por critérios estáticos	31
Figura 4.2 Elementos de viga nos dois sentidos	32
Figura 4.3 - Diferentes estratégias de modelagem pelo MEF	32
Figura 5.1 – Estado de tensões do ensaio triaxial	20
Figura 5.2 – Curva típica ensaio triaxial	20
Figura 5.3- Curva típica do ensaio de placa.....	21
Figura 5.4 – Zona de influência de cargas concentradas em placas flexíveis	24
Figura 5.5- Diferentes bulbos de tensões	24
Figura 6.1- Divisão do radier em sapatas virtuais.....	33
Figura 6.2 - Vigas na direção X e Y	34
Figura 7.1- Planta de locação da fundação	35
Figura 7.2 - Locação dos furos de sondagem	36
Figura 7.3 - Divisão do radier em sapatas virtuais.....	37
Figura 7.4 - Sapata virtual do pilar P7	38
Figura 7.5 - Ábaco para o fator de forma I_s	39
Figura 7.6 - Sapata virtual do pilar P14	39
Figura 7.7- Ábaco para fator de forma I_s	40
Figura 7.8 - Faixa A (direção X).....	41
Figura 7.9 - Modelo de vigas sobre base elástica da Faixa A	41
Figura 7.10 - Modelo de viga com método estático.....	42
Figura 7.11 - Diagrama de momentos fletores da Faixa A.	42
Figura 7.12 - Diagrama de forças cortantes da Faixa A.	43
Figura 7.13 – Deslocamentos verticais da Faixa A	43
Figura 7.14 - Limites de distorções angulares.....	45
Figura 7.15 - Faixa B (direção Y).....	46
Figura 7.16 – Modelo de vigas sobre base elástica da Faixa B	47
Figura 7.17 – Modelo do método estático da Faixa B.....	47
Figura 7.18 - Diagrama de momentos fletores da Faixa B	48
Figura 7.19 - Diagrama de força cortante da Faixa B.....	48
Figura 7.20 – Deslocamentos verticais da Faixa B	49
Figura 7.21 - Faixa C (direção X).....	51
Figura 7.22- Modelo de vigas sobre base elástica da Faixa C	52
Figura 7.23- Modelo método estático da Faixa C	52
Figura 7.24- Diagrama de momentos fletores da Faixa C	53

Figura 7.25 – Diagrama de força cortante da Faixa C.....	53
Figura 7.26 - Deslocamentos verticais da Faixa C.....	54
Figura 7.27 - Comparação de momentos fletores da Faixa C com diferentes alturas	56
Figura 7.28 - Comparação de deslocamentos verticais da Faixa C com diferentes alturas	57
Figura 7.29- Faixa D (direção Y).....	58
Figura 7.30 - Modelo de vigas sobre base elástica Faixa D.....	58
Figura 7.31 - Método estático da Faixa D.....	59
Figura 7.32 - Momentos fletores Faixa D	59
Figura 7.33 - Forças cortantes Faixa D.....	60
Figura 7.34 - Deslocamentos verticais faixa D	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 – Fatores de forma Is	22
Tabela 7.1 - Cálculo carregamento linear da Faixa A.....	42
Tabela 7.2- Resumo de esforços máximos da Faixa A.....	44
Tabela 7.3 - Resumo de deslocamentos verticais da Faixa A (Unidade: cm).....	44
Tabela 7.4 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa A	45
Tabela 7.5 - Cálculo do carregamento linear da Faixa B	47
Tabela 7.6 - Resumo de esforços da Faixa B	49
Tabela 7.7 - Resumo de deslocamentos verticais da Faixa B. (Unidade: cm)	50
Tabela 7.8 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa B	50
Tabela 7.9 - Cálculo carregamento linear - Faixa C	52
Tabela 7.10 - Resumo de esforços máximos da Faixa C.	54
Tabela 7.11 - Resumo de deslocamentos verticais da Faixa C.....	55
Tabela 7.12 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa C	55
Tabela 7.13 - Resumo dos esforços máximos da Faixa C com diferentes alturas.....	57
Tabela 7.14 - Resumo de deslocamentos da Faixa C com diferentes alturas.....	57
Tabela 7.15 - Cálculo carregamento linear - Faixa C	59
Tabela 7.16 - Resumo de esforços na Faixa D.....	61
Tabela 7.17 - Resumo de deslocamentos verticais	61
Tabela 7.18 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa D	62
Tabela A.0.1 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 01	67
Tabela A.0.2 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 02	68
Tabela A.0.3 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 03	68
Tabela A.0.4- Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 04	69
Tabela A.0.5 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 05	70
Tabela A.0.6 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP – 06.....	71
Tabela A.0.7 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 07	72
Tabela A.0.8 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 08	73
Tabela B.0.1 - Mapa de cargas	74

Sumário

1	INTRODUÇÃO	13
2	FUNDAÇÃO DO TIPO RADIER	15
2.1	CLASSIFICAÇÃO	15
3	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	18
3.1	COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL	19
3.2	MODELOS DE ANÁLISE	26
3.2.1	HIPÓTESE DE WINKLER	28
3.2.2	SEMIESPAÇO ELÁSTICO	29
4	MÉTODOS DE CÁLCULO DOS ESFORÇOS INTERNOS	31
4.1	MÉTODO ESTÁTICO	31
4.2	MÉTODO DO SISTEMA DE VIGAS SOBRE BASE ELÁTICA	32
4.3	MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS	32
5	DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DO SISTEMA FUNDAÇÃO-SOLO	Erro!
	Indicador não definido.	
5.1	ENSAIO TRIAXIAL	19
5.2	ENSAIO DE PLACA	21
5.3	DETERMINAÇÃO A PARTIR DO RECALQUE PREVISTO PARA A FUNDAÇÃO REAL	27
5.4	VALORES REFERENCIAIS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL	27
6	ROTEIRO SUGERIDO PARA A ELABORAÇÃO DE PROJETO	33
6.1	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS DO SOLO	33
6.2	DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL	33
6.3	DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES, DA TENSÃO DE REAÇÃO NO SOLO E DOS ESFORÇOS INTERNOS NO RADIER	34
7	ESTUDO DE CASO	35
7.1	DADOS DO PROJETO	35
7.2	ANÁLISE DO RADIER	36

8	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	63
9	CONCLUSÕES	65
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	66
	APÊNDICE A	67
	APÊNDICE B	74
	ANEXO A	75

1 INTRODUÇÃO

As fundações do tipo ‘radier’ encontram algumas barreiras na sua utilização, sendo a fase de projeto uma dessas barreiras. Apesar de vários estudos sobre o tema, ainda não há uma metodologia de cálculo padronizada e difundida no meio técnico. Isso faz com que projetistas tenham a falsa ideia de que se trata de uma solução complexa a ser empregada.

A aparente complexidade da elaboração de um projeto de fundações do tipo ‘radier’ está relacionada, principalmente, à influência potencialmente determinante da interação solo-estrutura na mobilização da resistência do maciço e nos recalques da fundação e à relativa dificuldade de sua determinação. Diversos autores, como Velloso e Lopes (2010), apresentam conceitos da interação solo-estrutura mostrando que toda fundação, ao ser solicitada por carregamento vertical, sofre deslocamentos verticais que não dependem apenas de características da estrutura ou do solo isoladamente, mas sim, da rigidez do conjunto fundação-solo. Por isso, que tanto a rigidez intrínseca do solo quanto a rigidez estrutural da fundação devem ser consideradas na definição dos parâmetros necessários para a modelagem do sistema solo-estrutura representativo. Outros autores, como Ribeiro (2010) e Dória (2007) apresentam em seus trabalhos diferentes estratégias de modelagem para o sistema solo-estrutura, comparando os diferentes métodos.

Neste contexto, pode ser observado que há material disponível sobre o tema para consulta na bibliografia técnica. Porém, resente-se a falta de uma padronização a ser seguida pelo projetista. Por meio de uma revisão bibliográfica, este trabalho tem como objetivo apresentar o embasamento teórico necessário para a elaboração de projetos de fundações do tipo “radier”, mostrando ao projetista os conceitos sobre interação solo-estrutura e os diferentes métodos de obtenção dos parâmetros necessários para a modelagem do sistema; métodos de cálculo dos esforços internos e, por fim, propor um roteiro para a elaboração de projetos correntes mais presentes no dia a dia de um projetista. Ressalta-se que para obras “especiais”, o projetista deve avaliar qual a ferramenta computacional e estratégia de aquisição de dados geotécnicos e de modelagem deverão ser utilizadas.

Por fim, é apresentado um estudo de caso para serem feitos a análise e o dimensionamento do radier, utilizando o roteiro proposto e comparando os esforços obtidos em diferentes tipos de modelo.

O presente trabalho está dividido em seis capítulos. O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre conceitos necessários para o entendimento do estudo de caso e aplicação do roteiro proposto, são apresentados neste capítulo, definição e classificação das fundações do tipo radier quanto a sua geometria e rigidez, o conceito sobre interação solo-estrutura e apresenta diferentes métodos para obtenção dos parâmetros necessários para a modelagem do projeto assim como duas formas que podem ser utilizadas para a representação do solo, aborda diferentes métodos de cálculo para a obtenção das solicitações do radier, mostrando ao leitor diferentes métodos, onde podem ser empregadas diferentes ferramentas para a resolução do modelo, assim como recomendações sobre a forma como a estrutura deve ser modelada. O capítulo 3 apresenta um roteiro sugerido para a elaboração de projetos, sendo indicado para

obras correntes. No caso de obras especiais, o projetista deve avaliar qual estratégia de solução adotar. O capítulo 4 apresenta o estudo de caso, o qual seguiu o roteiro proposto no capítulo 3. São apresentados os dados da superestrutura e da fundação da edificação, assim como a análise estrutural do radier. O capítulo 5 apresenta conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo, apresentam-se conceitos básicos sobre os tipos de radier, interação solo-estrutura, coeficiente vertical e diferentes métodos para a sua obtenção, modelos de análise do sistema solo-radier, assim como diferentes métodos de cálculo dos esforços internos.

2.1 FUNDAÇÃO DO TIPO RADIER

Segundo Santos (1987), o radier é uma placa de fundação em concreto armado que recebe o carregamento total da estrutura, transmitindo-o diretamente à camada superficial do subsolo.

Ainda segundo Santos (1987), na maioria dos casos, o radier é utilizado em solos com baixa capacidade de suporte, onde, apoiando os diversos pilares numa única placa, obtém-se uma redução na tensão transmitida ao terreno e uma maior capacidade de carga pelo aumento da área total de distribuição de carga da fundação.

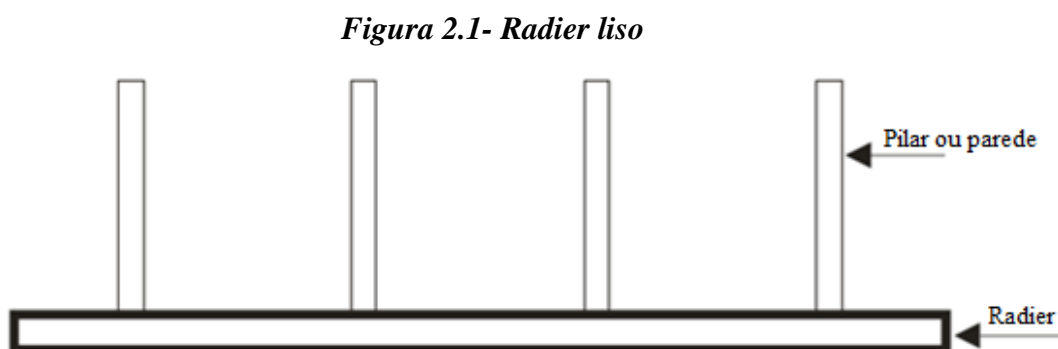
É válido observar que, em determinados casos, como construções de edificações populares de baixo custo, o radier é utilizado como uma metodologia que visa a simplificação e redução do prazo de construção.

2.2 CLASSIFICAÇÃO

Segundo Dória (2007) os radiers podem ser classificados quanto à geometria, à rigidez à flexão e à tecnologia de execução.

- **Quanto à geometria:**

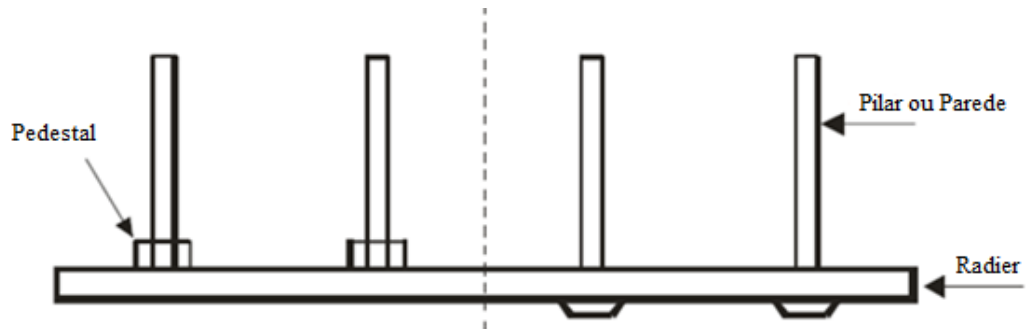
- a) Radier liso – esse tipo de radier tem a espessura constante, conforme ilustra a Figura 2.1. Sua grande vantagem é a facilidade de execução (DÓRIA, 2007).



Fonte: Dória, 2007

- b) Radier com pedestais ou cogumelos – esse tipo de radier tem a espessura aumentada na região dos pilares, melhorando a resistência à flexão e à força cortante. A Figura 2.2 mostra que os pedestais ou cogumelos podem ser superiores ou inferiores (DÓRIA, 2007).

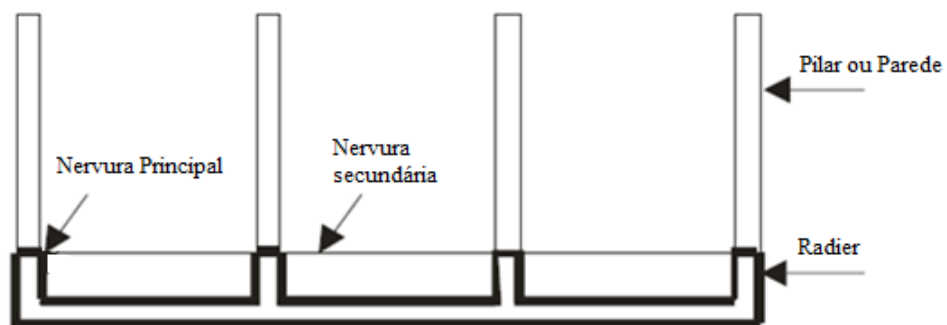
Figura 2.2- Radier com pedestais



Fonte: Dória, 2007

- c) Radier nervurado – a estrutura é executada com nervuras principais e nervuras secundárias sob os pilares podendo seu posicionamento em relação ao radier ser superior ou inferior (DÓRIA, 2007).

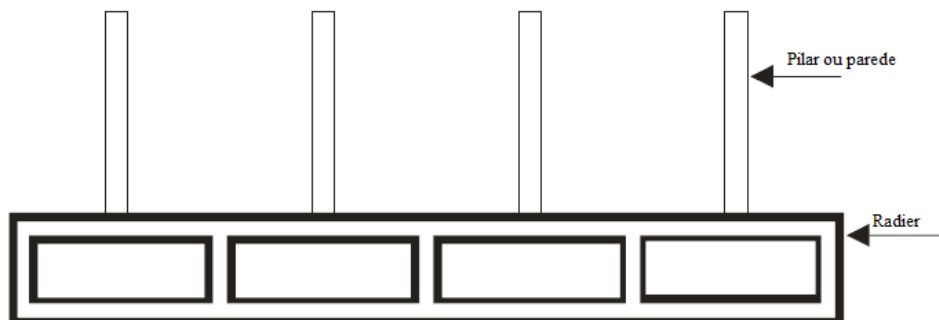
Figura 2.3 - Radier nervurado



Fonte: Dória, 2007

- d) Radier em caixão – é utilizado quando há a necessidade de uma elevada rigidez na estrutura. É formado por duas lajes paralelas entre si e perpendiculares às cargas (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 2.4 - Radier em caixão



Fonte: Dória, 2007

- **Quanto à rigidez:**

Fundações do tipo radier podem ser classificadas como rígidas ou flexíveis. Radiers rígidos são aqueles com elevada rigidez à flexão. Seus deslocamentos verticais são, aproximadamente, uniformes e as solicitações (momento de flexão e força cortante) praticamente não são afetadas pela interação solo-estrutura.

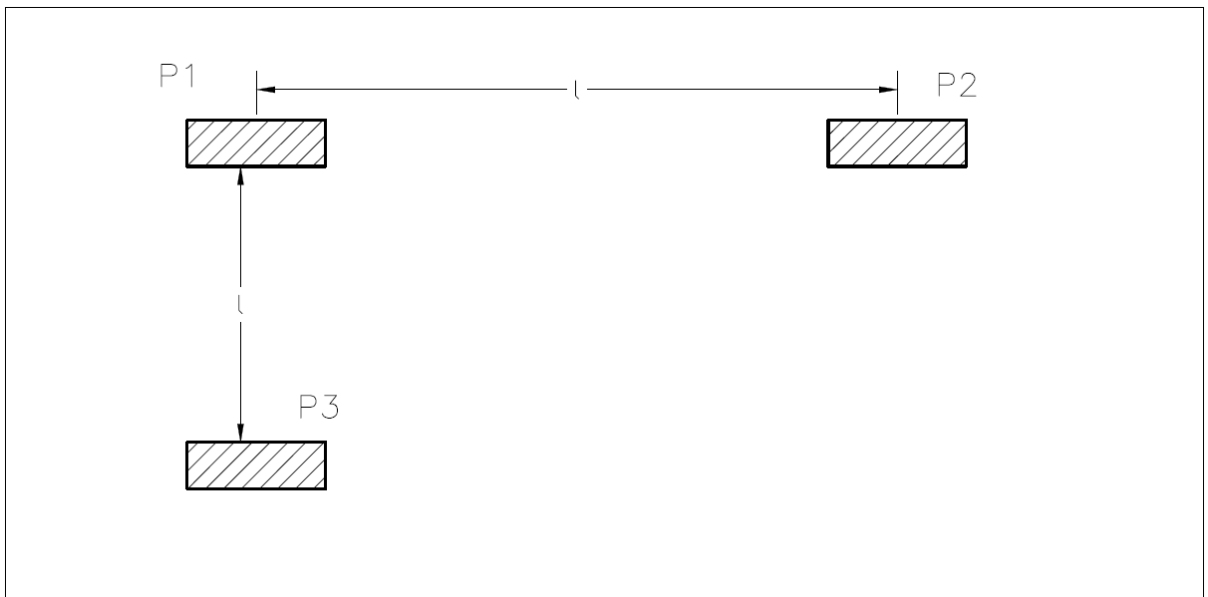
O American Concrete Institute (ACI 360R – 92, 1997) define o radier como rígido quando ele atender a dois critérios:

a) O espaçamento entre pilares seguir a equação:

$$l \leq \frac{1,75}{\sqrt[4]{\frac{k_v \cdot b}{4 \cdot E_c \cdot I}}} \quad (2.1)$$

onde b é a largura de influência da faixa de colunas, k_v é o coeficiente de reação vertical e $E_c I$ é a rigidez à flexão da faixa.

Figura 2.5 - Espaçamento entre pilares



Fonte: Elaborado pelo autor

b) Variação de carga ou espaçamento das colunas for menor do que 20%.

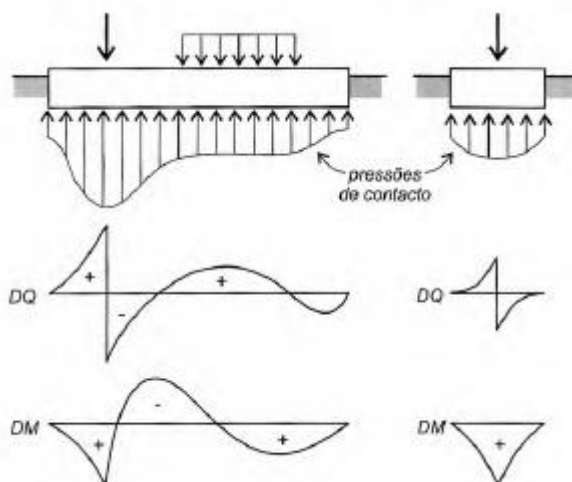
2.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Segundo Velloso e Lopes (2010), a análise da interação solo-estrutura tem como objetivo definir os deslocamentos reais do conjunto fundação-estrutura, as reações mobilizadas e os esforços internos solicitantes.

Em análises estruturais, é comum a adoção de um modelo simplificado, onde as fundações são representadas por apoios considerados como indeslocáveis. Na maioria das obras correntes, tal simplificação se justifica e é bem aceita, pois ela não acarreta diferenças significativas nos esforços e deslocamentos obtidos na estrutura.

Entretanto, em certos projetos o estudo da interação solo-estrutura é importante, pois as reações mobilizadas, os deslocamentos e os esforços internos da estrutura são influenciados pelos deslocamentos das fundações. Como exemplo, tem-se os edifícios muito altos, nos quais os deslocamentos da fundação potencializam os deslocamentos já elevados da estrutura e, como consequência, há o aumento das solicitações internas. Em “raders” flexíveis, a reação vertical mobilizada no solo depende diretamente do seu deslocamento que, conseqüentemente, também define o diagrama das solicitações internas da placa. A Figura 2.6 ilustra a distribuição de tensões e das solicitações da placa em contato com o solo, decorrentes do carregamento aplicado.

Figura 2.6 - Tensões de contato e solicitações em uma fundação



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Depreende-se do exposto na Figura 2.6 que o estudo da interação solo-estrutura consiste na estimativa da rigidez do sistema fundação-solo, a partir da qual, considerando as dimensões da fundação, o espaçamento e a magnitude do carregamento aplicado, determinam-se os recalques da fundação e as suas propagações e implicações na estrutura, bem como os esforços internos na fundação, os quais determinam o seu dimensionamento estrutural.

2.4 COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL

Terzaghi (1955, apud Doria, 2007) define que a reação vertical do solo é a força nele mobilizada por unidade de área da superfície de contato da fundação com o maciço que equilibra os carregamentos provenientes da estrutura suportada.

O coeficiente de reação vertical pode ser definido como a razão entre o carregamento aplicado e o deslocamento produzido por ele, conforme mostrado na equação:

$$\kappa_v = \frac{q}{w} \quad (2.2)$$

onde q é a tensão aplicada; w é a deformação do maciço devido à tensão aplicada.

É importante salientar que, apesar de definido por uma expressão simples, o coeficiente de reação vertical é influenciado pelas propriedades elásticas do solo, pelas dimensões da fundação em estudo e, a rigor, pelo nível de tensão aplicada. Dessa forma, a obtenção desse parâmetro deve levar em conta o mais precisamente possível a rigidez intrínseca do solo, as dimensões da fundação e das áreas mais intensamente carregadas e o nível de tensão aplicada.

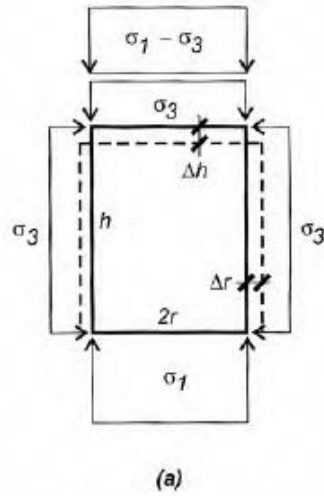
Conforme o exposto, o coeficiente de reação vertical k_v é definido supondo uma relação linear entre a tensão aplicada e o recalque da fundação. A não linearidade de k_v pode ser considerada utilizando métodos de cálculo sofisticados que representam o solo por uma mola não linear resolvidos por meio de uma análise computacional, porém, a complexidade desses métodos tende a inviabilizar a sua utilização em projetos correntes (VELLOSO e LOPES, 2010).

2.4.1 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ INTRÍSECA DO SOLO

2.4.1.1 ENSAIO TRIAXIAL

Ensaio de laboratório são capazes de fornecer parâmetros de deformabilidade e de resistência do solo, porém, os resultados estão sujeitos a alterações que podem acontecer na amostra, durante a retirada, transporte, estocagem e na realização do ensaio, resultando, via de regra, em valores inferiores aos reais (VELLOSO; LOPES, 2010). A Figura 2.7 ilustra a distribuição de tensões em um ensaio triaxial.

