

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

MATHEUS DIAS RUAS

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO
ARMADO COM FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

**Alegrete
2015**

MATHEUS DIAS RUAS

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO
ARMADO COM FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Alisson S. Milani
Co-Orientador: Prof. Me. André Lubeck

**Alegrete
2015**

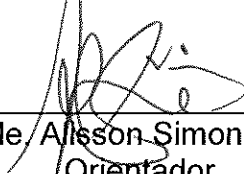
MATHEUS DIAS RUAS

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO
ARMADO COM FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 7 de Julho de 2015.

Banca examinadora:



Prof. Me. Alisson Simonetti Milani
Orientador
UNIPAMPA



Prof. Me. André Lübeck
Coorientador
UNIPAMPA



Prof. Dr. Ederli Marangon
UNIPAMPA



Prof. Me. Rodrigo André Klant
UNIPAMPA

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 :Elemento isolado de fundação	17
Figura 2: Sistema de referência do indeslocável.....	18
Figura 3: Casos de interação solo-estrutura	20
Figura 4: Recalque versus rigidez relativa estrutura-solo	25
Figura 5: Analogia da viga-parede	26
Figura 6: Efeito de interação	27
Figura 7: Efeito da sequência construtiva.....	28
Figura 8: Simulação da seqüência construtiva	29
Figura 9: Modelo de equilíbrio superestrutura e fundação	30
Figura 10: Modelo de equilíbrio estrutura maciço de solos	31
Figura 11:Modelo de equilíbrio do aparelho global	31
Figura 12: Carga de ruptura do contato estaca-solo	33
Figura 13:Modelo de transferência de carga.....	36
Figura 14: Obtenção do diagrama para o modelo B de transferência	37
Figura 15: Diagramas de atrito lateral específico	38
Figura 16:Meio Elástico semi-infinito	39
Figura 17: Procedimento de Steinbrenner(1934) apud Iwamoto (2000)	40
Figura 18: Aplicação do procedimento para várias camadas.....	41
Figura 19: Procedimento de Steingrenner para estacas.....	42
Figura 20: Fluxograma geral de processamento de transferência de dados.....	46
Figura 21: Representação da estaca	47
Figura 22: Edifício modelo em concreto armado.....	52
Figura 23: Planta de formas pavimento térreo.....	52
Figura 24: Planta de formas pavimento tipo e cobertura	53
Figura 25: Processo P-delta.....	62
Figura 26: Carregamentos nodais devido ao efeito P-delta	63
Figura 27: Ensaio de penetração do solo utilizado no projeto	66
Figura 28: Edifício modelado no SAP2000v12 indeslocável	81
Figura 29: Edifício modelado no SAP2000v12 com interação solo estrutura.....	82
Figura 30: Sistemas de coordenadas da edificação	83
Figura 31: Delimitação na estrutura dos elementos estruturais analisados.....	85
Figura 32: Diagrama dos esforços cortantes nos elementos analisados em conjunto	85
Figura 33: Diagrama dos momentos fletores nos elementos analisados em conjunto	86
Figura 34: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 1 para estrutura indeslocável	86
Figura 35: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 1 para ISE	87
Figura 36: Diagrama o momento fletor no Pórtico 1 para estrutura indeslocável.....	87
Figura 37: Diagrama o momento fletor no Pórtico 1 para ISE	87
Figura 38: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 2 para estrutura indeslocável	88
Figura 39: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 2 para ISE	88
Figura 40: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 2 para estrutura indeslocável	89
Figura 41: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 2 para ISE	89
Figura 42: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 3 para estrutura indeslocável	90

Figura 43: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 3 para ISE	90
Figura 44: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 3 para estrutura indeslocável	91
Figura 45: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 3 para ISE.....	91
Figura 46: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico A para estrutura indeslocável	92
Figura 47: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico A para ISE.....	92
Figura 48: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico A para estrutura indeslocável	93
Figura 49: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico A para ISE	93
Figura 50: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico B para estrutura indeslocável	94
Figura 51: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico B para ISE.....	94
Figura 52: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico B para estrutura indeslocável	95
Figura 53: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico B para ISE.....	95
Figura 54: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico C para estrutura indeslocável	96
Figura 55: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico C para ISE.....	96
Figura 56: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico C para estrutura indeslocável	97
Figura 57: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico C para ISE	97
Figura 58: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico D para estrutura indeslocável	98
Figura 59: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico D para ISE.....	98
Figura 60: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico D para estrutura indeslocável	99
Figura 61: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico D para ISE	99
Figura 62: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico E para estrutura indeslocável	100
Figura 63: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico E para ISE.....	100
Figura 64: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico E para estrutura indeslocável	101
Figura 65: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico E para ISE.....	101

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: valores dos coeficientes K e α	34
Quadro 2: valores de coeficientes F1 e F2.....	35
Quadro 3: Estimativa do módulo de elasticidade do solo	43
Quadro 4: Estimativa dos coeficientes de Poisson do solo	44
Quadro 5: Valores de coeficientes de proporcionalidade m para solos arenosos.....	49
Quadro 6: Valores de coeficientes de proporcionalidade m para solos argilosos	49
Quadro 7: Ação do vento na direção X	57
Quadro 8: Ação do vento na direção Y	57
Quadro 9: Determinação do momento de tombamento	58
Quadro 10: Verificação do desaprumo.....	58
Quadro 11: Análise da consideração do desaprumo.....	59
Quadro 12: Dimensionamento das estacas	67
Quadro 13: Dimensionamento dos CRV's da estaca 1	68
Quadro 14: Dimensionamento dos CRV's da estaca 2	69
Quadro 15: Dimensionamento dos CRV's da estaca 3	69
Quadro 16: Dimensionamento dos CRV's da estaca 4	69
Quadro 17: Dimensionamento dos CRV's da estaca 5	70
Quadro 18: Dimensionamento dos CRV's da estaca 6	70
Quadro 19: Dimensionamento dos CRV's da estaca 7	71
Quadro 20: Dimensionamento dos CRV's da estaca 8	71
Quadro 21: Dimensionamento dos CRV's da estaca 9	72
Quadro 22: Dimensionamento dos CRV's da estaca 10.....	72
Quadro 23: Dimensionamento dos CRV's da estaca 11.....	72
Quadro 24: Dimensionamento dos CRV's da estaca 12.....	73
Quadro 25: Dimensionamento dos CRV's da estaca 13.....	73
Quadro 26: Dimensionamento dos CRV's da estaca 14.....	73
Quadro 27: Dimensionamento dos CRV's da estaca 15.....	74
Quadro 28: Dimensionamento dos CRH's da estaca 1	74
Quadro 29: Dimensionamento dos CRH's da estaca 2.....	75
Quadro 30: Dimensionamento dos CRH's da estaca 3.....	75
Quadro 31: Dimensionamento dos CRH's da estaca 4.....	75
Quadro 32: Dimensionamento dos CRH's da estaca 5.....	76
Quadro 33: Dimensionamento dos CRH's da estaca 6.....	76
Quadro 34: Dimensionamento dos CRH's da estaca 7	77
Quadro 35: Dimensionamento dos CRH's da estaca 8.....	77
Quadro 36: Dimensionamento dos CRH's da estaca 9.....	78
Quadro 37: Dimensionamento dos CRH's da estaca 10.....	78
Quadro 38: Dimensionamento dos CRH's da estaca 11.....	79
Quadro 39: Dimensionamento dos CRH's da estaca 12.....	79
Quadro 40: Dimensionamento dos CRH's da estaca 13.....	80
Quadro 41: Dimensionamento dos CRH's da estaca 14.....	80
Quadro 42: Dimensionamento dos CRH's da estaca 15.....	81
Quadro 43: Análise da variação das reações das fundações	102
Quadro 44: Comparação dos deslocamentos horizontais	103

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

R_o = reações no apoio da estrutura

Δ_o = recalques devido as reações

Q = rigidez do apoio

V = vetor de reações na base da estrutura.

V_o = vetor de reações da estrutura para o apoio indeslocável.