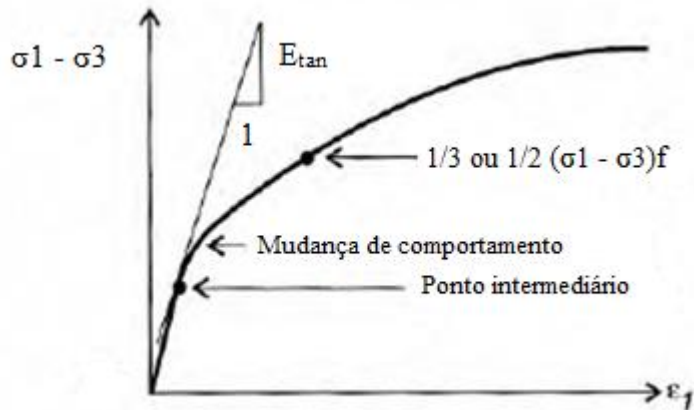
Figura 2.7 – Estado de tensões do ensaio triaxial



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

A Figura 2.8 mostra a curva típica obtida no ensaio triaxial, assim como seus pontos notáveis.

Figura 2.8 – Curva típica ensaio triaxial



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

A análise da curva tensão-deformação e da relação entre as deformações específicas, vertical e radial, obtidas no ensaio triaxial, permite definir o Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson, que são os parâmetros fundamentais do modelo do comportamento do solo utilizando a Teoria da Elasticidade. O Módulo de Young pode ser definido como:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1} \quad (2.3)$$

onde: σ_1 é a tensão aplicada, σ_3 é a tensão de confinamento e ε_1 é a deformação do corpo de prova.

O coeficiente de Poisson é dado por:

$$\nu = \frac{\Delta r/r}{\Delta h/h} \quad (2.4)$$

onde: Δr é a variação da dimensão horizontal do corpo de prova, r é a dimensão horizontal do corpo de prova, Δh é a variação da altura do corpo de prova e h é a altura do corpo de prova.

Como já é plenamente reconhecido, o solo é um sistema particulado e, portanto, não é perfeitamente elástico, resultando que as suas propriedades “elásticas” dependem do nível de tensão aplicada. De fato, na curva típica apresentada na Figura 2.8, pode-se observar que o Módulo de Young decresce com o aumento do nível de tensão aplicada. Dessa forma, a escolha do Módulo de Young representativo da rigidez intrínseca do solo na definição do coeficiente de reação vertical do sistema fundação-solo deve ser baseada no nível de tensão aplicada previsto para a fundação.

2.4.1.2 ENSAIO DE PLACA

O ensaio de placa é regulamentado pela ABNT NBR 6489 (2019) e consiste na aplicação de incrementos de carga e medição do deslocamento vertical de uma placa de aço de 80 cm de diâmetro e 50 mm de espessura. O ensaio, que contempla atendimento a critério de estabilização de recalque em cada estágio de carregamento, é continuado até atingir a ruptura do solo ou até que seja atingido o dobro da tensão admissível presumida do solo. A Figura 2.9 ilustra a curva típica do ensaio de placa, onde é possível observar os incrementos de carga com seus respectivos recalques.

Figura 2.9- Curva típica do ensaio de placa



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

A fim de se obter um módulo de elasticidade com maior representatividade para a região ensaiada, pode-se retroanalisar a curva carga-recalque medida por meio de um processo iterativo utilizando a equação de previsão de recalques de placa rígida circular em semiespaço contínuo (equação (2.5)), obtendo diferentes módulos de elasticidade para os diferentes pares de valores de tensão aplicada e recalque medido. O módulo de elasticidade representativo do solo, para o caso estudado, deve ser aquele correspondente ao nível de tensão aplicada no ensaio mais próximo da tensão vertical de reação do solo da fundação prevista.

$$S_e = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot q \cdot B \cdot I \quad (2.5)$$

onde: q é a tensão aplicada no ensaio, B é a dimensão da placa, w é o recalque medido no ensaio e I_s é o fator de forma.

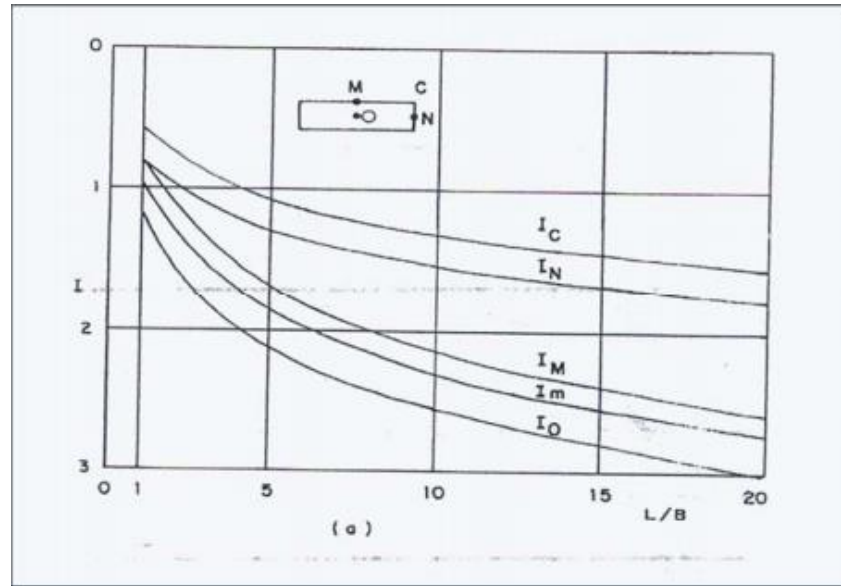
Os fatores de forma I_s são mostrados na Tabela 2.1, onde para placas retangulares, o parâmetro de será a razão entre a maior e a menor dimensão do radier ou pelo ábaco apresentado na Figura 2.10.

Tabela 2.1 – Fatores de forma I_s

Forma	Fatores de forma I_s			Rígido
	Flexível			
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Fonte: Perloff, 1975, apud Velloso e Lopes 2010.

Figura 2.10 - Ábaco fator de forma I_s



Fonte: Giroud, 1972.

Além da inferência do Módulo de Young do solo, conforme exposto acima, o ensaio de placa possibilita também a estimativa do próprio coeficiente de reação vertical da fundação. Para tanto, considera-se, inicialmente, o coeficiente de reação vertical $k_{v,b}$ da placa padrão, que pode ser expresso por:

$$k_{v,b} = \frac{q}{w} \quad (2.6)$$

Para a obtenção do coeficiente de reação vertical da fundação a ser utilizado, faz-se necessário a correção do $k_{v,b}$ para a forma e dimensões da fundação real, uma vez que essa propriedade do solo não está apenas atrelada ao tipo de solo e nível de tensão aplicada, mas também, às dimensões da fundação. O coeficiente de reação vertical $k_{v,b}$ corrigido é dado por:

$$k_{v,B} = k_{v,b} \frac{b I_{s,b}}{B I_{s,B}} \quad (2.7)$$

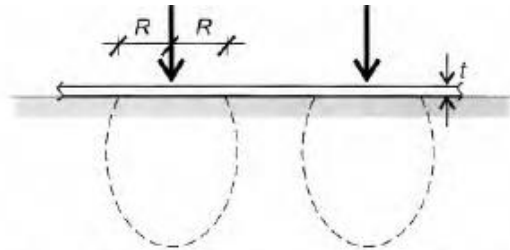
onde: $I_{s,b}$ e $I_{s,B}$ são os fatores de forma da placa e da fundação, respectivamente.

No caso de radiers flexíveis, em função das suas dimensões muito maiores que a da placa utilizada no ensaio e da concentração de tensões nas proximidades do ponto de aplicação da carga, o k_v resultante da equação (2.7) pode ser muito pequeno, não representando o comportamento real dos radiers. Nesses casos, pode ser adotada uma largura de influência $2R$ como mostra a Figura 2.11, limitada ao espaçamento entre os pontos de aplicação de carga (VELLOSO; LOPES, 2010).

$$R = \sqrt[4]{\frac{64E_c \cdot t^3}{3(1 - \nu_c^2)k_v}} \quad (2.8)$$

onde R é o raio de rigidez efetiva, t é a espessura da placa, ν_c é o coeficiente de Poisson do material da placa e k_v é o coeficiente de reação vertical do solo.

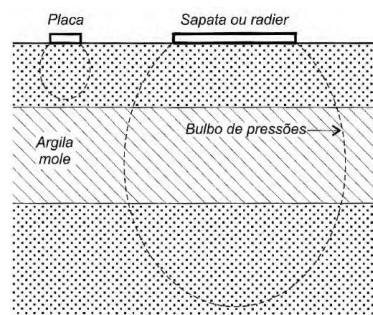
Figura 2.11 – Zona de influência de cargas concentradas em placas flexíveis



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Como exposto nesse tópico, o ensaio de placa é um meio válido para a obtenção dos parâmetros do solo. Contudo, conforme se depreende da Figura 2.12, é necessário que o solo na região do bulbo de tensão da fundação seja homogêneo, caso contrário o comportamento da placa tende a não ser representativo do comportamento da fundação. A Figura 2.12 ilustra os diferentes bulbos de pressões para o ensaio de placa e para fundações diretas como sapatas e radiers, mostrando que no caso de fundações com dimensões maiores os parâmetros do solo são influenciados pela heterogeneidade do solo. Logo os resultados obtidos no ensaio de placa nessa situação podem divergir dos valores reais.

Figura 2.12- Diferentes bulbos de tensões



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

2.4.1.3 CORRELAÇÕES COM ENSAIOS 'IN SITU'

Os parâmetros do solo podem ser obtidos por meio de correlações com ensaios de campo. A Equação 2.9 define o módulo de deformabilidade do solo (TEIXEIRA, 1996).

$$E = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad (2.9)$$

onde $N_{(spt)}$ é o número de golpes do ensaio Standart Penetration Test (SPT), α é o coeficiente de adequação de acordo com o tipo de solo e K é a constante de adequação do ensaio SPT.

Os Quadros (2.1) e (2.2) apresentam os valores propostos para os coeficientes α e K , respectivamente.

Quadro 2.1-Valores propostos para o coeficiente de Poisson

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

Fonte: Falconi et. Al, 2019.

Quadro 2.2- Valores propostos para α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Falconi et. Al, 2019.

Quadro 2.3 - Valores propostos para o coeficiente K.

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte Argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira, 1993.

2.4.2 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DO SISTEMA FUNDAÇÃO-SOLO

A rigidez do sistema fundação-solo, no caso do radier, é a razão entre a tensão vertical mobilizada no solo e o recalque sofrido pelo radier no ponto analisado e depende, fundamentalmente, da rigidez intrínseca do solo, sendo influenciada pela área da superfície carregada. Dessa forma, para determinar a rigidez de um sistema fundação-solo é preciso, primeiramente, conhecer a rigidez intrínseca do solo e, posteriormente, como a área da superfície carregada influi na rigidez do sistema.

A rigidez intrínseca do solo, isto é, a razão tensão-deslocamento do solo que, em princípio, não está influenciada pelo método de determinação escolhido, deve ser obtida, preferencialmente, por meio de ensaios tensão-deformação como o de compressão triaxial em laboratório e o ensaio sobre placa no campo. Pode-se, também, utilizar correlações com resultados de ensaios “*in-situ*”, como a resistência de ponta “ q_c ” do ensaio de piezocone (CPTU) e o índice N_{spt} , medido na sondagem à percussão. Neste último, admite-se, implicitamente, que a rigidez intrínseca do solo seja proporcional à sua resistência ao cisalhamento.

2.4.2.1 DETERMINAÇÃO A PARTIR DO RECALQUE PREVISTO PARA A FUNDAÇÃO REAL

O cálculo do recalque estimado de fundações pode ser feito considerando-se uma placa retangular rígida apoiada em um semiespaço infinito e solo homogêneo, o que possibilita a utilização de diferentes métodos da literatura para a estimativa do recalque, como o apresentado por Whitman e Richart (1967). A equação (2.5) calcula o recalque previsto da fundação.

$$S_e = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot q \cdot B \cdot I \quad (2.5)$$

onde: S_e é o recalque estimado, ν é o coeficiente de Poisson, q é a tensão vertical, L é o maior lado da placa, B é o menor lado da placa, E é o módulo de deformabilidade do solo e I é o fator de forma da fundação.

Os para parâmetros de solo necessários são obtidos conforme exposto no capítulo 2.

Em perfis de subsolo muito estratificados, a estimativa do recalque pode ser obtida pela somatória dos recalques das diferentes camadas considerando os respectivos módulos de deformabilidade, coeficiente de Poisson e o acréscimo de tensão vertical.

A partir da tensão vertical aplicada e do recalque estimado, o coeficiente de reação vertical pode ser obtido por meio da equação (2.10)

$$\kappa_v = \frac{q}{w} \quad (2.10)$$

Com a utilização dessas correlações, a análise da interação solo-estrutura pode ser usada de forma mais prática no dia a dia do desenvolvimento de projetos, já que o ensaio de Penetração do Piezocone (CPTU) e, principalmente, o SPT são ensaios que fazem parte da rotina de desenvolvimento de projetos.

2.4.2.2 VALORES REFERENCIAIS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL

É possível encontrar valores do coeficiente de reação vertical de referência propostos por diferentes autores. O Quadro 2.4 apresenta valores propostos por Terzaghi (1955, apud Velloso e Lopes, 2010) para o coeficiente de reação vertical de solos arenosos e argilosos.

Quadro 2.4 - Módulo de reação do solo em kgf/cm³

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_c (kgf/cm ²)	1 - 2	2 - 4	> 4
Faixa de valores	1,6 - 3,2	3,2 - 6,4	> 6,4
Valor proposto	2,4	4,8	9,6

Areias	Fofa	Méd. Compacta	Compacta
Faixa de valores	0,6 - 1,9	1,9 - 9,6	9,6 - 32
Areia acima N.A.	1,3	4,2	16
Areia submersa	0,8	2,6	9,6

Fonte: (Terzaghi,1955 apud, Velloso e Lopes, 2010)

No Quadro 2.4, q_c é a resistência da ponta do cone no ensaio de penetração estática do cone

Esses valores referenciais não podem, em princípio, ser tomados como representativos em um dado projeto, uma vez que o coeficiente de reação vertical não é uma propriedade intrínseca do solo, pois, como já discutido, é influenciado pela intensidade da carga e de dimensões da fundação.

2.5 MODELOS DE ANÁLISE

São apresentados os diferentes modelos usados para a representação do solo. É importante destacar que em todas as análises de problemas de engenharia não há apenas um modelo correto a ser utilizado, o engenheiro deve avaliar as particularidades de cada projeto e adotar o modelo que seja o mais representativo e simples possível.

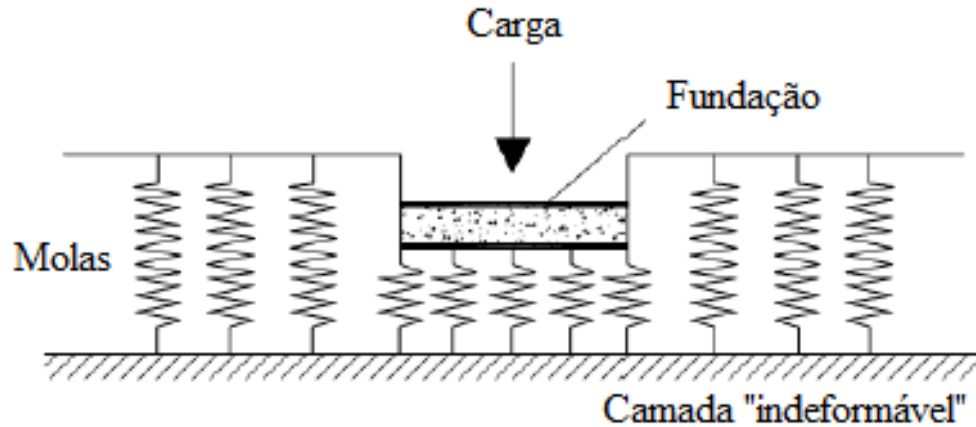
2.5.1 HIPÓTESE DE WINKLER

Neste modelo, o solo é visto como um sistema de molas lineares e independentes entre si. As deformações são consideradas somente na região da fundação, desconsiderando as deformações em regiões vizinhas (ANTONIAZZI, 2011).

A hipótese de Winkler considera que os deslocamentos d são proporcionais às tensões de contato p , conforme mostra a Equação (2.11), podendo ser aplicada para carregamentos verticais, no caso de radiers e sapatas, e carregamentos horizontais como no caso de elementos de contenção do solo. Portanto, para a utilização desse modelo é necessário a determinação do coeficiente de reação do solo para cada tipo de fundação e solicitação (ANTONIAZZI, 2011).

$$p = k_v \cdot d \quad (2.11)$$

Figura 2.13- Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo por meio de molas discretas



Fonte: ANTONIAZZI, 2011.

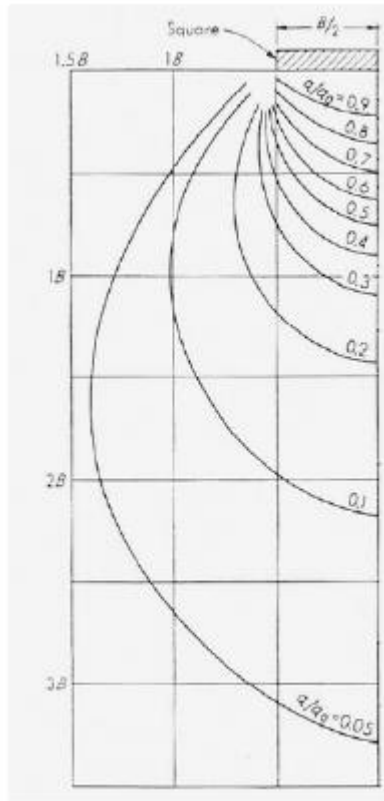
O emprego da hipótese de Winkler tem sua grande vantagem na simplicidade de aplicação, permitindo ao projetista estrutural a substituição de apoios indeslocáveis por molas. Por outro lado, entre as hipóteses assumidas, que tornam o modelo simples, estão a consideração de que as molas são independentes e os deslocamentos, fora da área carregada, são nulos, o que, sabidamente, é uma simplificação e, em certa medida, afeta a representatividade dos resultados.

2.5.2 SEMIESPAÇO ELÁSTICO

Neste modelo de análise, o solo é representado por um elemento sólido com propriedades elásticas, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, intrínsecas do material.

Para delimitar a região do solo a ser modelada, é considerado o efeito do bulbo de tensões estudado em Mecânica dos Solos, no qual, a partir da região da isóbara correspondente a 10% da carga aplicada na superfície, se considera que as tensões propagadas não influenciam significativamente o deslocamento da fundação. A Figura 2.14 apresenta o bulbo de tensões de uma placa retangular, que seria a referência para a definição da abrangência da região do solo a ser modelada.

Figura 2.14- Bulbo de pressões para placas quadradas



Fonte: Ribeiro, 2010

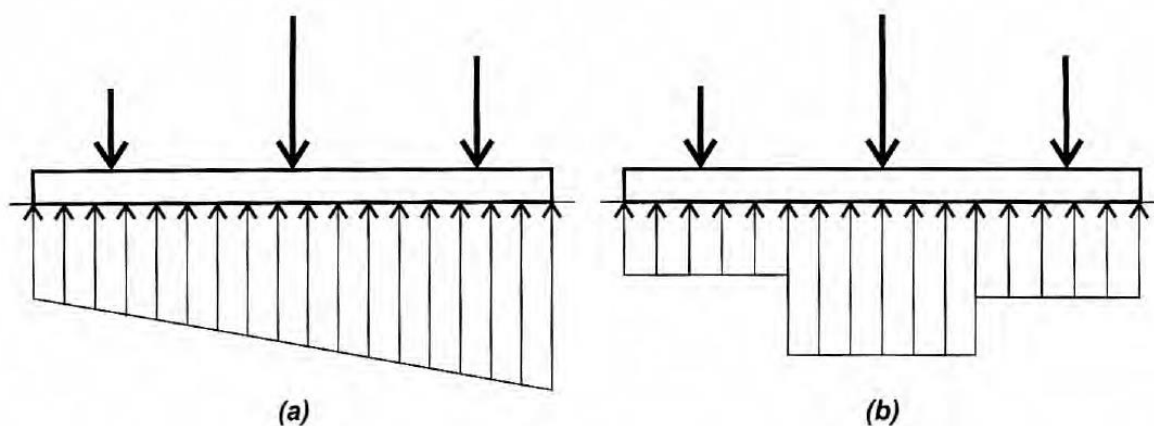
2.6 MÉTODOS DE CÁLCULO DOS ESFORÇOS INTERNOS

No presente capítulo, apresenta-se diferentes métodos de cálculo para a obtenção das solicitações do radier, assim como diferentes meios para a obtenção dos parâmetros necessários para a modelagem do radier.

2.6.1 MÉTODO ESTÁTICO

O método de cálculo estático não leva em conta a interação solo-estrutura e se baseia na hipótese de que as tensões de reação do solo são constantes na área de influência do carregamento considerado ou variam de forma linear no caso de radiers rígidos, como ilustram as Figura 2.15(a) e Figura 2.15 (b), reproduzidas de (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 2.15 - Tensões de contato em um radier por critérios estáticos



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

No modelo de cálculo com variação linear de tensões, o radier é considerado como rígido e as tensões de contato são determinadas a partir da resultante do carregamento. Para análise e dimensionamento, o radier é dividido em faixas ortogonais que são calculadas como vigas de fundações independentes (VELLOSO e LOPES, 2010).

Velloso e Lopes (2010) indicam o seguinte procedimento para a utilização desse método: (i) determinação da área de influência de cada pilar A_i ; (ii) cálculo da tensão média na área de influência do pilar como mostra a Equação (2.12); (iii) determinação da tensão média atuando nos painéis fora da área de influência dos pilares e (iv) determinação dos esforços internos e dimensionamento do ‘radier’ como uma laje de superestrutura.

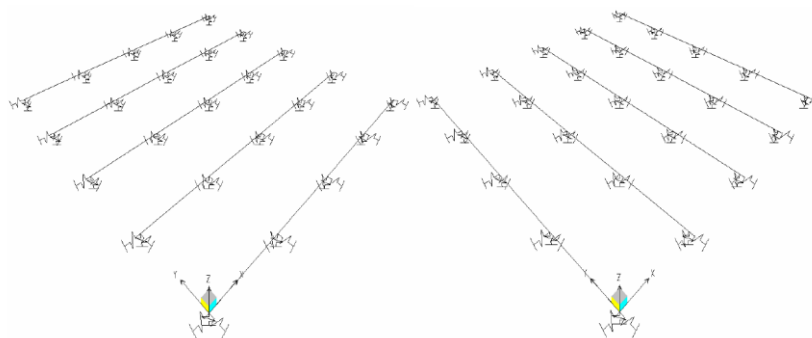
$$q_i = \frac{Q_i}{A_i} \quad (2.12)$$

A adoção de uma tensão média ao longo do “radier” ou de uma faixa deste analisada não é uma obrigatoriedade. Pode-se considerar uma variação do carregamento aplicado o mais precisamente possível.

2.6.2 MÉTODO DO SISTEMA DE VIGAS SOBRE BASE ELÁSTICA

Este método leva em conta a interação solo-estrutura por meio do modelo da hipótese de Winkler. É considerado simples e de fácil análise. O comportamento da placa é representado por várias vigas independentes em cada direção, apoiadas em meio elástico linear, conforme ilustrado na Figura 2.16. Essas vigas devem ser modeladas com as mesmas propriedades do material do radier e com as propriedades geométricas de cada faixa representada, sendo cada direção analisada separadamente (RIBEIRO, 2010).

Figura 2.16 Elementos de viga nos dois sentidos



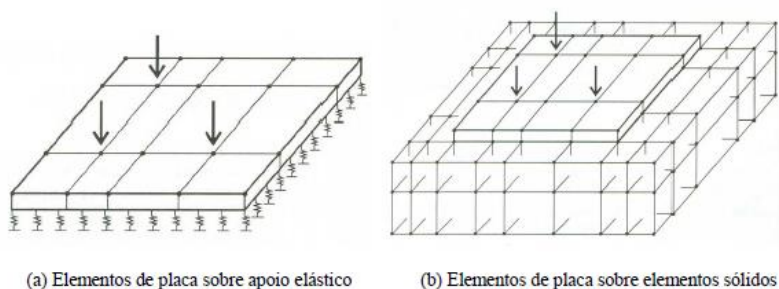
Fonte: Ribeiro, 2010.

2.6.3 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Este método leva em conta a interação solo-estrutura, geralmente através do modelo do semiespaço elástico, representando o radier e o solo em três dimensões, ambos por elementos sólidos. O método também pode ser aplicado em análise bidimensional e utilizando o modelo da hipótese de Winkler, conforme ilustrado na Figura 2.17, reproduzida de (DORIA, 2007). Este método tende a ser mais preciso, dependendo evidentemente da representatividade dos parâmetros adotados, mas demanda mais recurso computacional.