δ = vetor de recalques na base da estrutura

FM = matriz determinada a partir do tipo de fundação adotada

E_c – módulo de elasticidade do material da estrutura

E_s – módulo de elasticidade do solo

I_b – momento de inércia da viga típica

l – comprimento do vão entre pilares

S_i = recalque absoluto de apoio i

S = recalque absoluto médio

U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

RI = atrito lateral específico;

A = área da ponta da estaca

Δl = trecho onde se admite RI constante, sugere adotar para cada metro;

N_{spt} = número de SPT obtido nas sondagens à percussão ao longo da profundidade onde será instalada a estaca;

RI = atrito lateral específico de um trecho de comprimento, depende do solo e tipo de estaca empregada;

α = valores obtidos pelo tipo de solo (tabela 3.1)

K = valores obtidos pelo tipo de solo (tabela 3.1)

F_1 = coeficiente obtido tipo de estacas (tabela 3.2)

F_2 = coeficiente obtido tipo de estacas (tabela 3.2)

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de deformabilidade do solo;

P = carga aplicada dentro do meio contínuo;

$B(x,y,z)$ = ponto de estudo, local a ser determinado o recalque R_z ;

$\delta_{s,f}$ = parcela do deslocamento na base da estaca devido à ação do fuste;

$\delta_{s,b}$ = parcela do deslocamento na base da estaca devido à ação na base da estaca;

$\delta_{o,i}$ = recalque no topo da estaca;

$\delta_{s,i}$ = recalque na base da estaca;

$\delta_{p,i}$ = deformação elástica do fuste;

N = número de SPT da sondagem

E = deformabilidade (kPa)

n_1 = número de divisões da circunferência;

n_2 = número de divisões do raio da base;

P_i = carga aplicada no topo da estaca;

δ_i = recalque na base da estaca + deformação elástica do fuste;

σ_z = Pressão atuante na profundidade z

y = Deslocamento sofrido pelo solo

k_z = Coeficiente de reação horizontal

K = módulo de reação horizontal

P = reação do solo na direção z

Y = deslocamento horizontal

C_z = coeficiente de reação horizontal do solo

m = coeficiente de proporcionalidade que caracteriza a variação do coeficiente de reação horizontal do solo em relação a qualidade do mesmo

z = profundidade das camadas de solos consideradas a partir do ponto considerado

MEF = Método dos elementos finitos

MEC = Método dos elementos de contorno

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 Objetivo Geral	15
1.2.1 Objetivos Específicos.....	15
1.2 Justificativa.....	16
2 VISÃO GERAL	17
2.1 Elementos da infra-estrutura	17
2.2 Interação solo-estrutura	18
2.3 Metodologia de estudo da interação solo-estrutura	20
2.4 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura	24
2.4.1 Rigidez relativa estrutura solo.....	24
2.4.2 Número de pavimentos da edificação.....	26
2.4.3 Influência construtiva	28
3 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES E DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES 30	
3.1 Modelo básico de interação solo-estrutura.....	30
3.2 Modelo de ruptura estaca-solo.....	32
3.2.1 Método Aoki-Velloso	32
3.2.2 Mecanismo de transferência axial de carregamento – Estacas.....	35
3.3 Estimativas de recalques – Estacas.....	38
3.3.1 Teoria da elasticidade.....	38
3.3.2 Módulo de Elasticidade do solo	43
3.4 Modelo de distribuição de cargas pontuais na estaca.....	44
3.4.1 Carga na base	45
3.4.2 Carga no fuste	45
3.4.3 Cálculo dos coeficientes de reação vertical para Estacas	45
3.4 Cálculo dos coeficientes de reação horizontal para Estacas	48
3.4.1 Modelo Conforme SPT/m.....	49
3.4.2 Modelo da conexão elástica.....	50
4. METODOLOGIA DE ESTUDO PARA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA ..	51
4.1 Sequência de análise	51
4.2 Especificações da edificação	51
4.2.1 Pré-dimensionamento.....	53
4.2.1.1 Lajes:.....	53
4.2.1.2 Vigas:	54
4.2.1.3 Pilares:	54
4.2.2 Levantamento das cargas	55
4.2.2.1 Cargas verticais:.....	55
4.2.2.2 Cargas Horizontais.....	56
4.2.3 Dimensionamento.....	59
5. MODELAGEM NO SOFTWARE SAP2000 v12	59
5.1 Propriedades dos materiais:	59
5.2 Discretização da estrutura	60
5.3 Consideração da Não Linearidade Física	61
5.4 Não linearidade geométrica	61
5.3 Combinações de ações.....	64