O método dos elementos finitos consiste na utilização de funções aproximadas para representar o campo de deslocamento em cada elemento, a continuidade do meio deve ser garantida impondo-se condições de compatibilidade de rotação e deslocamento nos nós dos elementos (DÓRIA, 2007).

Figura 2.17 - Diferentes estratégias de modelagem pelo MEF



(a) Elementos de placa sobre apoio elástico

(b) Elementos de placa sobre elementos sólidos

Fonte: Doria, 2007.

3 ROTEIRO SUGERIDO PARA A ELABORAÇÃO DE PROJETO

Neste capítulo é apresentada a sugestão de um roteiro para elaboração de um projeto de fundação do tipo radier, levando em conta a interação solo-estrutura, empregando ferramentas de fácil utilização e dados geotécnicos obtidos de correlações com índice NSPT, medido em sondagens a percussão, com o objetivo de favorecer a sua aplicação em projetos correntes no país. Para projetos de grande porte e/ou mais complexos, geotécnica ou estruturalmente, a necessidade de aquisição de dados geotécnicos mais representativos e a aplicação de método de análise mais preciso, como a modelagem do meio contínuo por meio de elementos sólidos tridimensionais, deve ser avaliada.

3.1 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS DO SOLO

Sabendo que o ensaio SPT é obrigatório a todos os empreendimentos no País, os parâmetros elásticos do solo podem ser determinados utilizando as correlações propostas por Teixeira (1996), apresentadas no capítulo 4, onde o módulo de elasticidade do solo é expresso pela equação:

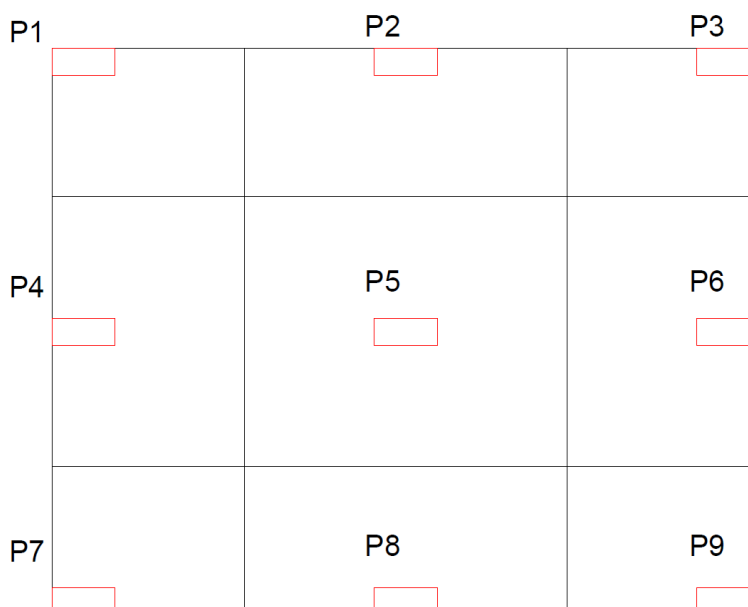
$$E = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad (3.1)$$

sendo os respectivos coeficientes de correlação α e K apresentados nos Quadros 4.1 e 4.2.

3.2 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL

O coeficiente de reação vertical pode ser determinado a partir do recalque previsto de uma sapata virtual como exemplificado na Figura 3.1.

Figura 3.1- Divisão do radier em sapatas virtuais



Fonte: Elaborado pelo autor.

A geometria das sapatas virtuais pode ser definida traçando-se linhas ortogonais na meia distância entre cada pilar. Após definida essa geometria, o coeficiente de reação vertical pode ser calculado utilizando a relação:

$$\kappa_v = \frac{q}{w} \quad (3.2)$$

onde: w é o recalque estimado da sapata virtual e q é a tensão aplicada na sapata virtual.

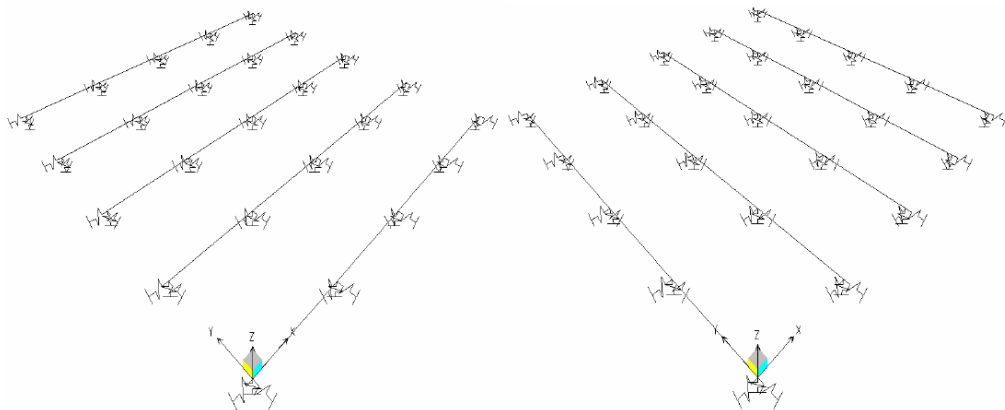
O recalque pode ser estimado pela metodologia de preferência do projetista. Neste trabalho, a equação para estimativa de recalque sugerida é a de Whitman e Richart (1967), devido a sua fácil utilização e o fato de que todos os dados necessários já foram obtidos.

$$S_e = \frac{1 - \mu^2}{E} \cdot q \cdot B \cdot I_s \quad (3.3)$$

3.3 DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES, DA TENSÃO DE REAÇÃO NO SOLO E DOS ESFORÇOS INTERNOS NO RADIER

Para a modelagem do sistema solo-radier, sugere-se o método do sistema de vigas independentes sobre base elástica nas duas direções da placa como mostra a Figura 3.2, o qual, devido a sua simplicidade, pode ser modelado utilizando *softwares* de fácil utilização como o FTOOL, por exemplo.

Figura 3.2 - Vigas na direção X e Y



Fonte: Ribeiro, 2010.

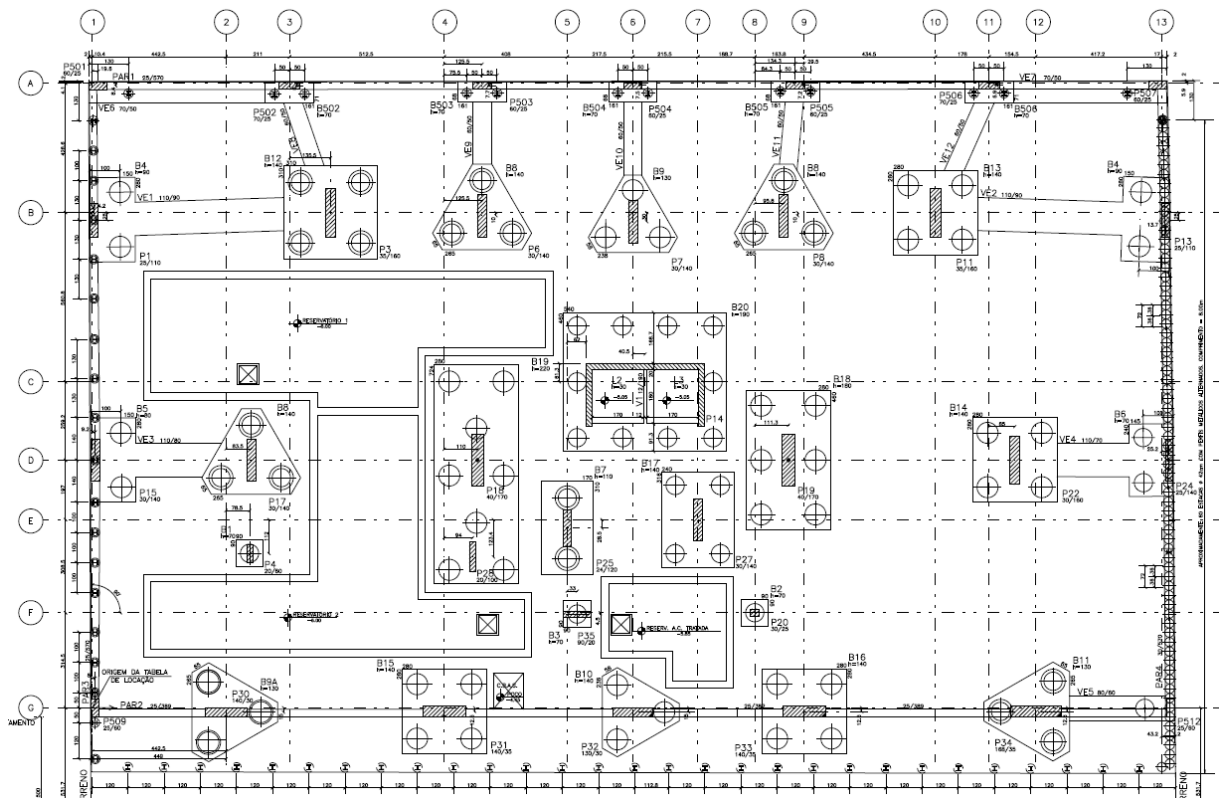
4 ESTUDO DE CASO

No presente capítulo, desenvolve-se um estudo de caso aplicando o roteiro proposto no capítulo 6. São feitas duas análises, a primeira considerando a interação solo-estrutura e a segunda adotando o solo como indeformável.

4.1 DADOS DO PROJETO

A estrutura em estudo é de uma edificação composta por 19 pavimentos, sendo dois pavimentos de subsolo, um pavimento térreo, um pavimento de garagem, um pavimento de uso comum, doze pavimentos tipo, cobertura e casa de máquinas, com altura de pé direito dos pavimentos tipo de 3,0 m. A estrutura é composta por 35 pilares espaçados, aproximadamente, de 7,0 m, em ambas as direções. A resistência à compressão característica do concreto adotada é de 30 MPa.

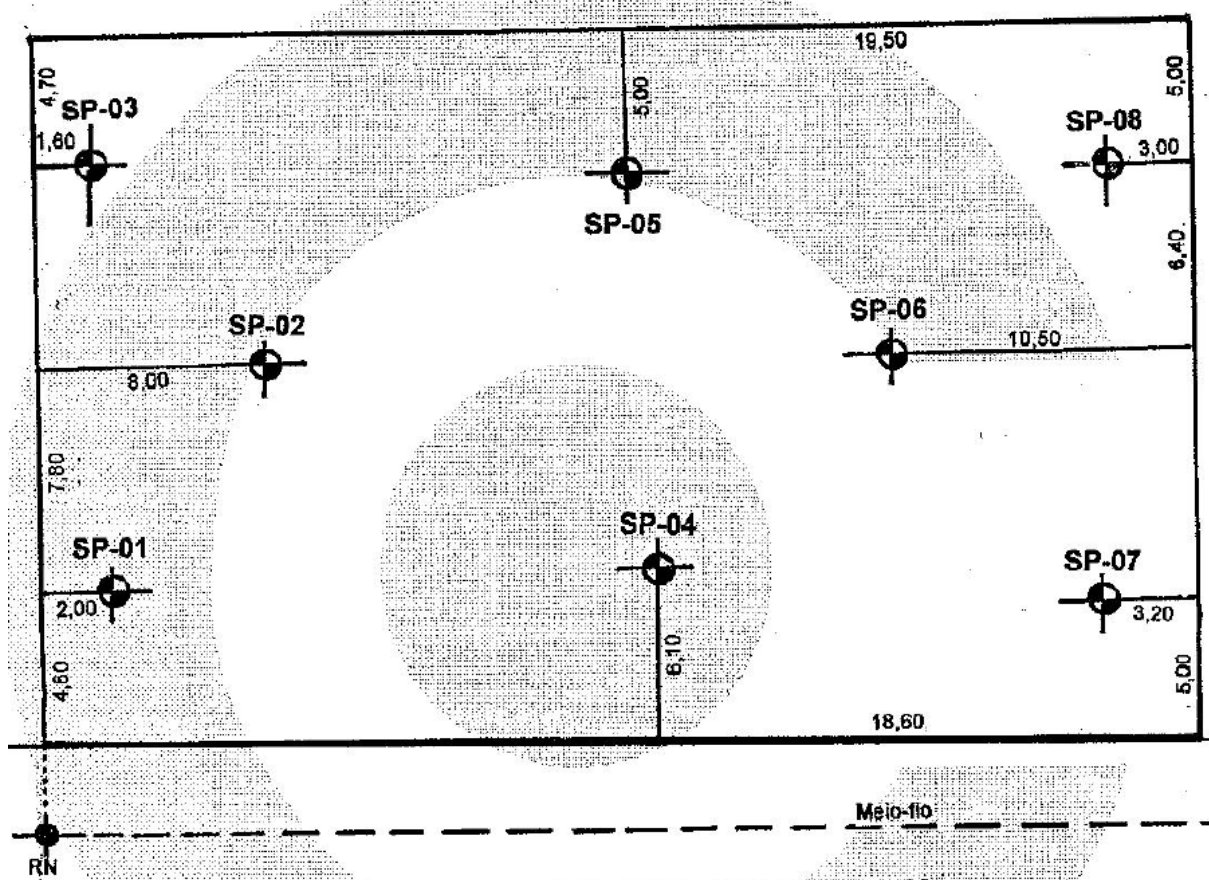
Figura 4.1- Planta de locação da fundação



Fonte: Elaborado pelo autor.

Propõe-se uma solução de fundação alternativa a do projeto real que foi de estacas hélice contínua. Foi estudado um radier assente sobre areia fina compacta, cujos parâmetros foram estimados conforme apresentado no item 2.4.2.1. As faixas de vigas que representam o radier estão apoiadas sobre um conjunto de molas que caracterizam o solo. A Figura 4.2 apresenta a locação das sondagens a percussão executadas no local, cujos boletins se encontram no Anexo A.

Figura 4.2 - Locação dos furos de sondagem



Fonte: Curi Engenharia, 2012.

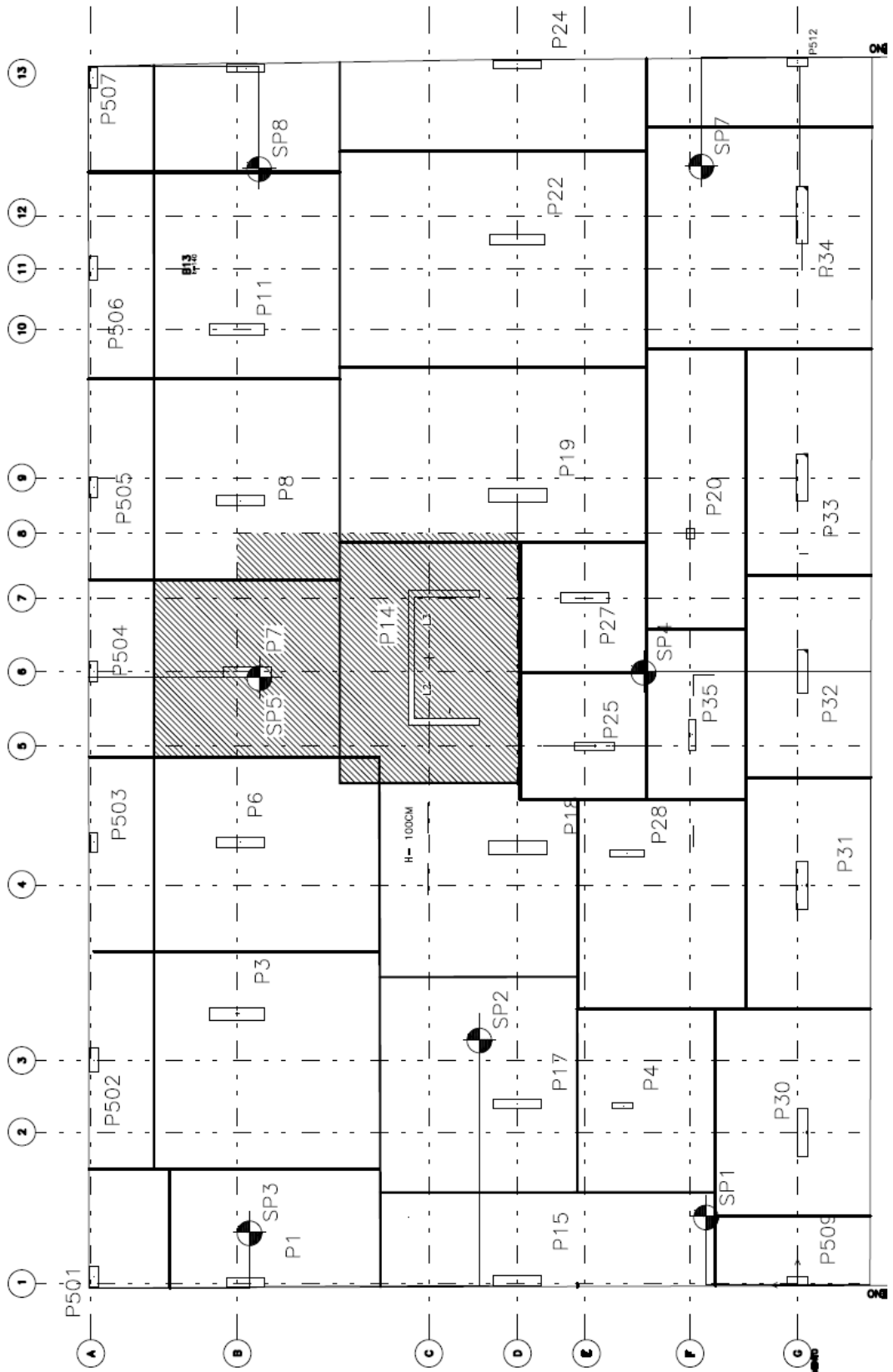
4.2 ANÁLISE DO RADIER

A análise do radier seguiu o roteiro proposto no capítulo 6. Inicialmente, utilizando a Equação (3.1), foram calculados os valores do módulo de elasticidade do solo para cada metro de cada sondagem a percussão realizada, cujos resultados estão apresentados no Apêndice A. Os valores dos coeficientes K e α foram extraídos a partir dos Quadros (4.2) e (4.3), com os valores escolhidos de acordo com o tipo de solo de cada camada.

Em seguida, fez-se a divisão do radier em sapatas virtuais a partir das quais, utilizando a Equação (2.5), são estimados os recalques para se obter o coeficiente de reação vertical médio do radier. A Figura 4.3 ilustra a divisão feita traçando-se linhas ortogonais na meia distância entre pilares e a localização dos furos de sondagem

A partir da divisão do radier, foram escolhidas duas sapatas virtuais representativas – P7 e P14 – indicadas na Figura 4.3, para o cálculo do coeficiente de reação vertical médio a ser adotado.

Figura 4.3 - Divisão do radier em sapatas virtuais

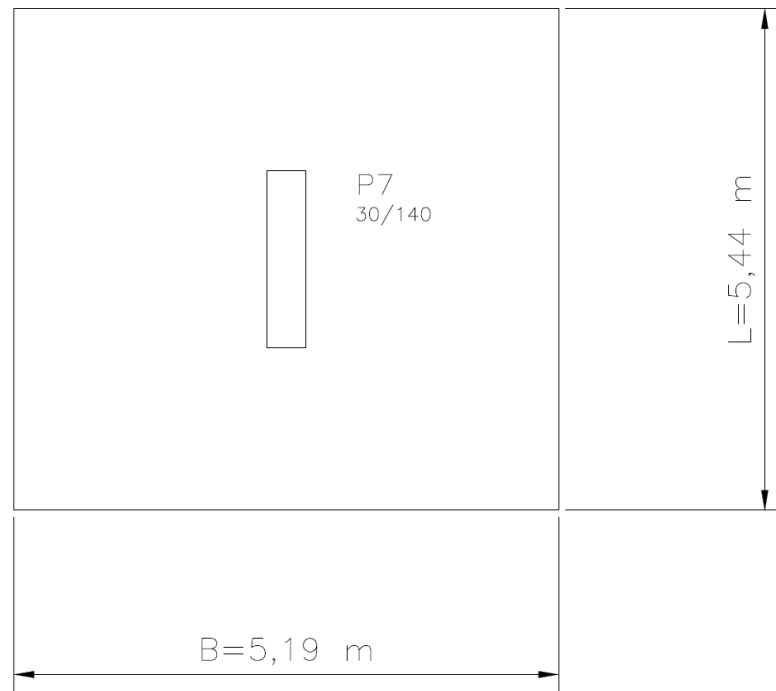


Fonte: Elaborado pelo autor.

1) Sapata virtual do pilar P7

A Figura 4.4 ilustra as dimensões da sapata virtual. A carga em serviço do pilar é de 5.710 kN.

Figura 4.4 - Sapata virtual do pilar P7



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para calcular o coeficiente de reação vertical, k_v , a partir da Equação (3.2), deve-se definir a tensão do terreno na região da sapata virtual, q , e o recalque estimado para esta sapata, w .

A tensão no terreno, na área delimitada pela sapata virtual, é dada por:

$$q = \frac{P}{L \cdot B} = \frac{5710}{5,44 \times 5,19} = 202 \text{ KPa}$$

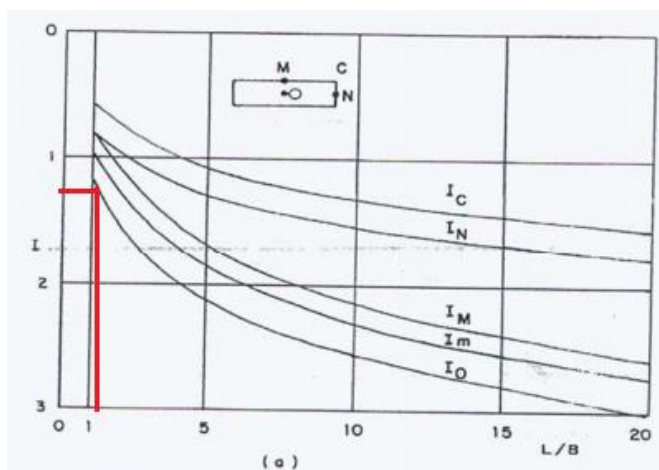
O recalque estimado é calculado com a Equação (2.5), sugerida por Whitman e Richart (1967) e considera-se 0,4 para o coeficiente de Poisson.

O módulo de elasticidade adotado foi o valor médio calculado com os resultados obtidos do furo de sondagem SP-05, apresentados no Apêndice A, que é o mais próximo do pilar P7, logo:

$$E = 52,8 \text{ MPa}$$

O coeficiente de forma I_s foi extraído do ábaco da Figura 4.5.

Figura 4.5 - Ábaco para o fator de forma I_s



Fonte: Giroud, 1972.

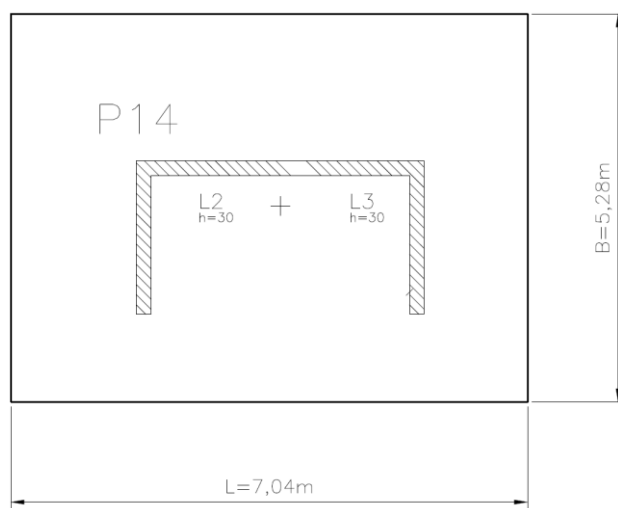
$$S_e = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot q \cdot B \cdot I = \frac{1 - 0,4^2}{52750} \times 202 \times 5,19 \times 1,25 = 2,08 \text{ cm}$$

$$k_v = \frac{q}{w} = \frac{202}{0,0208} = 9.712 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2) Sapata virtual pilar P14 (elevador)

A Figura 4.6 ilustra as dimensões da sapata virtual. A carga em serviço do pilar é de 11.584 kN.

Figura 4.6 - Sapata virtual do pilar P14



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para calcular o coeficiente de reação vertical, k_v , a partir da Equação (3.2), deve-se definir a tensão do terreno na região da sapata virtual, q , e o recalque estimado para esta sapata, w .

A tensão no terreno, na área delimitada pela sapata virtual, é dada por:

$$q = \frac{P}{L \cdot B} = \frac{11584}{7,04 \times 5,28} = 312 \text{ KPa}$$

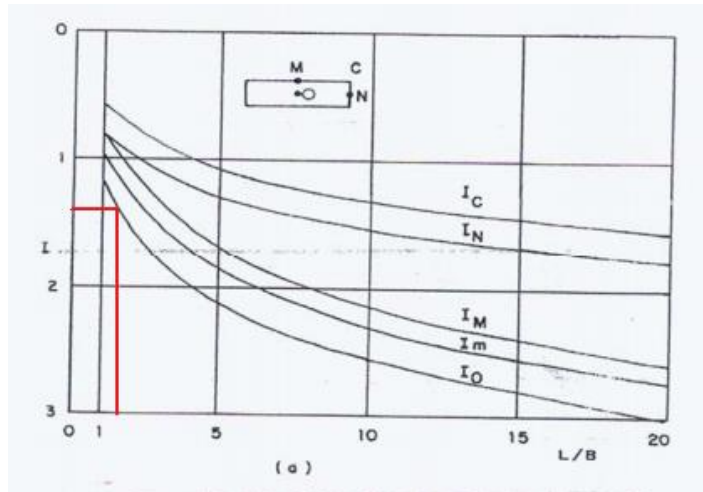
O recalque estimado é calculado com a Equação (2.5), sugerida por Whitman e Richart (1967). Considera-se 0,4 para o coeficiente de Poisson.

O módulo de elasticidade adotado foi o valor médio calculado com os resultados obtidos do furo de sondagem SP-05, apresentados no Apêndice A, que é o mais próximo do pilar P14, logo:

$$E = 52,8 \text{ MPa}$$

O coeficiente de forma I_s foi extraído do ábaco da Figura 4.7.

Figura 4.7- Ábaco para fator de forma I_s



Fonte: Giroud, 1972.

$$S_e = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot q \cdot B \cdot I_s = \frac{1 - 0,4^2}{52.750} \times 312 \times 5,28 \times 1,3 = 3,41 \text{ cm}$$

$$k_v = \frac{q}{w} = \frac{312}{0,0341} = 9150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

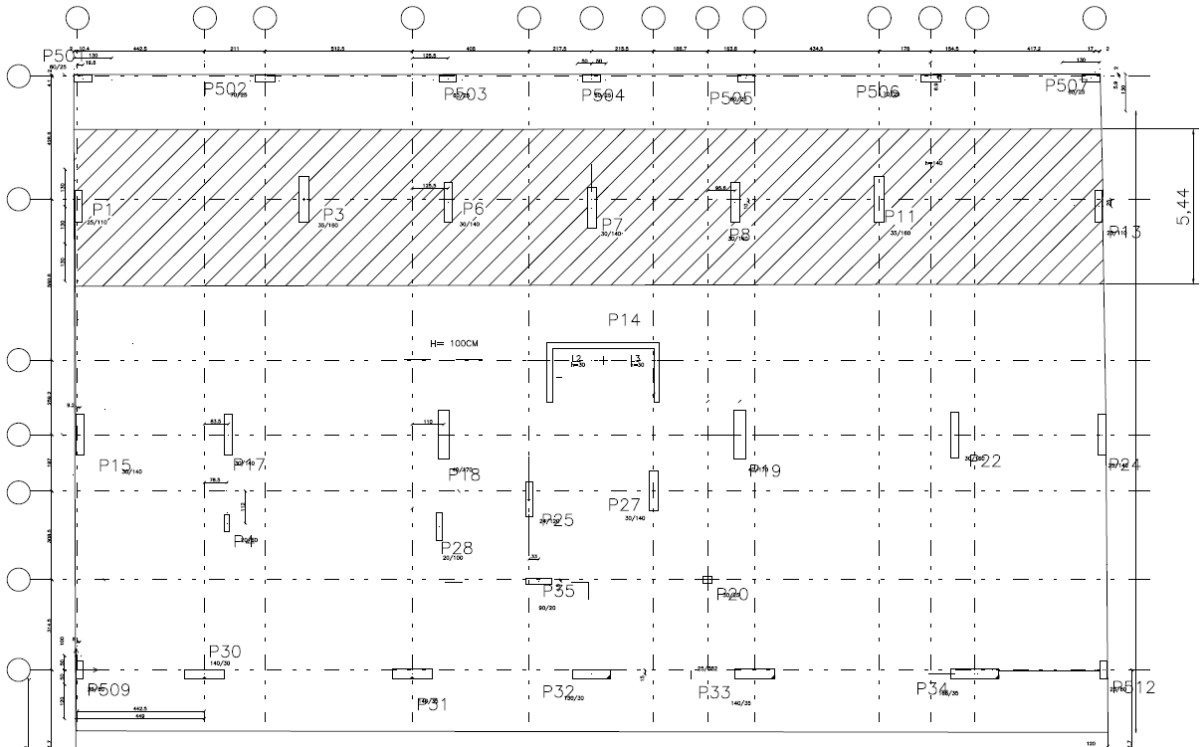
O coeficiente vertical de reação é calculado por meio da média dos valores obtidos.

$$k_{v,med} = \frac{\sum k_v}{2} = \frac{9712 + 9150}{2} = 9.431 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Para a análise dos esforços internos do radier foi utilizado o *software* FTOOL.

A Figura 4.8 apresenta a faixa horizontal considerada sobre o pilar P7 com largura igual ao lado da sapata virtual P7, que é de 5,44 m, e altura de 1,00 m.

Figura 4.8 - Faixa A (direção X)



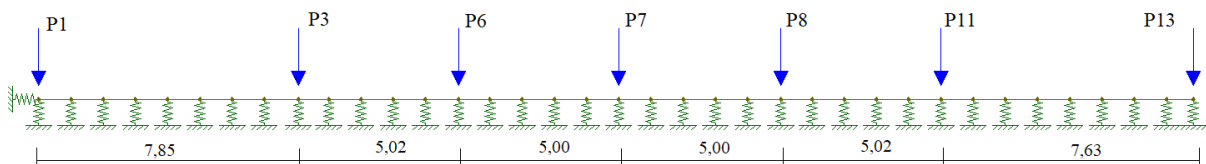
Fonte: Elaborado pelo autor.

A seguir, são apresentados os modelos (Figura 4.9 e Figura 4.10) adotados para os diferentes métodos, assim como os diagramas de momento fletor, força cortante e deslocamento (Figuras 7.11 a 7.13) para a Faixa A (direção X) que envolve o pilar P7. Assim como mencionado no roteiro sugerido, o coeficiente de reação vertical foi variado em $\pm 30\%$ com o objetivo de verificar a sensibilidade do sistema sob a variação deste parâmetro.

O coeficiente de mola $k_{v, linear}$, utilizado no modelo da viga que representa a Faixa A, é o produto do coeficiente $k_{v, med}$ pela área da sapata virtual dado por:

$$k_{v, linear} = 9.431 \times 5,44 \times 1,00 = 51.304 \frac{kN}{m}$$

Figura 4.9 - Modelo de vigas sobre base elástica da Faixa A (unidade: m)



Fonte: Elaborado pelo autor.

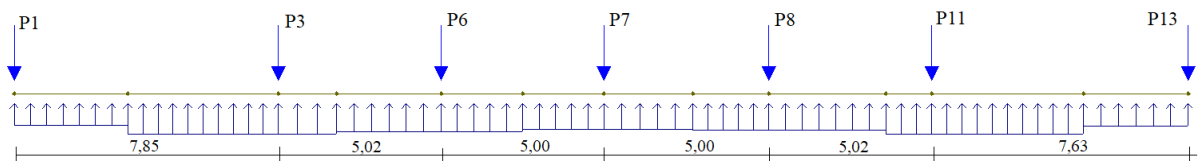
O carregamento linear atuante ao longo da viga, ilustrada na Figura 7.10, foi obtido por meio da divisão da carga do pilar pela distância longitudinal da área de influência de cada pilar, mostrado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Cálculo carregamento linear da Faixa A

	Distância longitudinal (m)	Carga do Pilar (kN)	Carregamento linear (kN/m)
P1	3,47	3258	939
P3	6,37	8310	1305
P6	5,69	6820	1199
P7	5,19	5707	1099
P8	5,87	6628	1129
P11	6,05	7896	1305
P13	3,20	3139	980

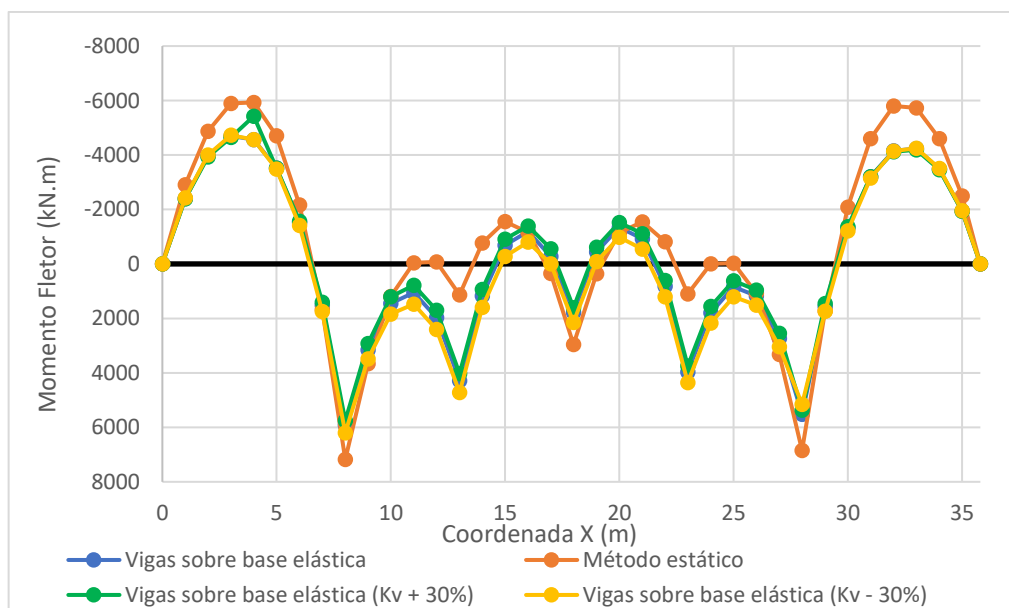
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.10 - Modelo de viga com método estático (unidade: m)



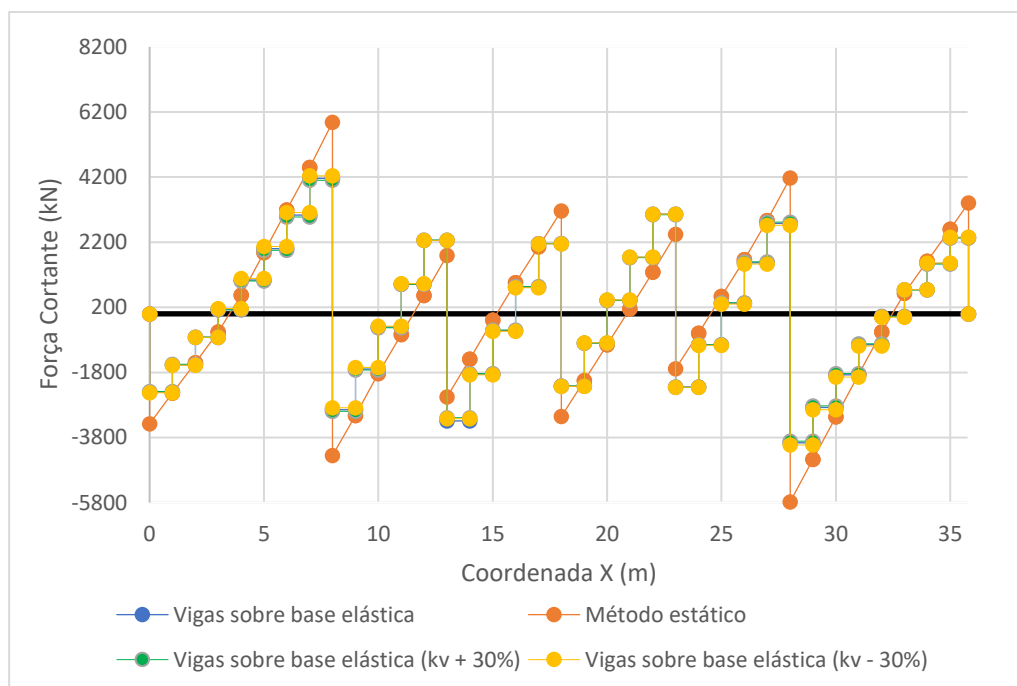
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.11 - Diagrama de momentos fletores da Faixa A.



Fonte: Elaborado pelo autor.

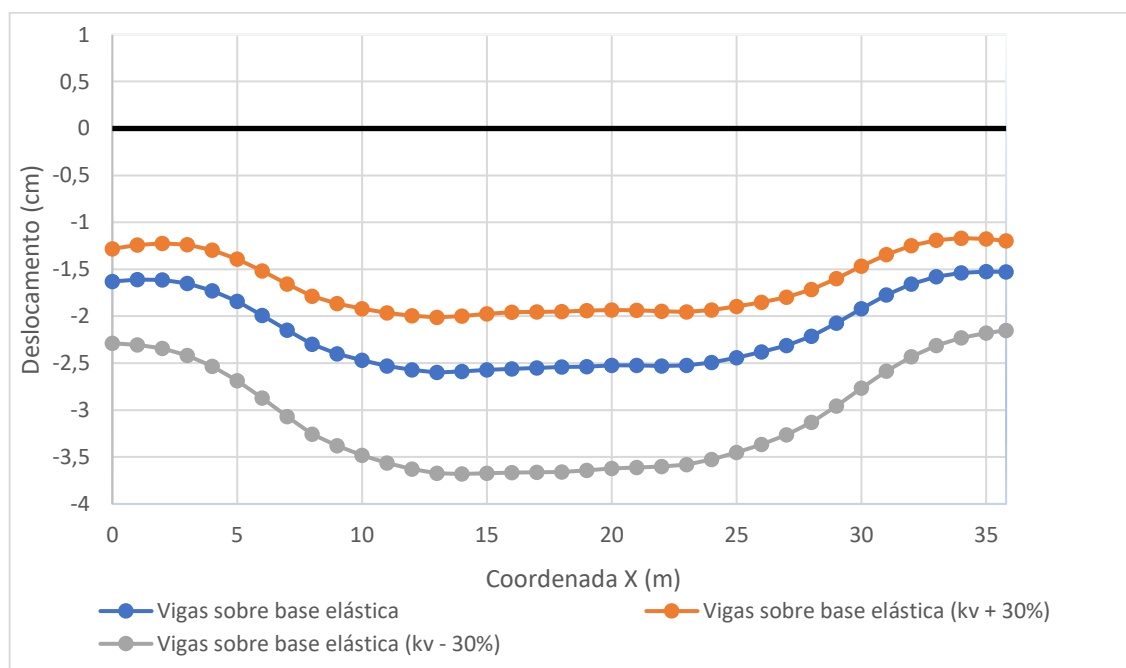
Figura 4.12 - Diagrama de forças cortantes da Faixa A.



Fonte: Elaborado pelo autor.

- Deslocamentos Verticais

Figura 4.13 – Deslocamentos verticais da Faixa A



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.2, são apresentados os valores máximos dos momentos fletores, positivos e negativos, e da força cortante retirados dos gráficos das Figuras 7.11 e 7.12. A Tabela 4.3

apresenta os deslocamentos nas seções dos apoios somente dos modelos sobre base elástica, pois no modelo com o uso do método estático os apoios são indeslocáveis. Os valores percentuais mostrados nas tabelas resumos correspondem à diferença percentual entre a solução de referência (k_v) e as demais soluções.

Tabela 4.2- Resumo de esforços máximos da Faixa A

Método de análise	Viga sobre base elástica					Método Estático	
	k_v	$k_v + 30\%$		$k_v - 30\%$			
Momento fletor máximo positivo (kN.m)	5.923	5.754	-2,85%	6.199	4,66%	7180	21,2%
Momento fletor máximo negativo (kN.m)	-4.698	-4.650	-1,02%	-4.725	-0,57%	-6053	28,8%
Força cortante máxima (kN)	4161	4.102	-1,42%	4.239	1,87%	5882	41,4%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.3 - Resumo de deslocamentos verticais da Faixa A (Unidade: cm)

Elemento	k_v	$k_v + 30\%$		$k_v - 30\%$	
P1	1,16	0,91	-21,6%	1,63	40,5%
P3	1,71	1,33	-22,2%	2,41	40,9%
P6	1,85	1,43	-22,7%	2,63	42,2%
P7	1,81	1,39	-23,2%	2,60	43,6%
P8	1,78	1,38	-22,5%	2,52	41,6%
P11	1,48	1,14	-23,0%	2,11	42,6%
P13	1,09	0,85	-22,0%	1,54	41,3%

Fonte: Elaborado pelo autor.

A variação do k_v em $\pm 30\%$ não mostrou uma mudança expressiva nos valores obtidos para os momentos fletores e forças cortantes. Comparando com o método estático, que considera o solo como um apoio indeslocável, o momento fletor positivo máximo é 21,2 % maior; para o momento fletor negativo máximo, o valor obtido é 28,8 % maior e, para a força cortante, o valor máximo obtido é 41,4% maior quando comparado ao modelo de viga sobre base elástica.

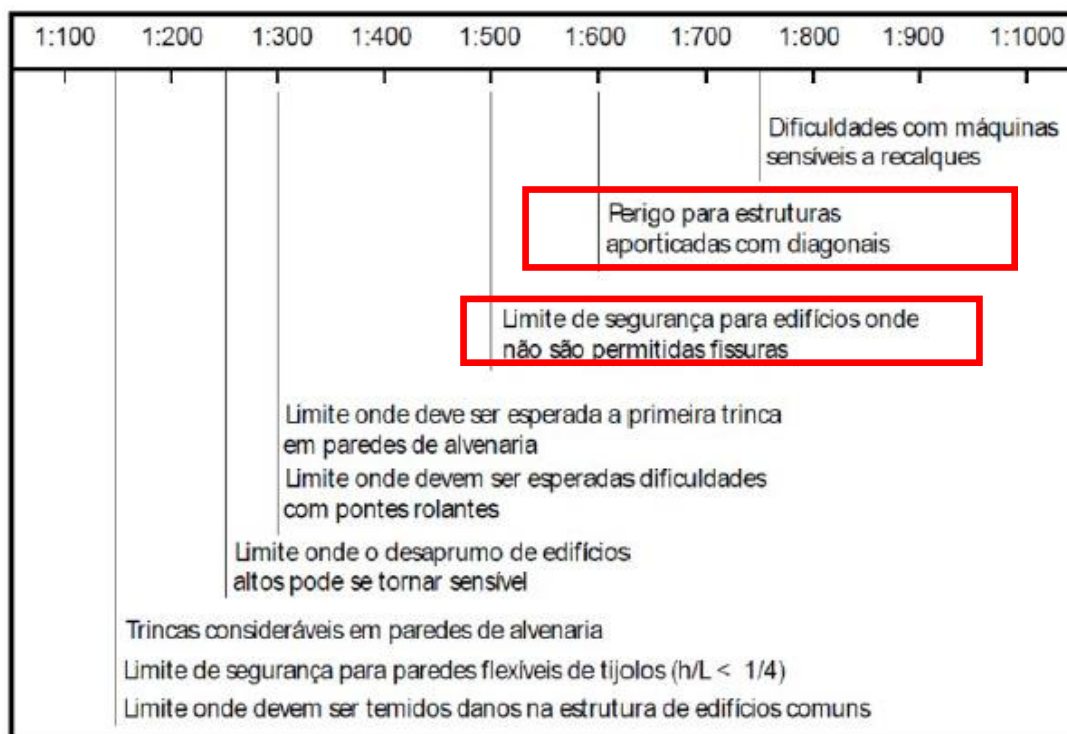
A Tabela 4.4 mostra os valores dos recalques diferenciais específicos ou distorções angulares (β). Alonso (1991) apresenta os valores limites da distorção angular para diversas situações, conforme ilustra a Figura 4.14.

Tabela 4.4 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa A

Elemento	Δ (cm)	L (cm)	β (k_v)	β ($k_v + 30\%$)	β ($k_v - 30\%$)
P1/P3	0,55	785	0,0007006	0,000535	0,000994
P3/P6	0,14	502	0,0002789	0,000199	0,000438
P6/P7	0,04	500	0,000080	0,000080	0,000060
P7/P8	0,03	500	0,000060	0,00002	0,00016
P8/P11	0,30	502	0,0005976	0,000478	0,000817
P11/13	0,48	763	0,0005111	0,00038	0,000747

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.14 - Limites de distorções angulares



Fonte: Alonso (1991).

O maior recalque diferencial é dado entre os pilares P1 e P3 para o coeficiente de reação vertical de referência, com a distorção angular de 0,0007006 m/m. Esse valor é aumentado para

0,000994 m/m, quando há uma redução em 30% do valor de k_v . Os limites máximos adotados para comparação, apresentados na Figura 4.14 são dados por:

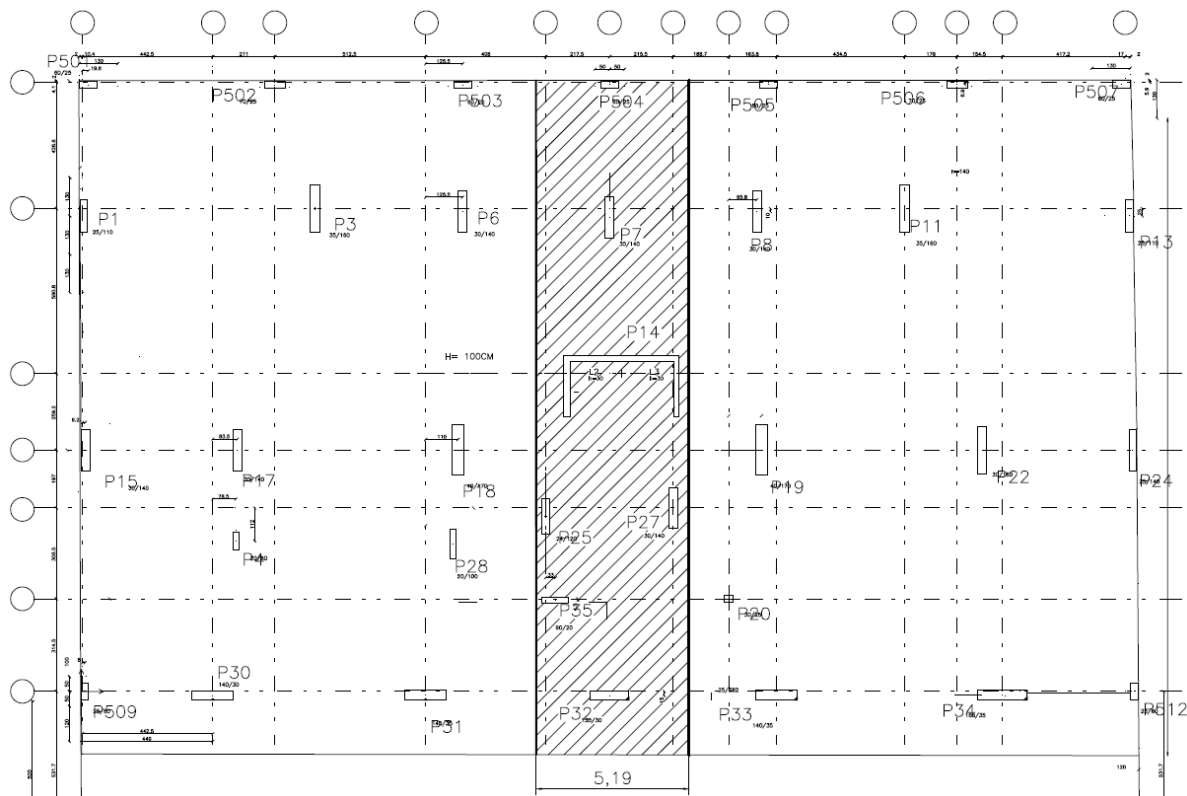
$$\frac{1}{300} = 0,0033 \text{ m/m, trincas em alvenarias} \quad (4.1)$$

$$\frac{1}{500} = 0,002 \text{ m/m, danos estruturais} \quad (4.2)$$

Comparam-se os valores das distorções angulares obtidos na Tabela 4.4 com os resultados das Equações (7.1) e (7.2). Observa-se que os valores são inferiores aos limites, não trazendo danos à estrutura e às alvenarias dos pavimentos.

A Figura 4.15 apresenta a Faixa B (direção Y) considerada sobre o pilar P14 com largura igual ao lado da sapata virtual P7, que é de 5,19 m, e altura de 1,00 m.

Figura 4.15 - Faixa B (direção Y).



Fonte: Elaborado pelo autor.