5.3.1	Combinações para o Estado Limite Último.....	64
5.3.2	Combinações para o Estado Limite de Serviço.....	64
6.	ENSAIO DE SPT DO SOLO UTILIZADO NO PROJETO.....	65
7.	DIMENSIONAMENTO.....	67
7.1	Obtenção dos coeficientes de reações verticais e horizontais.....	68
7.1.1	Coeficiente de reação vertical geral.....	68
7.1.2	Coeficiente de reação horizontal.....	74
7.2	Modelos.....	81
8.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	84
8.1	Considerações iniciais.....	84
8.2	Análise dos esforços nos elementos estruturais.....	84
8.2.1	Pórtico 1.....	86
8.3.2	Pórtico 2.....	88
8.3.3	Pórtico 3.....	90
8.3.4	Pórtico A.....	92
8.3.5	Pórtico B.....	94
8.3.6	Pórtico C.....	96
8.3.7	Pórtico D.....	98
8.3.8	Pórtico E.....	100
8.4	Comparação das reações das fundações.....	102
8.5	Deslocamentos horizontais.....	102
8.6	Comparação de resultados com trabalho similar.....	103
9.	CONCLUSÃO	104
10.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS E ANÁLISES QUE PODERIAM SER RESOLVIDAS	104

RESUMO

O presente trabalho consiste em analisar e comparar as variações nos esforços causados nos elementos estruturais, deslocamentos horizontais, e esforços nas fundações de um edifício projetado sobre uma estrutura indeslocável e outro onde há a consideração da Interação solo-estrutura. As fundações de ambos modelos são profundas do tipo hélice contínua. Estudos realizados em uma ampla revisão bibliográfica que envolvem o assunto e a área possibilitam a obtenção de parâmetros e variáveis utilizadas no projeto. A análise da Interação Solo-Estrutura (ISE) foi desenvolvida por um software de análise estrutural baseado no método dos elementos finitos (SAP2000v12). Entre as ferramentas utilizadas para obtenção dos dados, foram utilizados os exemplos numéricos do sistema computacional SISE (Sistema de Interação Solo-Estrutura) - desenvolvido pela TQS Informática, da qual discretizou as fundações para serem analisadas de metro em metro gerando um modelo de "molas" que serão introduzidas no software de elementos finitos SAP2000v12. Os resultados apresentados neste trabalho mostraram que deve-se levar em consideração o efeito da deformabilidade do solo, mesmo que de forma simplificada, substituindo à hipótese da edificação sobre apoios indeslocáveis nos projetos estruturais. A consideração da interação solo estrutura no projeto de edificações de múltiplos andares reproduz um realismo maior para construção da mesma.

Palavras-Chave: Interação Solo-Estrutura; Elementos estruturais; método dos elementos finitos; Fundações profundas;

ABSTRACT.

This paper consists in analyzing and compare the variations in the efforts caused by structural elements, horizontal displacements and efforts in foundations of a building designed upon a non-movable structures and other where is the consideration of interaction soil-structure. The foundations of both models are deep models of the type helix continues. Studies realized on a wide bibliographic review evolve the subject and the area, allowing the obtainment of parameters and variables in the project. The analyze of soil structure interaction (SSI) was developed by the structural analyzes software based in the method of finite elements (SAP2000v12). Between the used tools for data obtainment, was used the numerical examples the computational system SSIS (Soil Structure Interaction System) – developed by TQS informatics, of which discretized the foundations to be analyzed in each meter generating a model of “springs” that will be introduced in the software of finite elements SAP2000v12. The results described in this paper show that must be taken in consideration the effect of soil deformability, even in a simplified way, replacing the hypotheses of the edification upon non-movable supports in the structural projects. The consideration of interaction soil structure in the edification of multiples floors reproduces a bigger realism in the construction of it.

Key-words: Soil Structure interaction; structural elements; finite elements method; deep foundations;

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto armado quando projetadas através de uma análise numérica, geram esforços de dimensionamento, responsáveis por garantir a estabilidade da edificação e transmitir os carregamentos ao solo.

Grande parte dos métodos já utilizados para dimensionamento de edifícios não consideravam a análise da interação solo-estrutura em seus dimensionamentos, justificados pela complexidade de cálculos a serem analisados para tal hipótese.

Com o passar dos anos, a integração de softwares e disseminação de pesquisas na área proporcionaram um avanço na idéia, podendo assim, ser considerados critérios no cálculo das estruturas. Porém, alguns engenheiros mantiveram a idéia simplista de solo rígido (SOUZA; REIS, 2008).