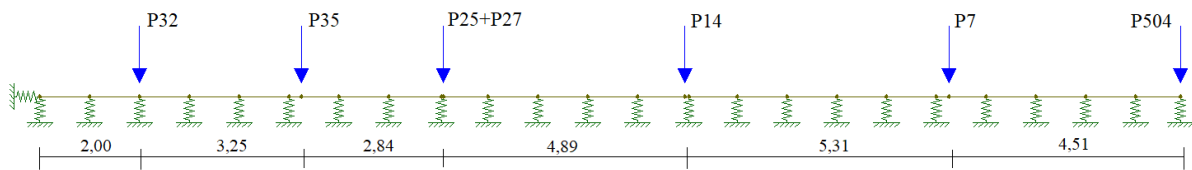
São apresentados os modelos na Figura 4.16 e Figura 4.17, adotados para os diferentes métodos, assim como os diagramas de momento fletor, força cortante e deslocamento (Figuras 7.17 a 7.19) para a Faixa B (direção Y) que envolve o pilar P14. O coeficiente de reação vertical

também foi variado em $\pm 30\%$ com o objetivo de verificar a sensibilidade do sistema sob a variação deste parâmetro.

O coeficiente de mola $k_{v, linear}$, utilizado no modelo da viga que representa a Faixa B, é o produto do coeficiente $k_{v, med}$ pela área da sapata virtual, dado por:

$$k_{v, linear} = 9.431 \times 5,19 \times 1,00 = 48.946 \frac{kN}{m}$$

Figura 4.16 – Modelo de vigas sobre base elástica da Faixa B (unidade: m)



Fonte: Elaborado pelo autor.

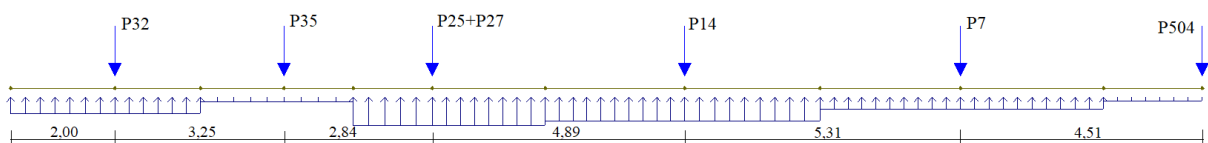
O carregamento linear atuante ao longo da viga ilustrada na Figura 7.16 foi obtido por meio da divisão da carga do pilar pela distância longitudinal da área de influência de cada pilar, mostrado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Cálculo do carregamento linear da Faixa B

	Distância longitudinal (m)	Carga do Pilar (kN)	Carregamento linear (kN/m)
P32	3,65	5553	1521
P35	2,93	960	328
P25+P27	3,69	6820	2585
P14	5,27	11584	2198
P7	5,44	5707	1049
P504	1,91	649	340

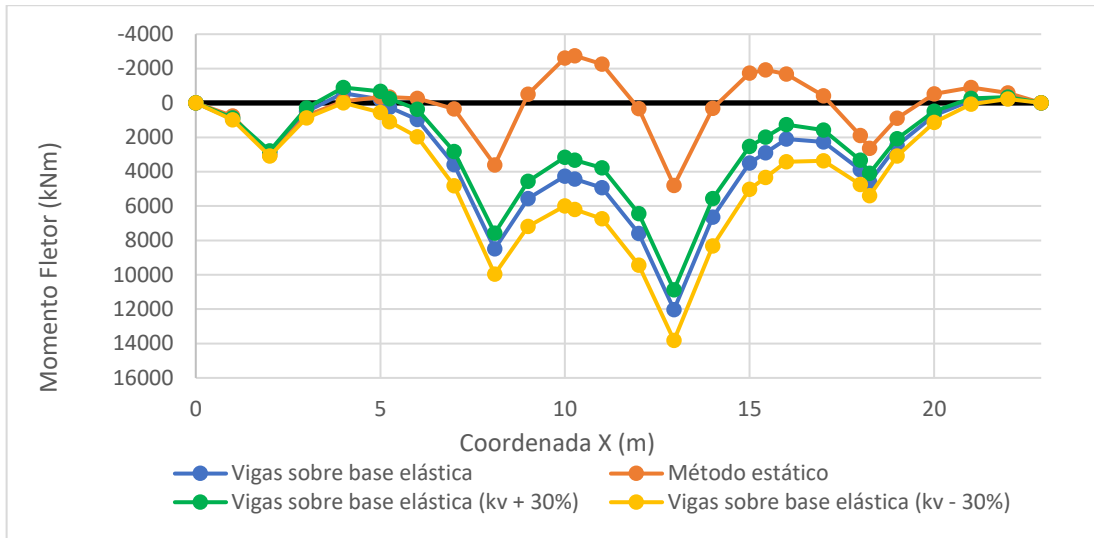
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.17 – Modelo do método estático da Faixa B (unidade: m)



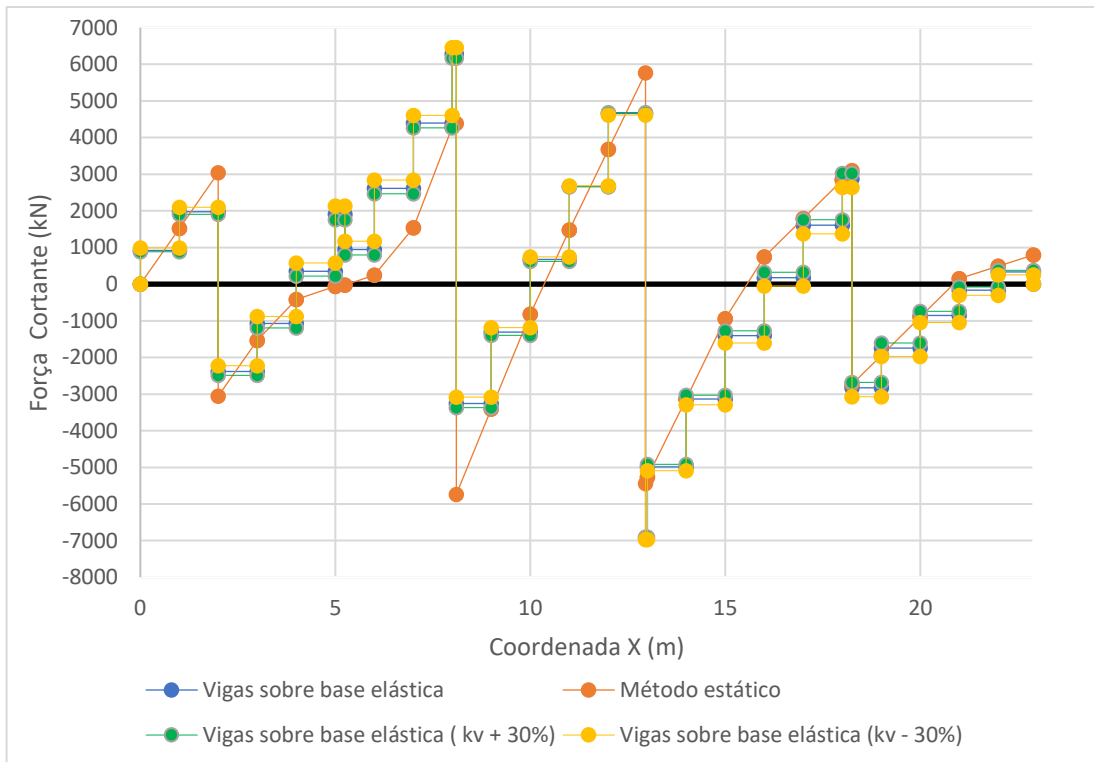
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.18 - Diagrama de momentos fletores da Faixa B



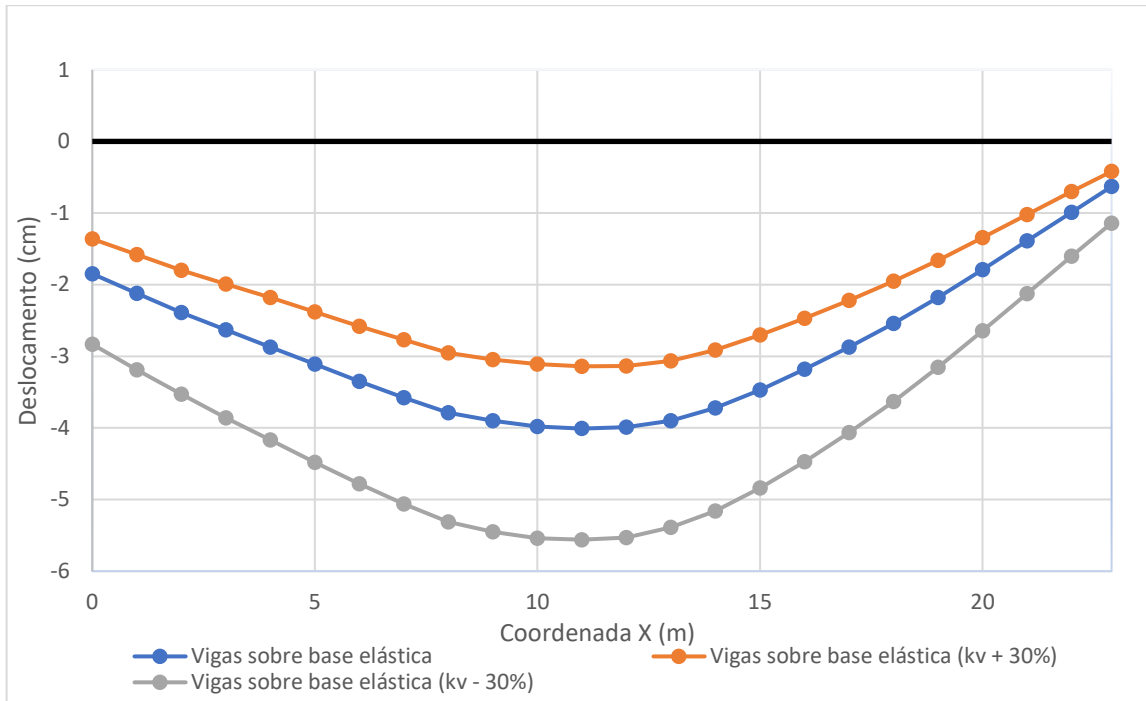
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.19 - Diagrama de força cortante da Faixa B.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.20 – Deslocamentos verticais da Faixa B



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.6, são apresentados os valores máximos dos momentos fletores, positivos e negativos, e das forças cortantes retirados dos gráficos das Figuras 7.17 e 7.18. A Tabela 4.7 apresenta os deslocamentos nas seções dos apoios somente dos modelos sobre base elástica, pois no modelo com o uso do método estático, os apoios são indeslocáveis.

Tabela 4.6 - Resumo de esforços da Faixa B

Método de análise	Vigas sobre base elástica					Método Estático	
	k_v	$k_v + 30\%$		$k_v - 30\%$			
Momento fletor máximo positivo (kN.m)	12.026	10.883	-9,50%	13.813	14,86%	4.809	-60,0%
Momento fletor máximo negativo (kN.m)	-567	-897	58,20%	-228	-59,8%	-2.746	384%
Força cortante máxima (kN)	6.926	6.898	-0,40%	6.972	0,66%	5.765	-16,76%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.7 - Resumo de deslocamentos verticais da Faixa B. (Unidade: cm)

Elemento	k_v	$k_v +30\%$		$k_v -30\%$	
P32	2,39	1,79	-25,1%	3,85	61,1%
P35	3,17	2,43	-23,3%	4,55	43,5%
P25+P27	3,79	2,96	-21,9%	5,31	40,1%
P14	3,91	3,06	-21,7%	5,41	38,4%
P7	2,45	1,88	-23,3%	3,52	43,7%
P504	0,61	0,42	-31,1%	1,15	88,5%

Fonte: Elaborado pelo autor.

A variação do k_v em $\pm 30\%$ apresentou uma diferença de até 14,86% para os momentos fletores positivos máximos. Essa diferença foi ainda maior para os momentos fletores negativos, entretanto, devido a sua baixa magnitude, é provável que seja utilizado o momento fletor mínimo para o cálculo da armadura de flexão negativa. Os momentos fletores sobre o pilar P7, nas direções X e Y, são diferentes devido à distância entre os pilares que compõem cada faixa e das suas cargas atuantes. Em comparação com o método estático, a Faixa B apresentou grande divergência nos valores de momentos fletores em certas seções do radier, mais precisamente entre os pilares P25+P27, P14 e P7. O momento fletor obtido tem sinal contrário aos momentos fletores resultantes do modelo de vigas sobre base elástica. Observa-se, também, um momento fletor positivo máximo 60 % menor que o decorrente da análise de viga sobre base elástica. A variação do k_v em $\pm 30\%$ não mostrou uma mudança expressiva nos valores da a força cortante.

A Tabela 4.8 mostra os valores dos recalques diferenciais específicos ou distorções angulares (β). Comparam-se os valores das distorções angulares obtidos na Tabela 4.8 com os resultados das Equações (7.1) e (7.2). Observa-se que o valor obtido para a distorção entre os pilares P7 e P504, excedendo o limite para danos a estrutura.

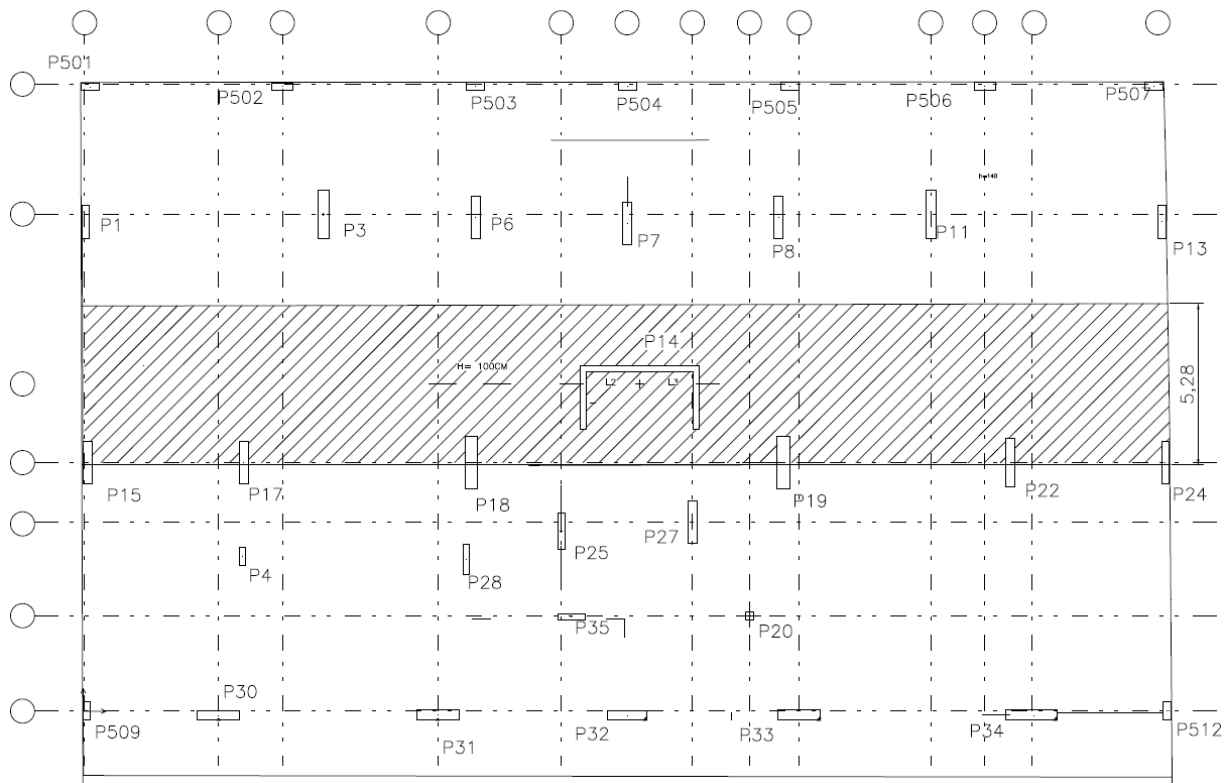
Tabela 4.8 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa B

Elemento	Δ (cm)	L (cm)	β (k_v)	β ($k_v +30\%$)	β ($k_v -30\%$)
P32/P35	0,78	325	0,0024	0,001969	0,0021538
P35/P25+P27	0,62	284	0,002183	0,001866	0,0026761
P25+P27/P14	0,12	489	0,000245	0,000204	0,0002045
P14/P7	1,46	531	0,00275	0,002222	0,0035593
P7/P504	1,84	451	0,00408	0,003237	0,005255

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 4.21 apresenta a faixa horizontal considerada sobre o pilar P14, que é de 5,28 m e altura de 1,00 m. As cargas dos pilares que não estão totalmente em cima da faixa foram consideradas como um percentual equivalente à área do pilar que está sobre a faixa.

Figura 4.21 - Faixa C (direção X)



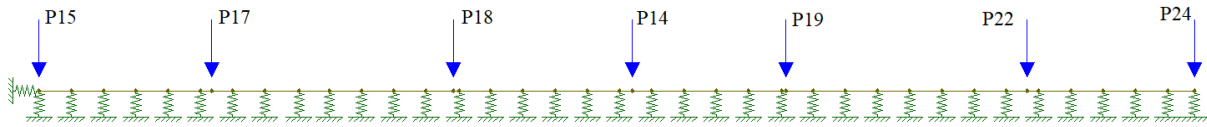
Fonte: Elaborado pelo autor.

A seguir, são apresentados os modelos nas Figura 4.22 e Figura 4.23 adotados para os diferentes métodos, assim como os diagramas de momento fletor, força cortante e deformação (Figuras 7.23 a 7.25) para a Faixa C (direção X) que envolve o pilar P14. Assim como mencionado no roteiro sugerido, o coeficiente de reação vertical foi variado em $\pm 30\%$ com o objetivo de verificar a sensibilidade do sistema sob a variação deste parâmetro.

O coeficiente de mola $k_{v,linear}$, utilizado no modelo da viga que representa a Faixa C, é o produto do coeficiente $k_{v,med}$ pela área da sapata virtual, dado por:

$$k_{v,linear} = 9.431 \times 5,28 \times 1,00 = 49.795 \frac{kN}{m}$$

Figura 4.22- Modelo de vigas sobre base elástica da Faixa C (Unidade m)



Fonte: Elaborado pelo autor.

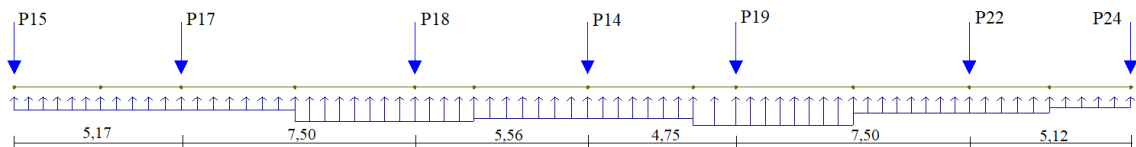
O carregamento linear atuante ao longo da viga ilustrada na Figura 7.22 foi obtido por meio da divisão da carga do pilar pela distância longitudinal da área de influência de cada pilar, mostrado na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Cálculo carregamento linear - Faixa C

	Distância longitudinal (m)	Carga do Pilar (kN)	Carregamento linear (kN/m)
P15	2,76	1711	620
P17	2,93	3813	1301
P18	3,69	6467	1753
P14	5,27	11584	2198
P19	5,44	6674	1227
P22	1,91	4644	2431
P24	2,67	1335	500

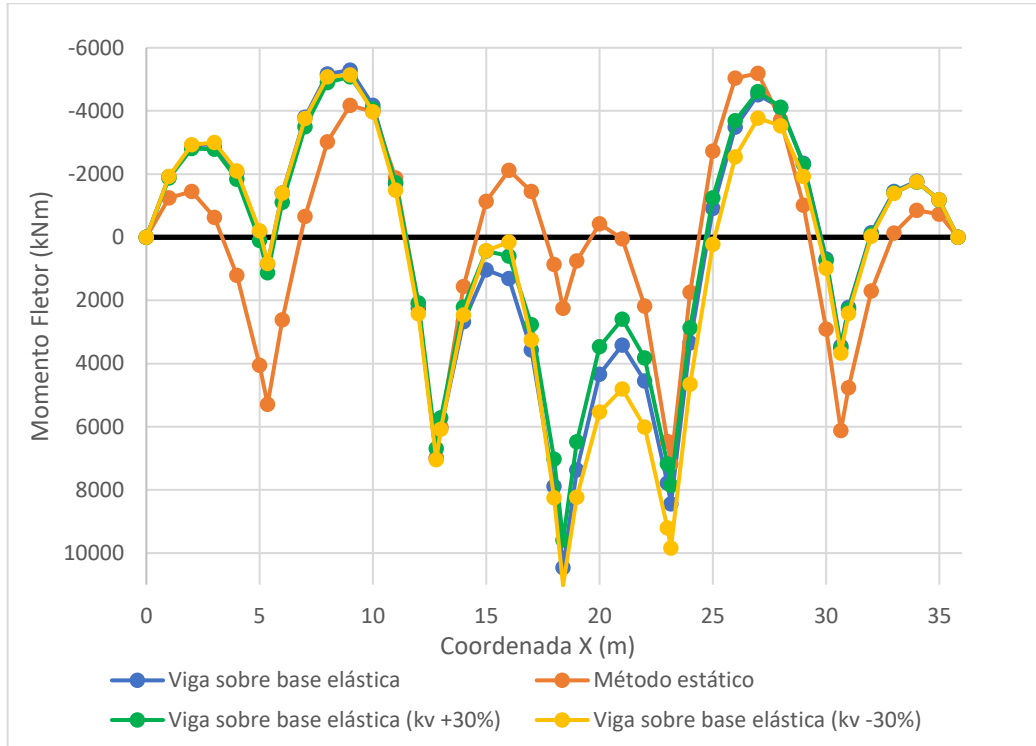
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.23- Modelo método estático da Faixa C (Unidade m)



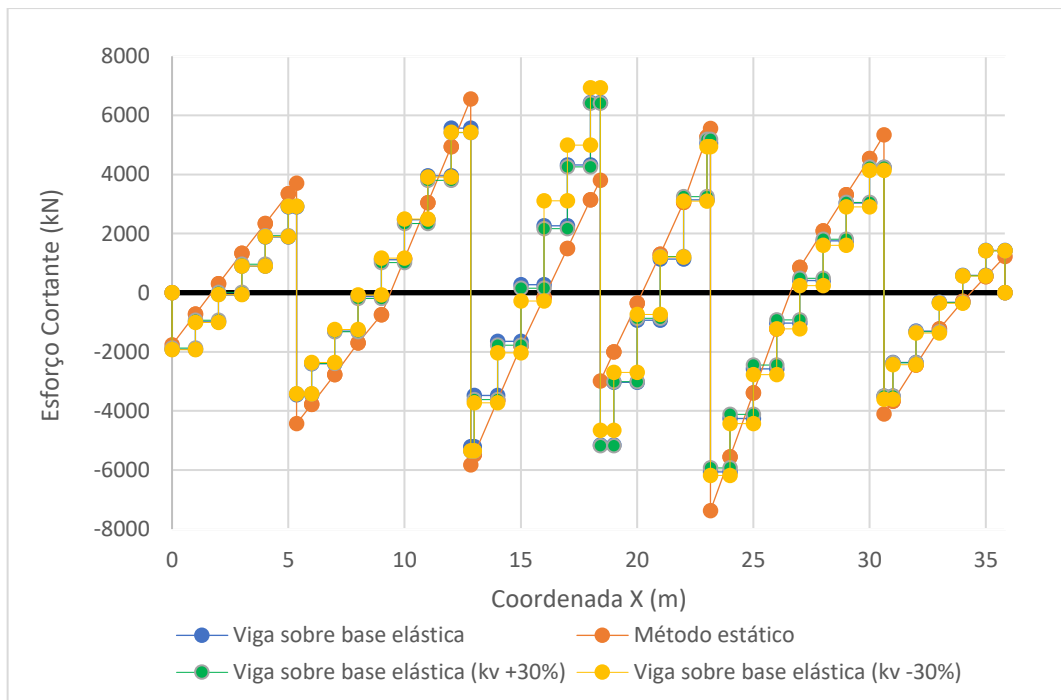
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.24- Diagrama de momentos fletores da Faixa C



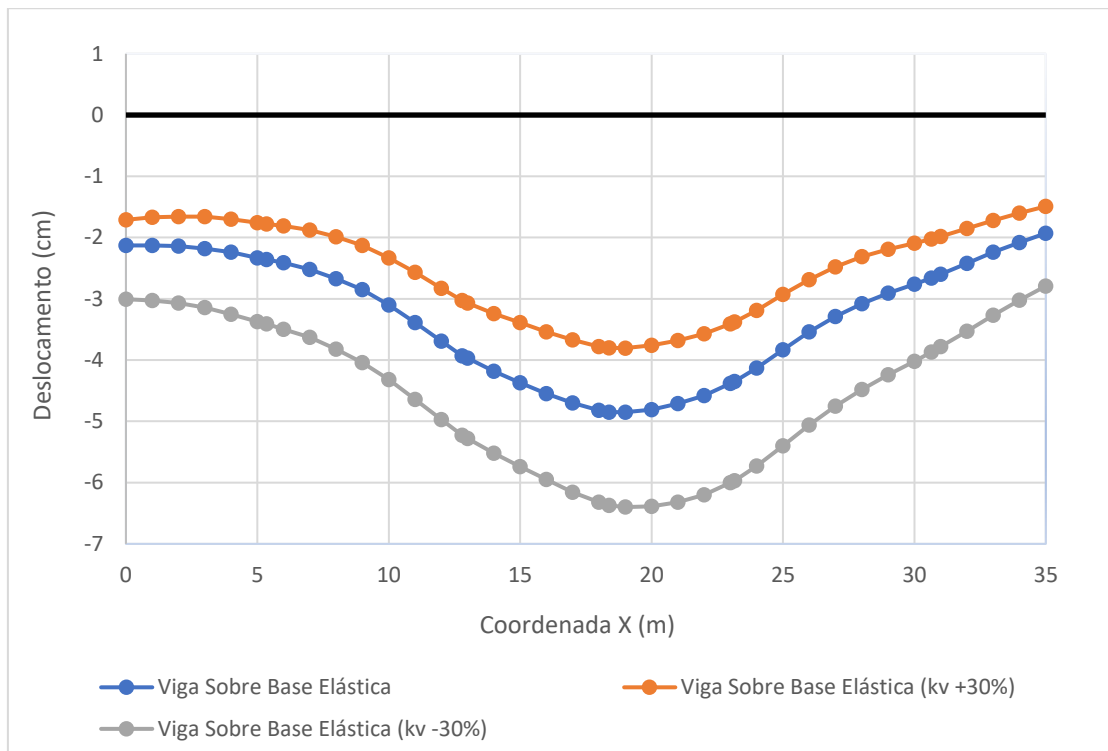
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.25 – Diagrama de força cortante da Faixa C



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.26 - Deslocamentos verticais da Faixa C



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.10, são apresentados os valores máximos dos momentos fletores, positivos e negativos, e da força cortante retirados dos gráficos das Figuras 7.23 e 7.24. A Tabela 4.11 apresenta os deslocamentos nas seções dos apoios somente dos modelos sobre base elástica, pois no modelo com o caso do método estático os apoios são indeslocáveis.

Tabela 4.10 - Resumo de esforços máximos da Faixa C.

Método de análise	Vigas sobre base elástica					Método Estático	
	k_v	$k_v + 30\%$		$k_v - 30\%$			
Momento fletor máximo positivo (kN.m)	10.458	9.585	-8,35%	11021	5,38%	7.175	-31,4%
Momento fletor máximo negativo (kN.m)	-5.295	-5.083	-4,00%	-5142	-2,89%	-5.389	1,78%
Força cortante máxima (kN)	6.430	6.408	-0,34%	6931	7,79%	7.374	14,68%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.11 - Resumo de deslocamentos verticais da Faixa C

Elemento	k_v	$k_v +30\%$		$k_v -30\%$	
P15	2,14	1,71	-20,1%	3,05	42,5%
P17	2,36	1,78	-24,6%	3,41	44,5%
P18	3,93	3,03	-22,9%	5,23	33,1%
P14	4,85	3,80	-21,6%	6,37	31,3%
P19	4,35	3,38	-22,3%	5,97	37,2%
P22	2,66	2,02	-24,1%	3,87	45,5%
P24	1,82	1,42	-22,0%	2,61	43,4%

Fonte: Elaborado pelo autor.

A variação do k_v em $\pm 30\%$ não mostrou uma mudança expressiva nos valores obtidos para os momentos fletores e forças cortantes. Em comparação com o método estático, para o momento fletor positivo máximo, o valor obtido nesse modelo foi 31,4 % menor. Tal diferença pode implicar em um elemento estrutural subarmado, caso não seja considerada a interação solo-estrutura no projeto. Para o momento fletor negativo máximo, o valor obtido no método estático, não apresentou diferença significativa quando comparado ao método de viga sobre base elástica. Para a força cortante, foi obtido um valor 14,68% maior quando comparado ao método de viga sobre base elástica.

A Tabela 4.12 mostra os valores dos recalques diferenciais específicos ou distorções angulares (β). Comparam-se os valores das distorções angulares obtidos na Tabela 4.12 com os resultados das Equações (7.1) e (7.2). Observa-se que os valores são inferiores aos limites, não trazendo danos à estrutura e às alvenarias dos pavimentos.

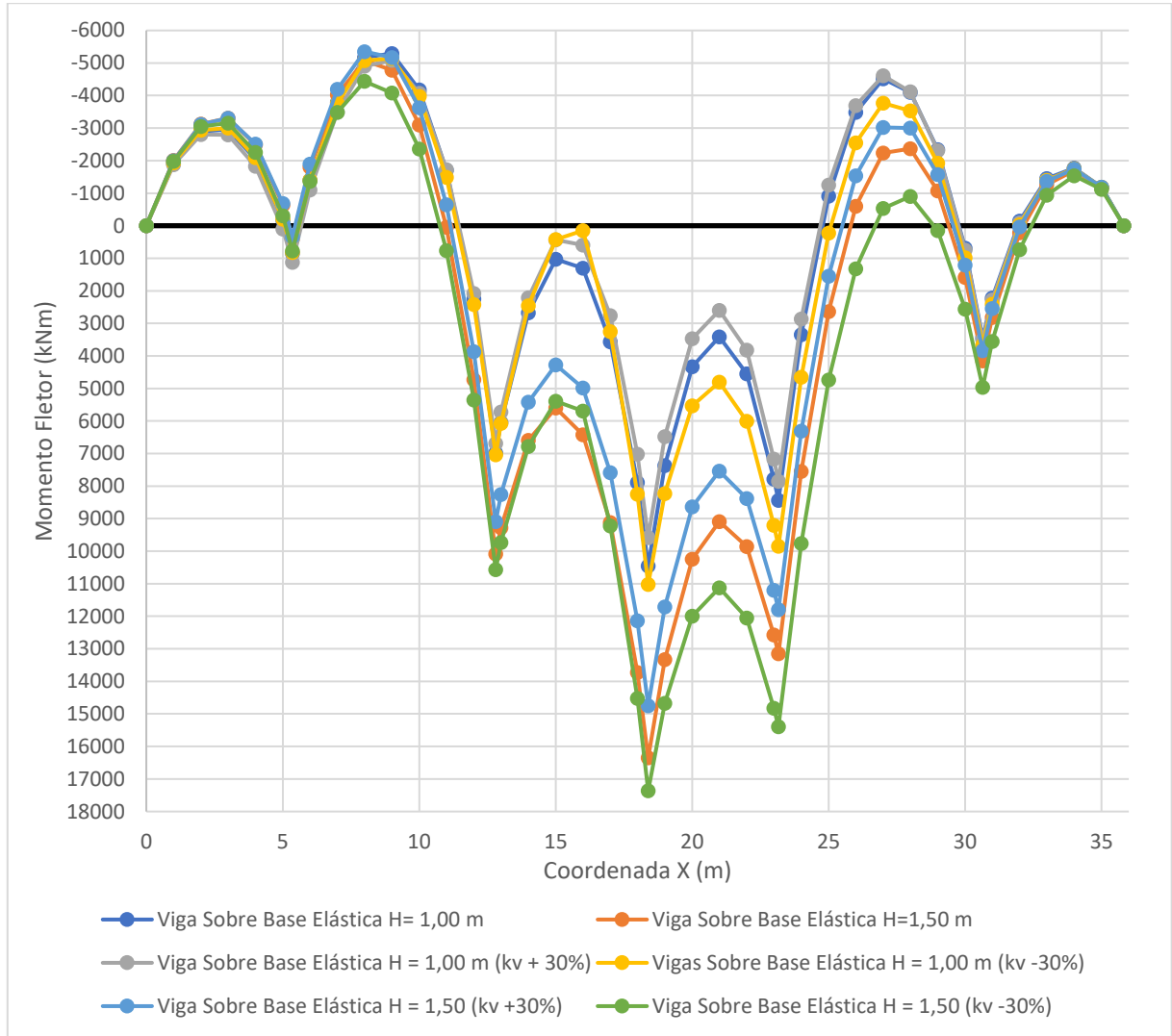
Tabela 4.12 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa C

Elemento	Δ (cm)	L (cm)	β (k_v)	β ($k_v +30\%$)	β ($k_v -30\%$)
P15/P17	0,22	517	0,000426	0,000135	0,0006963
P17/P18	1,57	750	0,002093	0,001667	0,0024267
P18/P14	0,92	556	0,001655	0,001385	0,0020504
P14/P19	0,50	475	0,001053	0,000884	0,0008421
P19/P22	1,69	750	0,002253	0,001813	0,0028
P22/P24	0,84	512	0,001641	0,001172	0,0024609

Fonte: Elaborado pelo autor

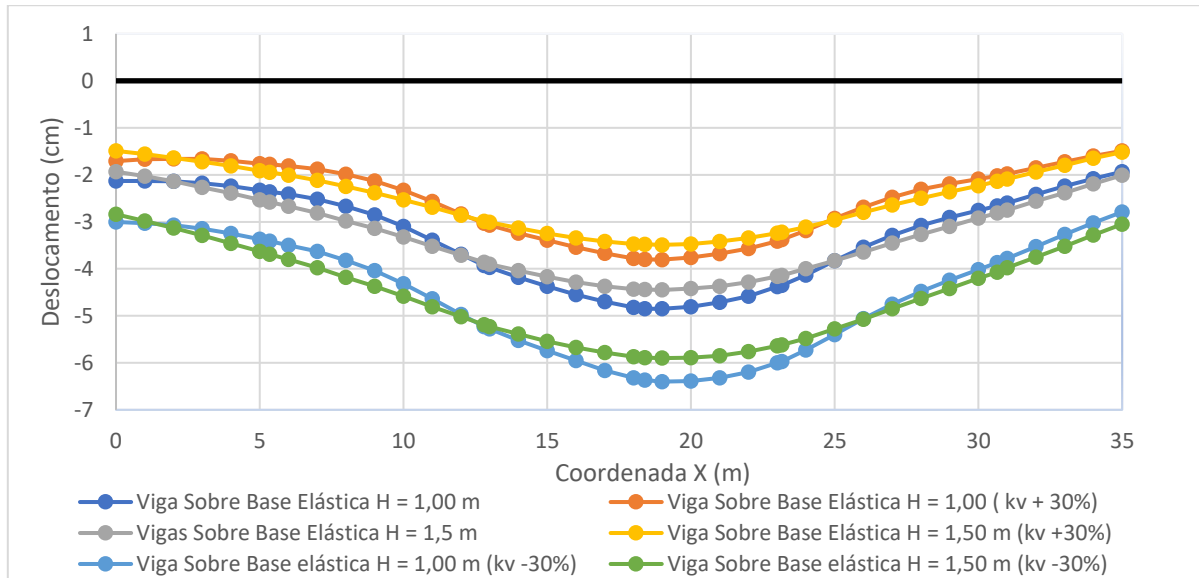
A Faixa C, devido ao elevado deslocamento vertical obtido, é modelada com uma altura de 1,50 m, a fim de avaliar a influência do aumento de rigidez nos deslocamentos verticais e esforços internos. A seguir, são apresentados os diagramas com a comparação entre deslocamentos, forças cortantes e momentos fletores obtidos no novo modelo.

Figura 4.27 - Comparação de momentos fletores da Faixa C com diferentes alturas



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.28 - Comparação de deslocamentos verticais da Faixa C com diferentes alturas



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.13 - Resumo dos esforços máximos da Faixa C com diferentes alturas

Método de análise	Vigas sobre base elástica									
	H = 1,00 m			H = 1,50 m						
	kv - 30%	kv	kv + 30%	kv - 30%	kv	kv + 30%				
Momento fletor máximo positivo (kN.m)	11.021	5,38%	10.458	9.585	-8,35%	17.365	6,20%	16.351	14.749	-9,80%
Momento fletor máximo negativo (kN.m)	-4498	0,56%	-4473	-4295	-3,98%	4.436	-12,59%	5.075	5.352	5,46%
Força cortante máxima (kN)	6.931	7,79%	6.430	6.408	-0,34%	7.100	8,40%	6.550	4.660	28,9%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.14 - Resumo de deslocamentos da Faixa C com diferentes alturas (Unidade: cm)

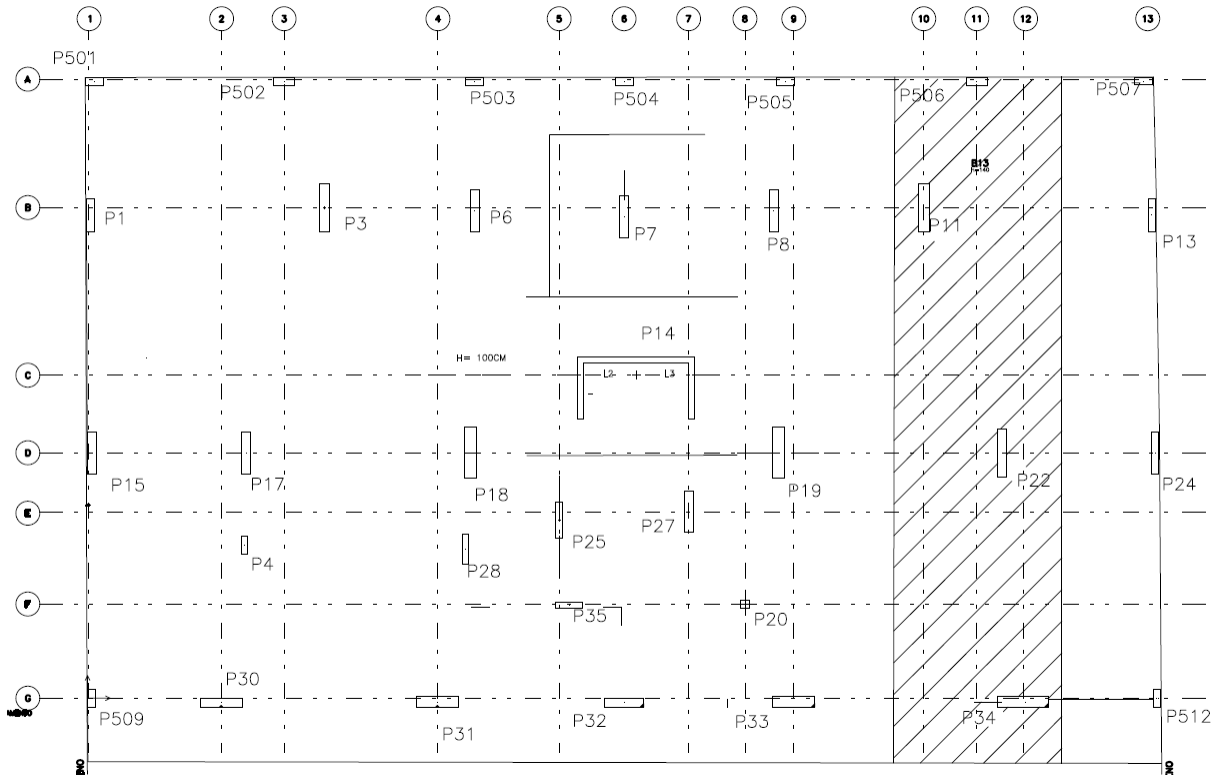
Elemento	P15	P17	P18	P14	P19	P22	P24
H = 1,00 m	2,14	2,36	3,93	4,85	4,35	2,66	1,82
H = 1,50 m	1,93	2,58	3,86	4,44	4,14	2,81	1,88
H = 1,50 m/1,00m	-9,81%	9,32%	-1,78%	-8,45%	-4,83%	5,64%	3,30%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Comparando-se os recalques resultantes mostrados na Tabela 4.14 observa-se que o aumento da rigidez da placa tende a provocar uma uniformização dos recalques absolutos e, portanto, redução dos recalques diferenciais.

A Figura 4.29 apresenta a Faixa D (direção Y) considerada na região dos eixos 10 e 11 com largura igual a 5,60 m e altura de 1,00 m.

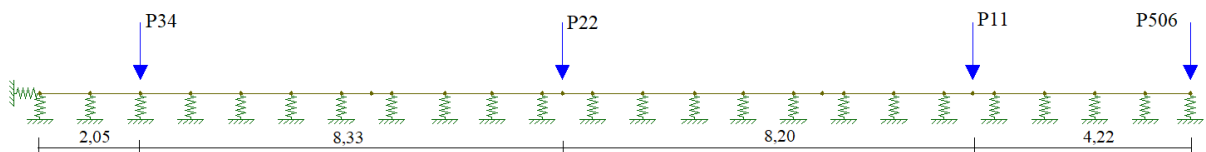
Figura 4.29- Faixa D (direção Y)



Fonte: Elaborado pelo autor.

A seguir, são apresentados os modelos (Figura 4.30 e Figura 4.31) adotados para os diferentes métodos, assim como os diagramas de momento fletor, força cortante e deformação (Figuras 7.31 a 7.33). Assim como mencionado no roteiro sugerido, o coeficiente de reação vertical foi variado em $\pm 30\%$ com o objetivo de verificar a sensibilidade do sistema sob a variação deste parâmetro

Figura 4.30 - Modelo de vigas sobre base elástica Faixa D (Unidade m)



Fonte: Elaborado pelo autor.

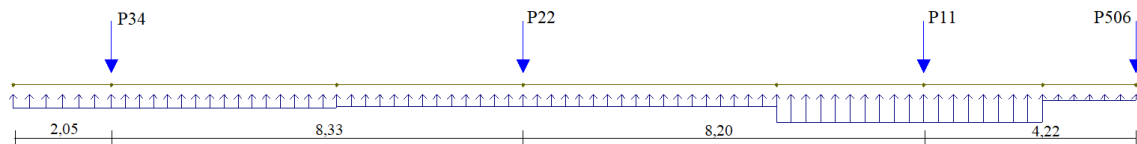
O carregamento linear atuante ao longo da viga ilustrada na Figura 7.30 foi obtido por meio da divisão da carga do pilar pela distância longitudinal da área de influência de cada pilar, mostrado na Tabela 4.9.

Tabela 4.15 - Cálculo carregamento linear - Faixa C

	Distância longitudinal (m)	Carga do Pilar (kN)	Carregamento linear (kN/m)
P34	2,76	1711	620
P22	2,93	3813	1301
P11	3,69	6467	1753
P506	5,27	11584	2198

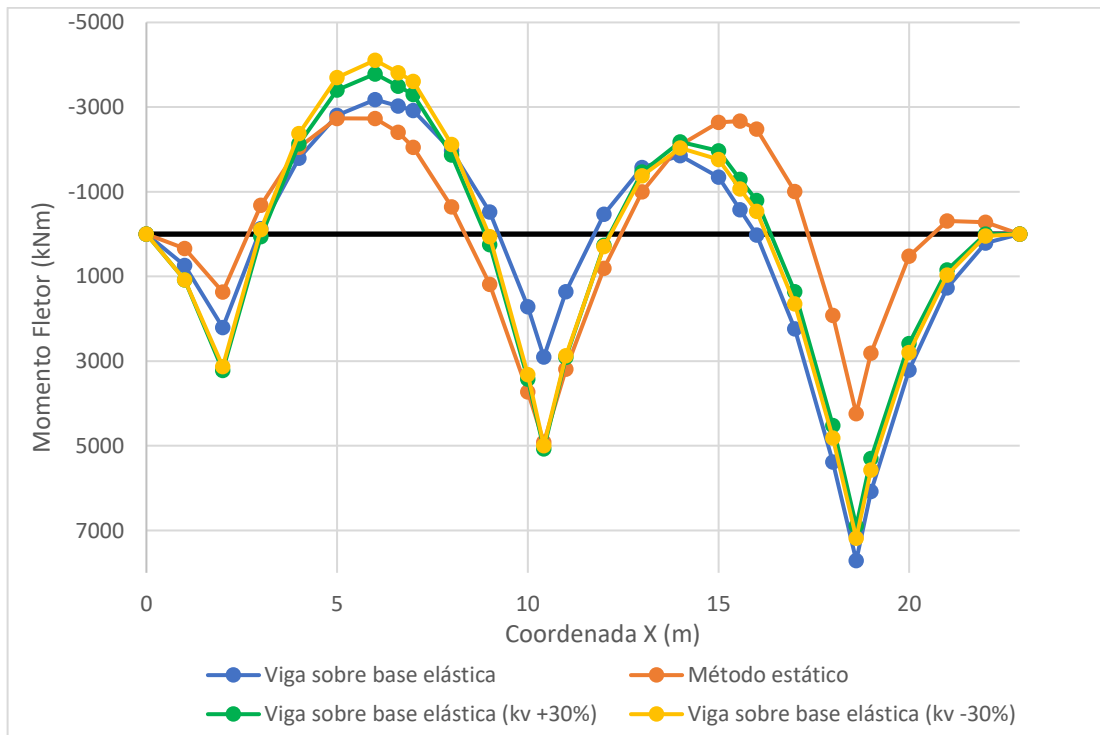
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.31 - Método estático da Faixa D (Unidade m)



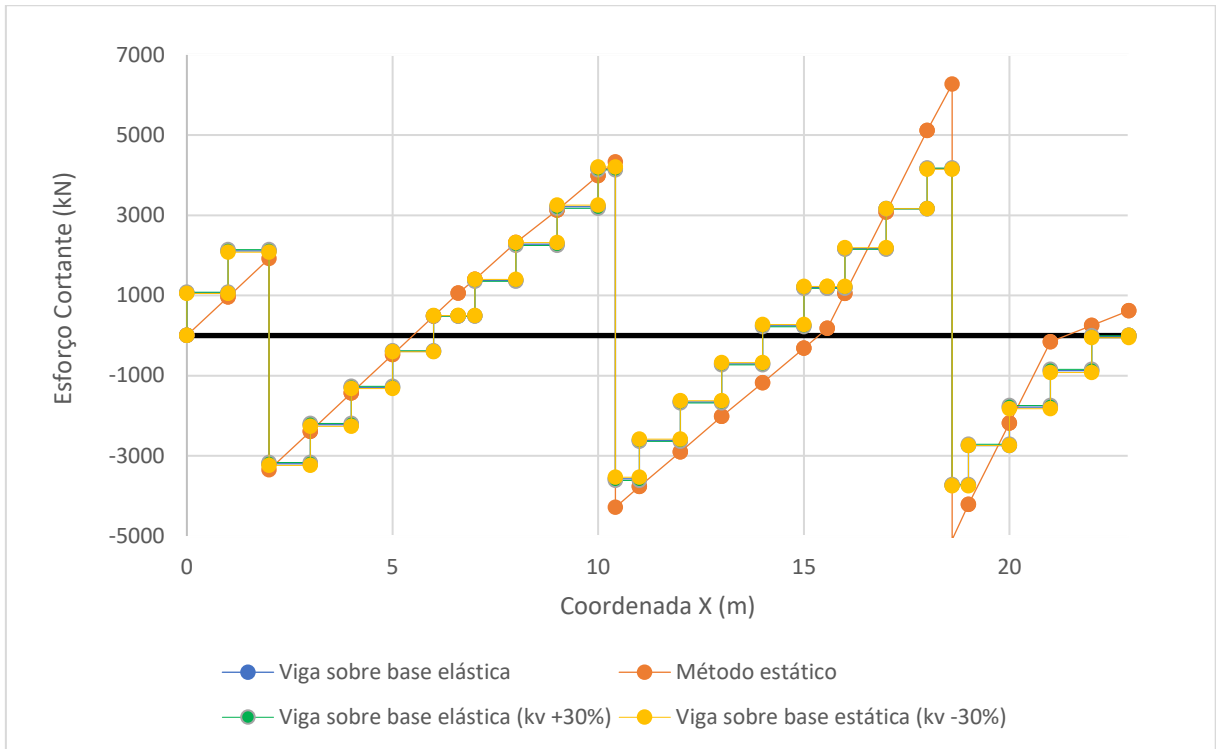
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.32 - Momentos fletores Faixa D



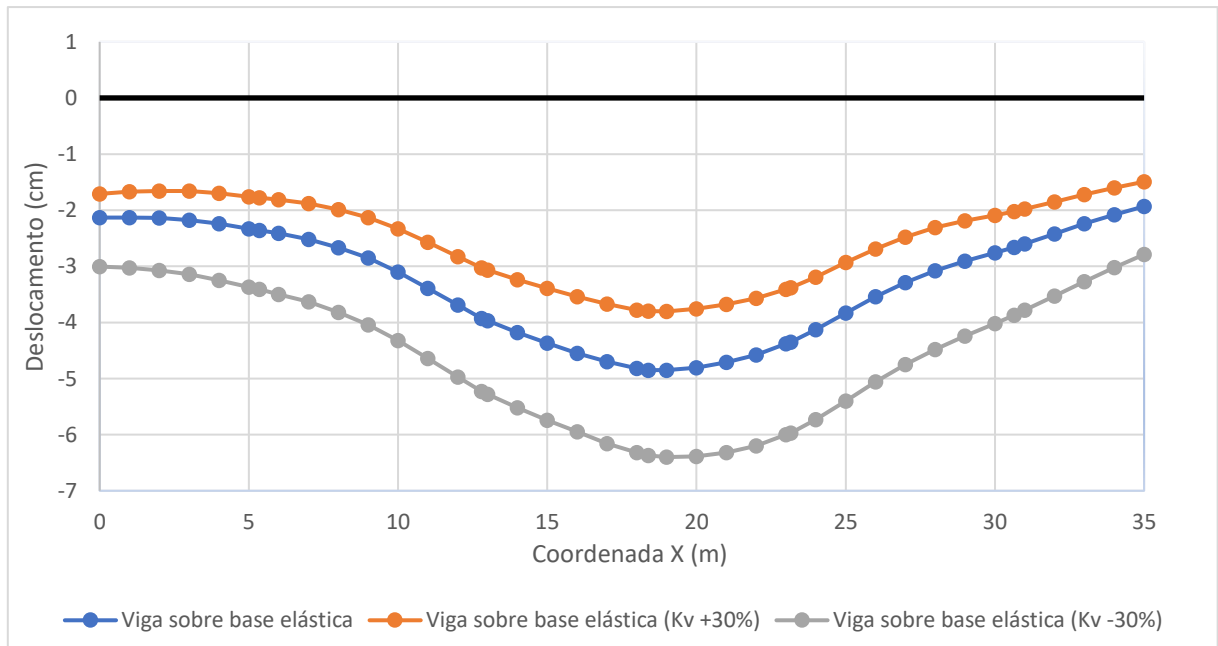
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.33 - Forças cortantes Faixa D



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.34 - Deslocamentos verticais faixa D



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.16, são apresentados os valores máximos dos momentos fletores, positivos e negativos, e da força cortante retirados dos gráficos das Figuras 6.31 e 6.32. A Tabela 4.17 apresenta os deslocamentos nas seções dos apoios somente dos modelos sobre base elástica, pois no modelo com o caso do método estático os apoios são indeslocáveis.