Para o projeto de Edifícios de concreto armado, supõe-se que os apoios de suas estruturas são indeslocáveis, gerando assim, um conjunto de cargas que serão transmitidas as suas respectivas fundações, e a partir desta, estimam-se os recalques atuantes, mas devido às deformações nos solos causadas pelas estruturas hiperestáticas gerará um fluxo de carregamento diferente do suposto, alterando os esforços nos elementos estruturais e nas reações do solo.

A interação solo-estrutura nos possibilita analisar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais. Como exemplo pode-se citar dois edifícios modelo, iguais estruturalmente, porém localizados em terrenos com solos diferentes, ambos foram projetados sem considerar os efeitos de deslocabilidade dos solos.

Os recalques provocados pelo edifício podem induzir a imprecisões, provocando uma perturbação na estrutura, alterando seu fluxo de cargas, o que resulta mudança de valores dos esforços nos elementos estruturais, significativos em alguns casos, quando se tratando de esforços e cargas nas fundações.

Essa nova distribuição pode provocar o aparecimento de fissuras em lajes e vigas e até mesmo esmagamento de pilares. Devido a esse comportamento a estrutura depende diretamente da análise do sistema solo-estrutura (AOKI, 1987; GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994).

Em grande parte dos projetos, a elaboração da estrutura de uma obra é dimensionada separadamente, o projetista de estruturas não trabalha em conjunto com o de fundações, isso implica que não haverá nenhuma previsão da interação de

solo-estrutura, sendo assim considerada a hipótese de rigidez elevada do solo (IWAMOTO, 2000).

Deste modo, busca-se com o presente trabalho: **Mostrar a importância de se considerar a interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado com fundações do tipo estacas, e demonstrar quais mudanças ocorrerão em relação a estruturas calculadas sem essa consideração.**

1.1 Objetivo Geral

Analisar o comportamento da estrutura de um edifício modelo de concreto armado com a consideração da interação solo-estrutura, comparando os resultados com o mesmo edifício calculado com fundações indeslocáveis, verificando as alterações que irão ocorrer na distribuição dos esforços nos elementos estruturais (vigas e pilares) , nas reações nas fundações e nos deslocamentos horizontais do edifício.

1.2.1 Objetivos Específicos

- Criar um edifício modelo em Concreto, estruturado sobre fundações profundas do tipo estacas em um solo com um perfil de N_{spt} médio conhecido;
- Obtenção dos esforços internos nos elementos estruturais de vigas e pilares (vigas do 2º pavimento e os dois primeiros lances de pilares). Reações nas fundações e deslocamentos horizontais do edifício para a estrutura com apoios indeslocáveis;
- Obtenção dos esforços internos nos elementos estruturais descritos acima, reações nas fundações e deslocamentos horizontais do edifício para a mesma estrutura considerando a interação solo estrutura;
- Analisar e quantificar as diferenças encontradas quando a interação solo-estrutura é considerada na distribuição dos esforços nos elementos estruturais, nas reações nas fundações e nos deslocamentos horizontais do edifício;
- Procurar obter conclusões que sejam úteis na elaboração de projetos de estruturas.

1.2 Justificativa

O estudo da análise de interação solo estrutura (ISE) muitas vezes é desprezado pelos projetistas das edificações, devido às divisões na elaboração de projeto, ou seja, o projetista de estruturas utilizará hipóteses e considerações diferentes adotadas pelo projetista de fundações.

Pode se afirmar então, que as considerações de interação solo estrutura em edificações atuais são praticamente nulas, devido a esse quesito, o presente estudo tem como finalidade avaliar a importância dessa análise.

2 VISÃO GERAL

2.1 Elementos da infra-estrutura

As fundações compõem um sistema de elementos isolados, dos quais são definidos como conjuntos formados por elementos estruturais juntamente com o maciço de solo, que a circunvizinha e que tem função estrutural de apoio para superfície de contato com o solo (COLARES, 2006).