Tabela 4.16 - Resumo de esforços na Faixa D

Método de análise	Vigas sobre base elástica					Método Estático	
	k_v	$k_v + 30\%$		$k_v - 30\%$			
Momento máximo positivo (kN.m)	7.031	7.182	2,15%	6.899	-1,88%	6.882	-2,12%
Momento máximo negativo (kN.m)	-3.932	-4.108	4,48%	-3.785	-3,74%	-3.945	0,33%
Força cortante máxima (kN)	4.165	4.204	0,94%	4.177	0,29%	6.268	50,5%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.17 - Resumo de deslocamentos verticais

Elemento	k_v	$k_v + 30\%$		$k_v - 30\%$	
P34	1,89	1,46	-22,8%	2,67	41,3%
P22	1,78	1,38	-22,5%	2,54	42,7%
P11	1,86	1,46	-21,5%	2,6	39,8%
P506	1,5	1,12	-25,3%	2,21	47,3%

Fonte: Elaborado pelo autor. (Unidade: cm)

A variação do k_v em $\pm 30\%$ não mostrou uma mudança expressiva nos valores obtidos para os momentos fletores e força cortante. Para a faixa estudada, o método estático também não apresentou diferença expressiva nos resultados dos momentos fletores, quando comparados ao método de viga sobre base elástica. Isso é devido aos pequenos valores dos deslocamentos verticais decorrentes da análise, o que resulta em um recalque diferencial mínimo entre os diferentes pontos do radier nessa faixa. Ou seja, os deslocamentos foram quase uniformes, o que aproxima o modelo de viga sobre base elástica a uma condição de apoios indeslocáveis, assim como é considerado no método estático, gerando resultados semelhantes nos dois modelos.

A Tabela 4.18 mostra os valores dos recalques diferenciais específicos ou distorções angulares (β). Comparam-se os valores das distorções angulares obtidos na Tabela 4.18 com os resultados das Equações (7.1) e (7.2). Observa-se que os valores são inferiores aos limites, não trazendo danos à estrutura e às alvenarias dos pavimentos.

Tabela 4.18 - Distorções devidas aos recalques diferenciais da Faixa D

Elemento	Δ (cm)	L (cm)	β (k_v)	β ($k_v +30\%$)	β ($k_v -30\%$)
P34/P22	0,11	833	0,000132053	0,0000960	0,0001561
P22/P11	0,08	820	0,0000976	0,0000976	0,0000732
P11/P506	0,86	422	0,000853081	0,00080569	0,00092417

Fonte: Elaborado pelo autor. (Unidade: cm)

4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O modelo de viga sobre base elástica adotado no roteiro sugerido, para as faixas A, B e C, evidencia a importância da consideração da interação solo-estrutura para a escolha e dimensionamento de fundações do tipo radier. Para a faixa A, o modelo obtém valores de momento fletor até 28,8 % inferiores ao modelo estático, enquanto, para a força cortante, a redução foi de 41,4 %. Para as faixas B e C, na região próxima ao elevador, há uma diferença expressiva nos valores dos momentos fletores quando comparados ao método estático. Para a faixa B, a análise retorna um valor 60% maior quando comparado ao método estático, assim como um deslocamento vertical elevado. Isso mostra que a não consideração da interação solo-estrutura na análise pode acarretar o subdimensionamento da seção, e ainda, em problemas de utilização da estrutura, devido a recalques excessivos não previstos. Para a faixa D, o modelo de viga sobre base elástica e o modelo estático retornaram resultados bem próximos.

Comparando os resultados obtidos pelos dois métodos empregados, pode-se observar uma grande influência da interação solo-estrutura nos resultados das solicitações das faixas A, B e C, enquanto na faixa D, essa influência foi menor. Isso pode ser explicado pela diferença nos deslocamentos verticais obtidos em cada faixa. Nas faixas A, B e C, tanto a magnitude dos deslocamentos foram maiores quanto a diferença entre eles, ou seja, o recalque diferencial foi maior. Já na faixa D, os deslocamentos verticais e os recalques diferenciais foram expressivamente menores que nas outras faixas, tornando sua condição mais próxima da premissa adotada no método estático, onde os apoios são considerados como indeslocáveis.

Para as faixas A, B e C, há deslocamentos divergentes para pilares comuns às faixas. Essa variação de valores de deslocamento vertical do mesmo pilar, em faixas distintas, pode ser explicada pela diferença no espaçamento e magnitude das cargas dos pilares presentes em cada faixa.

Com a variação do k_v em $\pm 30\%$ nas faixas A, B e C, a variação dos deslocamentos verticais é mais expressiva, portanto, há uma maior sensibilidade dos resultados com a variação deste parâmetro. Esse fato pode ser explicado pela maior deformação do radier nessa região, fazendo com que o modelo dessas três faixas sofra uma maior influência, quando há uma variação desse parâmetro. Para a faixa D, nota-se que os esforços internos não sofrem grande influência da variação desse parâmetro. Isto é esperado, pois os deslocamentos verticais encontrados no modelo, além da baixa magnitude, são praticamente uniformes ao longo da faixa, o que leva a placa nessa região a ter um comportamento mais próximo ao de uma placa rígida que considera os deslocamentos verticais como uniformes, não sofrendo influência da variação da rigidez do solo.

A variação da rigidez da faixa C mostrou, como esperado, que o aumento da rigidez da placa tende a uniformizar os recalques ao longo dela, com maior magnitude nas extremidades e menores valores na região central de maior momento fletor. O aumento da rigidez do radier é um dos meios possíveis para se contornar recalques excessivos neste tipo de solução. Contudo, deve ser avaliado a viabilidade econômica dessa opção, pois, tal escolha pode implicar em um aumento expressivo dos insumos necessários para a execução do radier.

Quando analisados os valores de recalques absolutos obtidos no modelo de vigas sobre base elástica, é observado que, na região central do prédio o recalque absoluto é cerca de 3,0 cm a 6,0 cm. Tais valores de recalque são considerados expressivos, isso faz com que a decisão sobre a adoção ou não desse tipo de fundação deixe de ser simples, pois os valores dos recalques absolutos aceitáveis em projetos de edifícios não são normatizados. Logo, faz-se necessária uma análise mais profunda pelos engenheiros envolvidos que, para definir o recalque absoluto admissível do projeto, devem considerar diferentes fatores com o tipo de estrutura do edifício e até a tolerância do usuário. Porém, tendo em vista a prática de engenharia de fundações no país, pode-se dizer que, em princípio, recalques absolutos entre 2,5 cm e 5,0 cm podem ser considerados como aceitáveis, desde que os recalques diferenciais estejam enquadrados nos limites normativos.

5 CONCLUSÕES

O objetivo desse trabalho foi, primeiramente, expor os principais métodos de análise de um radier e propor roteiro de elaboração de projeto, para fornecer, ao leitor, uma referência de cálculo em obras correntes.

Para o estudo de caso aqui proposto, o método de análise de viga sobre base elástica mostrou resultados satisfatórios, evidenciando a importância da consideração da interação solo-estrutura na análise desse tipo de estrutura, tanto do ponto de vista econômico quanto de segurança. Em algumas faixas, houve uma redução significativa dos momentos fletores, podendo impactar no consumo de aço final. Em faixas da região central do radier, foram observados momentos fletores positivos expressivamente maiores aos encontrados na análise pelo método estático.

Os esforços solicitantes estão relacionados ao espaçamento e à magnitude das cargas dos pilares. Na seção do P7, comum em duas faixas perpendiculares entre si (A e B), foram encontrados momentos fletores diferentes nas duas direções. Essa divergência foi razoável, pois a distância entre pilares e suas cargas eram diferentes.

Para o caso estudado, a instrumentação e a medição dos recalques do edifício ajudariam a avaliar a metodologia proposta, validando valores de recalques obtidos tanto pela equação de previsão de recalques, quanto pelo modelo de viga sobre base elástica. A instrumentação também pode auxiliar, eventualmente, a aprimorar a metodologia de projeto, propondo melhorias nas premissas adotadas e adequações, caso necessário, à previsão de recalques e modelagem da estrutura.

Por fim, como sugestão de continuação de pesquisa para este tema:

- Realizar análise em *software* mais robusto e comparar com resultados obtidos no modelo simplificado;
- Incluir a análise de *softwares* de teor geotécnico no modelo;
- Realizar análises por meio de outros métodos encontrados na literatura;
- Comparar os consumos de aço e concreto obtidos com os resultados dos esforços solicitantes pelas diferentes modelagens;
- Finalizar o dimensionamento e verificação da punção, inerente a esse tipo de estrutura, e da fissuração, com a execução do detalhamento.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTONIAZZI, J. P. **INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**. Santa Maria-Rio Grande do Sul: Universidade Federal de Santa Maria, 2011.

DÓRIA, L. E. S. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. Maceió: Universidade Federal de Alagoas, 2007a.

DÓRIA, L. E. S. **PROJETO DE ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO DO TIPO RADIER**. [s.l.] UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS, 2007b.

HU, Y. et al. Examining and optimizing the BCycle bike-sharing system – A pilot study in Colorado, US. **Applied Energy**, v. 247, p. 1–12, 2019.

RIBEIRO, M. A. A. **No ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS UTILIZADOS NO CÁLCULO DA INTERAÇÃO SOLO-RADIER**. Rio de Janeiro: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, 2010.

SANTOS, M. J. D. C. **CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE FUNDAÇÕES EM RADIER**. Rio de Janeiro: [s.n.].

TEIXEIRA, A. . **Projeto e execução de fundações**Seminário de Engenharia e Fundações Especiais e Geotecnia, , 1996.

TERZAGHI, K. EVALUATION OF COEFFICIENTS OS SUBGRADE REACTION. **Geotechnique**, v. 5, p. 41–50, 1955.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **FUNDAÇÕES: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WHITMAN, R. .; RICHART, F. . **Design Procedure for Dynamically Loaded Foundations**. [s.l.] The University of Michigan, 1967.

GIROUD, J. P. **Tables pour le calcul des fondations**. Paris: DUnod, 1972.

APÊNDICE A

São apresentados a seguir os valores do módulo de elasticidade obtido para cada sondagem.

Tabela A.0.1 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 01

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
SP - 01	22	0,55	36,3
	37	0,55	61,05
	36	0,55	59,4
	36	0,55	59,4
	33	0,55	54,45
	32	0,55	52,8
	26	0,55	42,9
	18	0,55	29,7
	30	0,55	49,5
	37	0,55	61,05
	37	0,55	61,05
	38	0,55	62,7
	41	0,55	67,65
	40	0,55	66
	40	0,55	66
	Módulo de Elasticidade Médio		

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela A.0.2 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 02

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
SP - 02	17	0,55	28,05
	30	0,55	49,5
	32	0,55	52,8
	33	0,55	54,45
	33	0,55	54,45
	22	0,55	36,3
	32	0,55	52,8
	24	0,55	39,6
	32	0,55	52,8
	38	0,55	62,7
	15	0,55	24,75
	30	0,55	49,5
	36	0,55	59,4
	20	0,55	33
	26	0,55	42,9
	38	0,55	62,7
Módulo de Elasticidade Médio			47,23 MPa

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela A.0.3 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 03

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
SP - 03	18	0,55	29,7
	32	0,55	52,8
	36	0,55	59,4
	35	0,55	57,75
	30	0,55	49,5
	34	0,55	56,1
	27	0,55	44,55
	33	0,55	54,45
	28	0,55	46,2
	29	0,55	47,85
	32	0,55	52,8
	34	0,55	56,1
	28	0,55	46,2
	38	0,55	62,7
	34	0,55	56,1
	43	0,55	70,95
Módulo de Elasticidade Médio			52,7 MPa

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela A.0.4- Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 04

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
SP - 04	11	0,55	18,15
	22	0,55	36,3
	48	0,55	79,2
	47	0,55	77,55
	36	0,55	59,4
	37	0,55	61,05
	34	0,55	56,1
	33	0,55	54,45
	15	0,3	13,5
	35	0,3	31,5
	34	0,3	30,6
	38	0,55	62,7
	36	0,55	59,4
	36	0,55	59,4
	36	0,55	59,4
	36	0,55	59,4
	30	0,55	49,5
	29	0,55	47,85
	28	0,55	46,2
	28	0,55	46,2
	29	0,55	47,85
	41	0,55	67,65
	42	0,55	69,3
42	0,55	69,3	
Módulo de Elasticidade Médio			52,58 MPa

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela A.0.5 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 05

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
SP - 05	10	0,55	16,5
	16	0,55	26,4
	45	0,55	74,25
	35	0,55	57,75
	36	0,55	59,4
	35	0,55	57,75
	34	0,55	56,1
	16	0,55	26,4
	17	0,55	28,05
	41	0,55	67,65
	42	0,55	69,3
	39	0,3	35,1
	24	0,55	39,6
	25	0,55	41,25
	26	0,55	42,9
	27	0,55	44,55
	33	0,55	54,45
	34	0,55	56,1
	41	0,55	67,65
	48	0,55	79,2
37	0,55	61,05	
39	0,55	64,35	
33	0,55	54,45	
34	0,55	56,1	
50	0,55	82,5	
Módulo de Elasticidade Médio			52,75 MPa

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela A.0.6 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP – 06

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
SP - 06	7	0,3	6,3
	28	0,55	46,2
	44	0,55	72,6
	42	0,55	69,3
	32	0,55	52,8
	31	0,55	51,15
	31	0,55	51,15
	30	0,55	49,5
	28	0,55	46,2
	41	0,3	36,9
	42	0,3	37,8
	35	0,55	57,75
	34	0,55	56,1
	26	0,55	42,9
	27	0,55	44,55
	38	0,55	62,7
	39	0,55	64,35
	13	0,55	21,45
	15	0,55	24,75
	37	0,55	61,05
37	0,55	61,05	
33	0,55	54,45	
42	0,55	69,3	
Módulo de Elasticidade Médio			49,58 MPa

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela A.0.7 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 07

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
	12	0,55	19,8
	11	0,55	18,15
	30	0,55	49,5
	31	0,55	51,15
	32	0,55	52,8
	45	0,55	74,25
	46	0,55	75,9
	37	0,55	61,05
	28	0,55	46,2
	30	0,55	49,5
	17	0,55	28,05
SP - 07	14	0,55	23,1
	10	0,55	16,5
	11	0,55	18,15
	30	0,55	49,5
	37	0,55	61,05
	38	0,55	62,7
	24	0,55	39,6
	23	0,55	37,95
	20	0,55	33
	21	0,55	34,65
	33	0,55	54,45
	24	0,55	39,6
	35	0,55	57,75
Módulo de Elasticidade Médio			43,93 MPa

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela A.0.8 - Módulo de elasticidade médio sondagem SP - 08

SONDAGEM	N _{spt}	K	E (MPa)
SP - 08	14	0,55	23,1
	39	0,55	64,35
	41	0,55	67,65
	41	0,55	67,65
	42	0,55	69,3
	34	0,55	56,1
	33	0,55	54,45
	23	0,55	37,95
	23	0,55	37,95
	28	0,55	46,2
	25	0,55	41,25
	25	0,55	41,25
	37	0,55	61,05
	38	0,55	62,7
	37	0,55	61,05
	38	0,55	62,7
	32	0,55	52,8
	34	0,55	56,1
	42	0,55	69,3
	41	0,55	67,65
30	0,55	49,5	
23	0,55	37,95	
36	0,55	59,4	
Módulo de Elasticidade Médio			54,23MPa

Fonte: Elaborado pelo autor

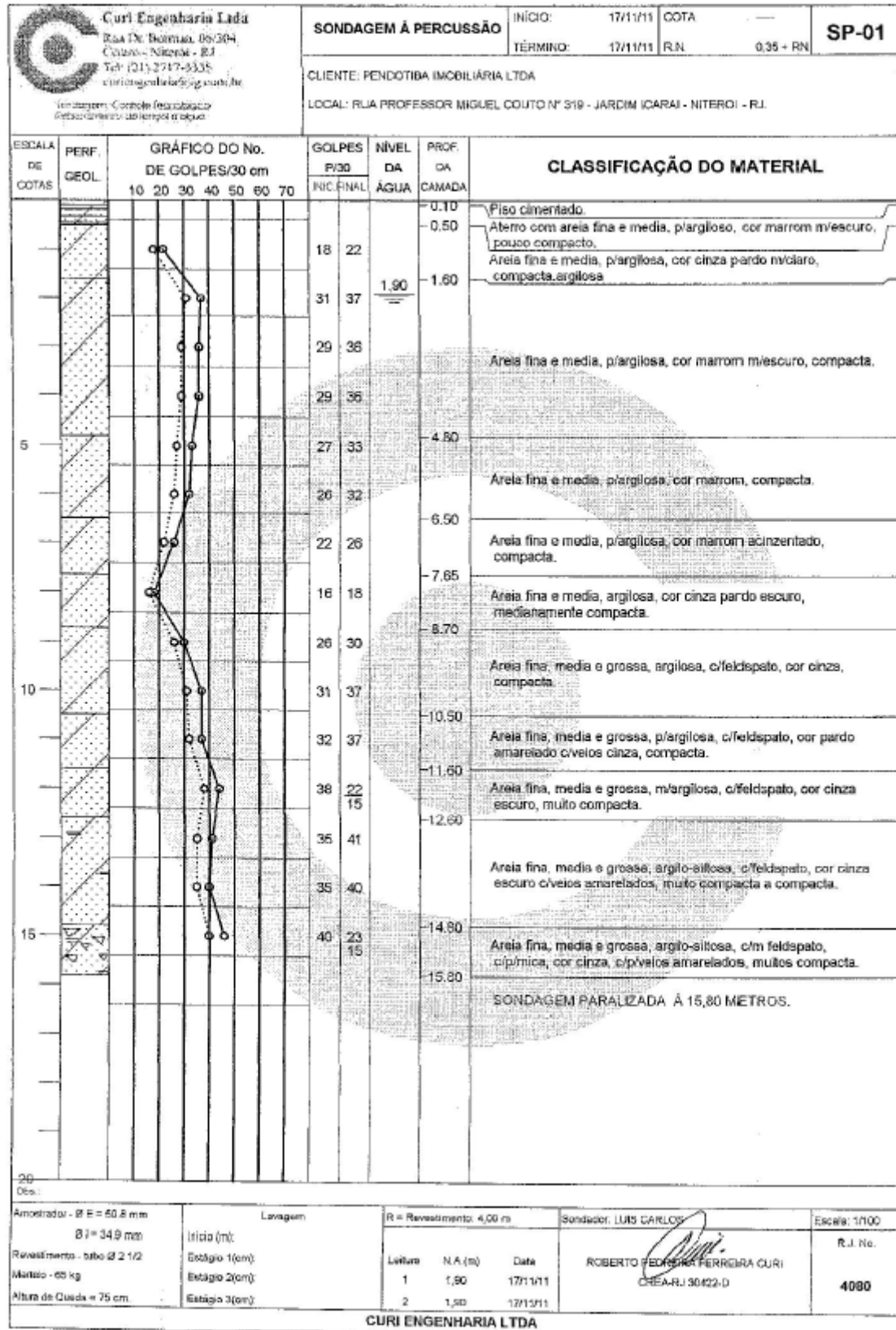
APÊNDICE B

Tabela B.0.1 - Mapa de cargas

	F _z (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)
P1	3258	-64	0
P3	8310	-240	6
P4	922	11	-1
P6	6820	-157	0
P7	5707	-119	0
P8	6628	-152	1
P11	7896	-235	-5
P13	3139	-77	0
P14	11584	-1326	471
P15	2852	48	-6
P17	6355	-126	-1
P18	10778	46	-5
P19	11123	1	7
P20	460	1	-2
P22	7740	-215	3
P24	2225	145	2
P25	4401	61	0
P27	5137	129	3
P28	2050	38	2
P30	6024	7	-14
P31	7713	8	1,3
P32	5553	3	2
P33	7807	17	35
P34	6328	22	1,2
P35	960	2	-7
P501	811	-4	-1
P502	994	-4	1
P503	732	-2	0
P504	649	-2	0
P505	702	-2	0
P506	778	-4	1
P507	531	-4	0
P509	680	25	0
P512	648	6	0

Fonte: Elaborado pelo autor

ANEXO A





Curi Engenharia Ltda
 Rua Dr. Bonfatti, 06/314
 Centro - Niterói - RJ
 Tel: (21) 2337-9335
 curi@curieng.com.br

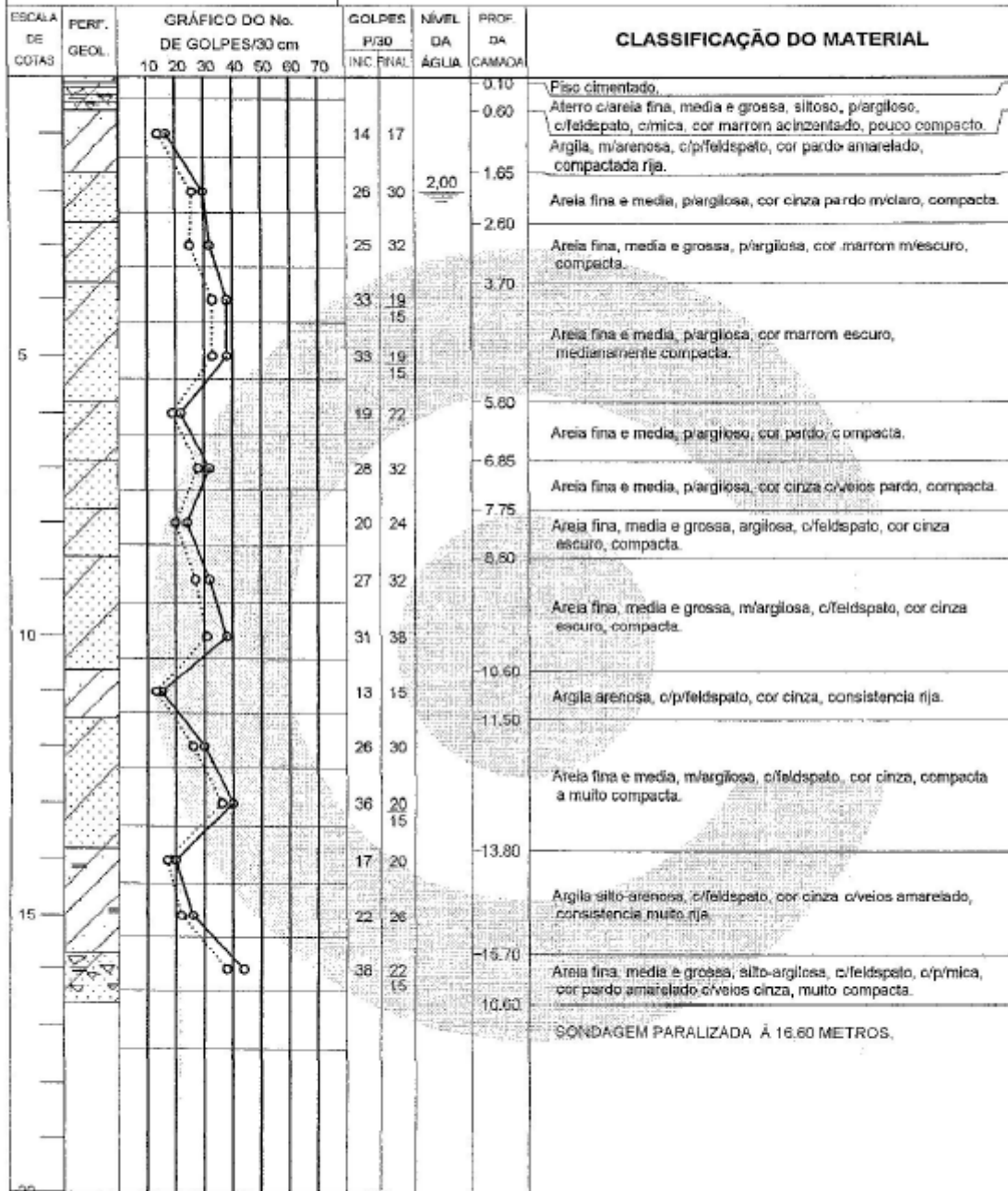
Sonagens, Controle Tecnológico
 Desenvolvimento de Técnicas e Equip.

SONDAGEM À PERCUSSÃO	INÍCIO:	23/11/11	COTA	—
	TÉRMINO:	23/11/11	R.N.	0,45 + RN

SP-02

CLIENTE: FENDOTIBA IMOBILIÁRIA LTDA

LOCAL: RUA PROFESSOR MIGUEL COUTO Nº 319 - JARDIM ICARAI - NITERÓI - RJ.



Amostrador - Ø E = 50,8 mm Ø I = 34,9 mm Revestimento - tubo Ø 2 1/2 Martelo - 65 kg Altura de Queda = 75 cm	Lavagem Início (cm): Estágio 1 (cm): Estágio 2 (cm): Estágio 3 (cm):	R = Revestimento: 4,00 m Leitura: N.A. (m) Data: 1 2,00 23/11/11 2 2,00 23/11/11	Sondador: LUIS CARLOS ROBERTO PEDREIRA CREA-RJ 30422-D	Escala: 1/100 R.J. No. 4080
--	--	--	--	--

CURI ENGENHARIA LTDA



Curi Engenharia Ltda
 Rua Dr. Buarque, 06/304
 Copacabana - Niterói - RJ.
 Tel: (21) 2117-3335
 curi@engenharia.com.br

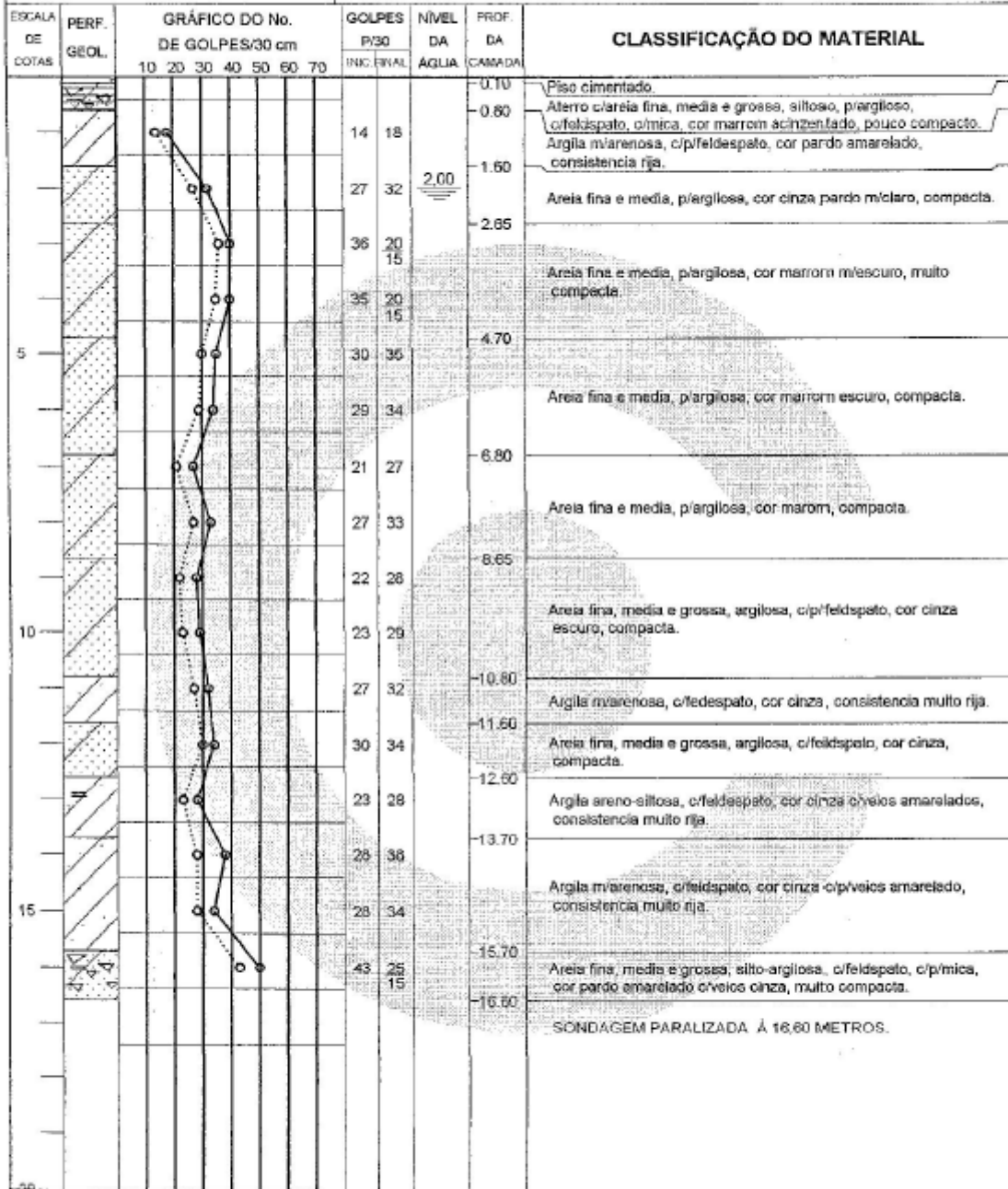
Sonagem: Controle Tecnológico
 Reforçamento de estruturas de aço

SONDAGEM À PERCUSSÃO	INÍCIO:	10/11/11	GOTA	—
	TÉRMINO:	10/11/11	R.N.	0.50 + RN

SP-03

CLIENTE: PENDOTBA IMOBILIÁRIA LTDA

LOCAL: RUA PROFESSOR MIGUEL COUTO N° 319 - JARDIM (CARAI) - NITERÓI - RJ.



Cota:		Armadador - Ø E = 50.8 mm		Lavagem		R = Revestimento: 6.00 m		Sondador: LUIS CARLOS		Escala: 1/500	
		Ø I = 34.9 mm		Início (m):		Leitura		M.A. (m)		Data	
		Revestimento - tubo Ø 2 1/2		Escala 10(cm):		1		2,00		10/11/11	
		Martelo - 05 kg		Escala 20(cm):		2		2,00		10/11/11	
		Altura de Queda = 75 cm.		Escala 30(cm):						ROBERTO PEDRINHO FERREIRA CURI CREA/RJ 30422-D	
										R.J. No. 4080	

CURI ENGENHARIA LTDA



Curi Engenharia Ltda
 Rua Dr. Bressan, 06/304
 Centro - Niterói - RJ
 Tel: (21) 2717-9335
 curi@curieng.com.br

Autuação: Cotação Recolhida
 Regulamento de 10/2004 e 03/2005

SONDAGEM À PERCUSSÃO

INÍCIO: 27/07/12 COTA:
 TÉRMINO: 27/07/12 R.N. 0,05 + RN

SP-04

CLIENTE: PENDOTIBA IMOBILIÁRIA LTDA

LOCAL: RUA PROFESSOR MIGUEL COUTO N° 319 - JARDIM ICARAI - NITERÓI - RJ

ESCALA DE COTAS	PERF. GEOL.	GRÁFICO DO No. DE GOLPES/30 cm 10 20 30 40 50 60 70	GOLPES P/30 INC.FINAL	NÍVEL DA ÁGUA	PROF. DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			10 11		-0.60	Aterro c/areia fina e media, p/argiloso cor marrom escuro, pouco compacto.
			15 22		-2.70	Areia fina e media, p/argilosa, cor cinza pardo m/claro, medianamente compacta a compacta.
			38 48	2.80		
			38 47		-4.60	Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom m/escuro, muito compacta.
5			32 36		-6.80	Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom acinzentado escuro, compacta.
			33 37		-6.80	
			32 34		-6.80	
			31 33		-6.80	Areia fina, media e grossa, argilosa, c/feldspato, cor cinza, compacta.
			12 15		-8.70	Argila p/arenosa, c/p/feldspato, cor cinza escuro c/pveios amarelado, consistencia rija.
10			35 15		-9.85	Argila arenosa, p/siltosa, c/m/feldspato, cor cinza pardo escuro c/pveios amarelado, consistencia dura.
			34 15		-11.55	
			31 38		-12.60	Areia fina, media e grossa, argilo-siltosa, c/feldspato, cor cinza pardo escuro c/pveios amarelado, compacta.
			28 36		-12.60	
			29 36		-12.60	
15			32 36		-15.50	Areia fina, media e grossa, silto-argilosa, c/feldspato, cor cinza c/pveios amarelado, compacta.
			31 36		-15.50	
			28 30		-18.60	Areia fina, media e grossa, argilo-siltosa, c/p/feldspato, cor cinza pardo escuro, compacta.
			26 29		-18.60	
			21 28		-18.60	Continua na Próxima Página
20						
Obs.:						
Armadura - Ø E = 50,8 mm		Largura		R = Revestimento: 2,00 m		Sondador: HARCLDO
Ø I = 34,9 mm		Início (m):		Leitura		Scale: 1/100
Revestimento - tubo Ø 2 1/2		Estágio 1 (cm):		N.A (m)		R.J. No.
Material - 85 kg		Estágio 2 (cm):		Data		ROBERTO PEDREIRA FERREIRA CURI CREA-RJ 30422-D
Altura de Queda = 75 cm.		Estágio 3 (cm):		27/07/12		
				1 2,80		4080
				2 2,80		
CURI ENGENHARIA LTDA						



Curi Engenharia Ltda
 Rua Dr. Borman, 66/504
 Cepim - Niterói - RJ
 Tel: (21) 2717-3335
 curienh@curi.com.br

Atividade: Consultoria e Engenharia
 Registro em N.º 14.011.9/2008

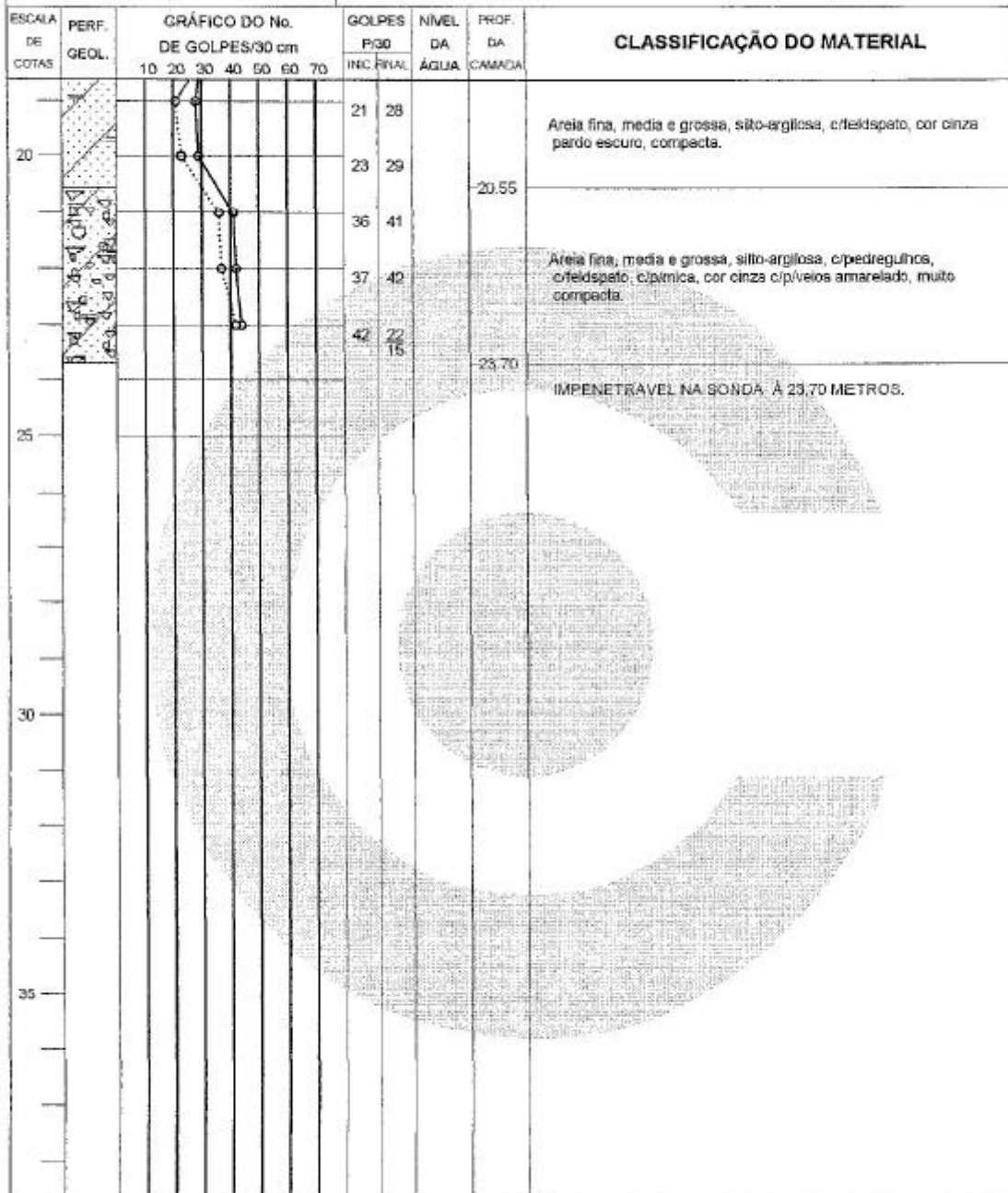
SONDAGEM À PERCUSSÃO

INÍCIO: 27/07/12 COTA: —
 TÉRMINO: 27/07/12 R.N.: 0,05 + RN

SP-04

CLIENTE: PONDOTIBA IMOBILIÁRIA LTDA

LOCAL: RUA PROFESSOR MIGUEL COUTO N.º 319 - JARDIM ICARAI - NITERÓI - R.J.



Obs.:

Amostrador - Ø E = 50,8 mm Ø I = 34,8 mm	Lavagem	R = Revestimento: 2,00 m	Sondador: HARCLDO	Escala: 1/100
Revestimento - tubo Ø 2 1/2	Início (m):	Leitura	S.A. (m)	Data
Martelo - 65 kg	Estágio 1 (cm):	1	2,80	27/07/12
Altura de Queda = 75 cm	Estágio 2 (cm):	2	2,80	27/07/12
	Estágio 3 (cm):			
CURI ENGENHARIA LTDA				

ROBERTO PEDREIRA FERRERA CURI
 CREA/RJ 39422-D

R.J. No.
4080



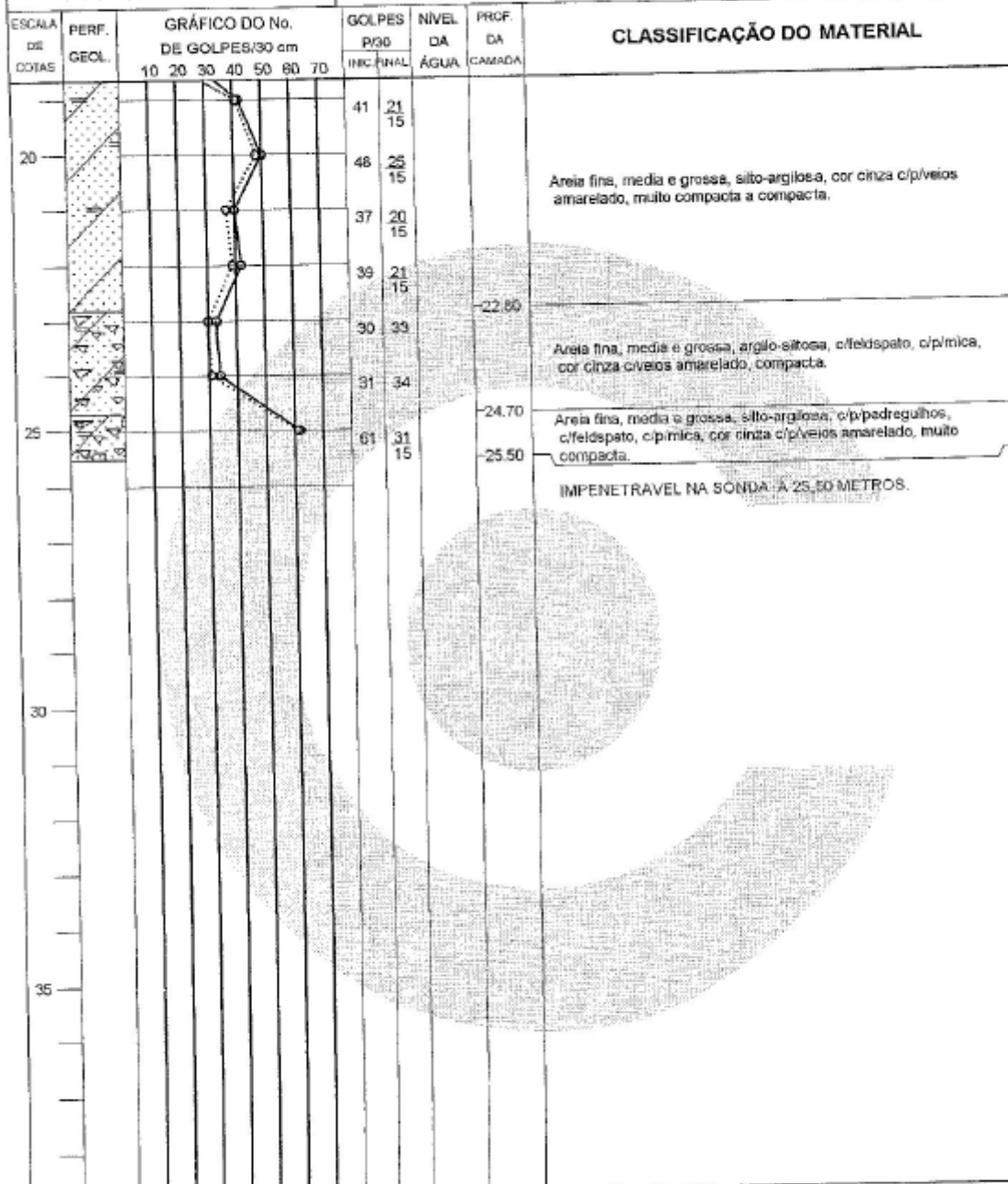
Curi Engenharia Ltda
 Rua Dr. Bustam, 06/304
 Centro - Niterói - RJ
 Tel: (21) 2717-9335
 curi@curieng.com.br
 Sondagem Geotécnica
 Passadouro de Impacto

SONDAGEM À PERCUSSÃO

INÍCIO: 24/07/12 COTA: ---
 TÉRMINO: 24/07/12 R.N.: 0,05 + RN

SP-05

CLIENTE: PENDOTIBA IMOBILIÁRIA LTDA
 LOCAL: RUA PROFESSOR MIGUEL COUTO N° 319 - JARDIM ICARAI - NITERÓI - RJ



Dica:		Lavagem		R = Revestimento: 2,00 m		Sondador: HAROLDO		Escala: 1/100	
Anelador - Ø E = 50,8 mm Ø I = 34,9 mm		Início (m):		Letras		N.A. (m)		Data	
Revestimento - tubo Ø 2 1/2		Estágio 1 (cm):		1		2,80		24/07/12	
Martelo - 85 kg		Estágio 2 (cm):		2		2,80		24/07/12	
Altura de Queda = 75 cm		Estágio 3 (cm):							

ROBERTO FERREIRA CURI
 CREA-RJ 30423-D

4080

CURI ENGENHARIA LTDA



Curi Engenharia Ltda
 Rua Dr. Botelho, 66-304
 Centro - Niterói - RJ
 Tel: (21) 2337-3335
 curi@engenharia4497.com.br

Sua missão: Contribuir para a evolução
 tecnológica da Engenharia

SONDAGEM À PERCUSSÃO

INÍCIO: 31/07/12 COTA: ---
 TÉRMINO: 31/07/12 R.N.: 0,25 + RN

SP-06

CLIENTE: PENDOTIBA IMOBILIÁRIA LTDA

LOCAL: RUA PROFESSOR MIGUEL COUATO Nº 319 - JARDIM ICARAI - NITERÓI - RJ.

ESCALA DE COTAS	PERF. GEOL.	GRÁFICO DO No. DE GOLPES/30 cm	GOLPES P/30		NÍVEL DA ÁGUA	PROF. DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			INC	FINAL			
			6	7		0.50	Aterro c/areia fina, media e grossa, argiloso, cor marrom escuro, pouco compacto.
			24	28		1.80	Aterro argiloso, ciareia fina, media e grossa, siloso, c/entulho, cor marrom, consistencia media.
			44	25	3,00	2.70	Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom acinzentado escuro, compacta.
			42	24		4.50	Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom m/escuro, muito compacta.
5			30	32		4.60	Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom escuro, compacta.
			28	31		6.50	Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom escuro, compacta.
			26	30			Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom acinzentado escuro, compacta.
			24	28			Areia fina e media, p/argilosa, cor marrom acinzentado escuro, compacta.
10			41	21		9.75	Argila arenosa, p/silosa, c/feldspato, cor cinza, consistencia dura.
			42	22		11.70	Argila arenosa, p/silosa, c/feldspato, cor cinza, consistencia dura.
			35	20		11.70	Areia fina, media e grossa, silto-argilosa, c/feldspato, cor cinza c/pveios amarelado, compacta.
			34	20		13.50	Areia fina, media e grossa, silto-argilosa, c/feldspato, cor cinza c/pveios amarelado, compacta.
			17	26		13.50	Areia fina, media e grossa, argilo-silto, c/feldspato, cor cinza, compacta.
15			19	27		15.60	Areia fina, media e grossa, argilo-silto, c/feldspato, cor cinza, compacta.
			31	36		15.60	Areia fina, media e grossa, silto-argilosa, c/pedregulhos, c/feldspato, cor cinza c/pveios amarelado, compacta.
			32	39		17.65	Areia fina, media e grossa, silto-argilosa, c/pedregulhos, c/feldspato, cor cinza c/pveios amarelado, compacta.
			10	13		17.65	Continua na Próxima Página

Obs.:

Amostrador - Ø E = 50,8 mm	Levagem	R = Revestimento: 2,00 m	Sondador: HARCLDO	Escala: 1/100
Ø I = 34,9 mm	Início (m)	Leitura	N.A. (m)	Data
Revestimento - tubo Ø 2 1/2	Estágio 1 (cm)	1	3,00	31/07/12
Martelo - 65 kg	Estágio 2 (cm)	2	3,00	31/07/12
Altura do Quedo = 75 cm	Estágio 3 (cm)			

ROBERTO PEDREIRA FERREIRA CURI
 CREA/RJ 30422-D

R.J. No.
4080

CURI ENGENHARIA LTDA