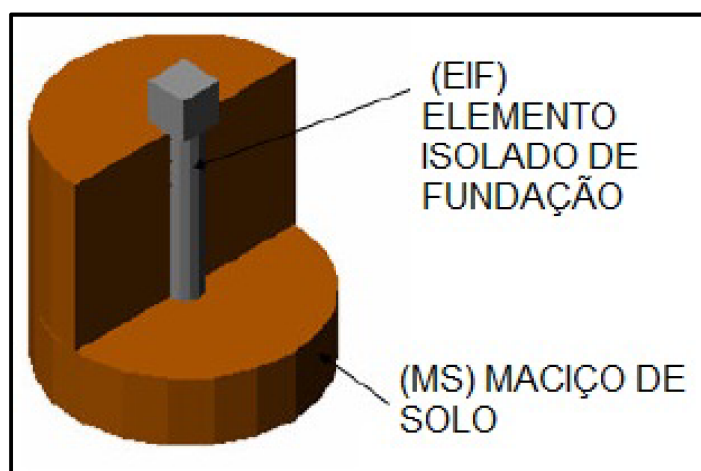
Segundo Colares (2006), os elementos estruturais são responsáveis por transmitir os esforços da estrutura para o terreno, atendendo às condições de economia. As transmissões dos esforços devem atender a dois importantes quesitos, que são eles:

- Resistência à ruptura: assentamento da fundação não pode entrar em colapso;

- Recalques compatíveis com os admissíveis pela estrutura: os esforços devem apresentar segurança com relação à ruptura e os recalques devem ser compatíveis aos tolerados;

Portanto, um sistema de fundação (Figura 1), que apresente segurança a ruptura não necessariamente pode garantir um bom desempenho, pois a verificação dos recalques diferenciais e absolutos devem satisfazer as especificações de projeto para garantir o desempenho e funcionalidade.

Figura 1 :Elemento isolado de fundação



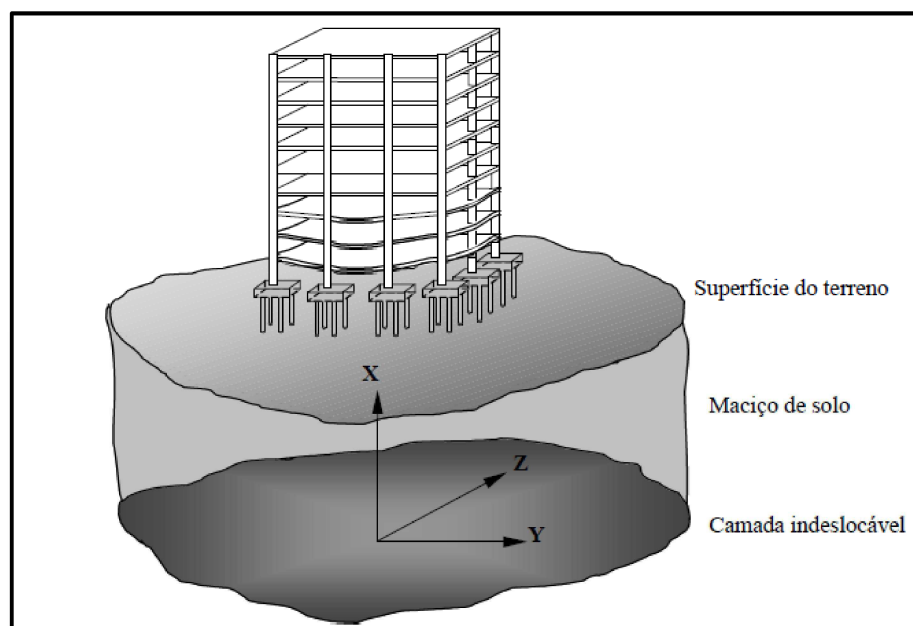
Fonte: autoria própria

2.2 Interação solo-estrutura

A consideração da interação solo-estrutura possibilita estimar efeitos de redistribuição de esforços estruturais para o solo, ou seja, comparar variação e valores supondo o sistema como indeslocável com consideração da interação solo estrutura, podendo assim estimar recalques diferenciais, o que dá ao projeto uma visão avançada evitando assim futuras patologias.

O estudo do mesmo exige uma visão integrada dos diferentes materiais que compõe o sistema, ou seja, estrutura-macijo de solo (Figura 2). Sendo o maciço de solo considerado um conjunto de elementos de solos ocupante de um espaço físico delimitado pela superfície do indeslocável (AOKI; CINTRA, 1996).

Figura 2: Sistema de referência do indeslocável



Fonte: Iwamoto (2000, p. 2)

Os efeitos de interação solo-estrutura podem ser analisados baseados em vários quesitos, considerando a estrutura, o material e o tempo decorrido de aplicação das cargas.

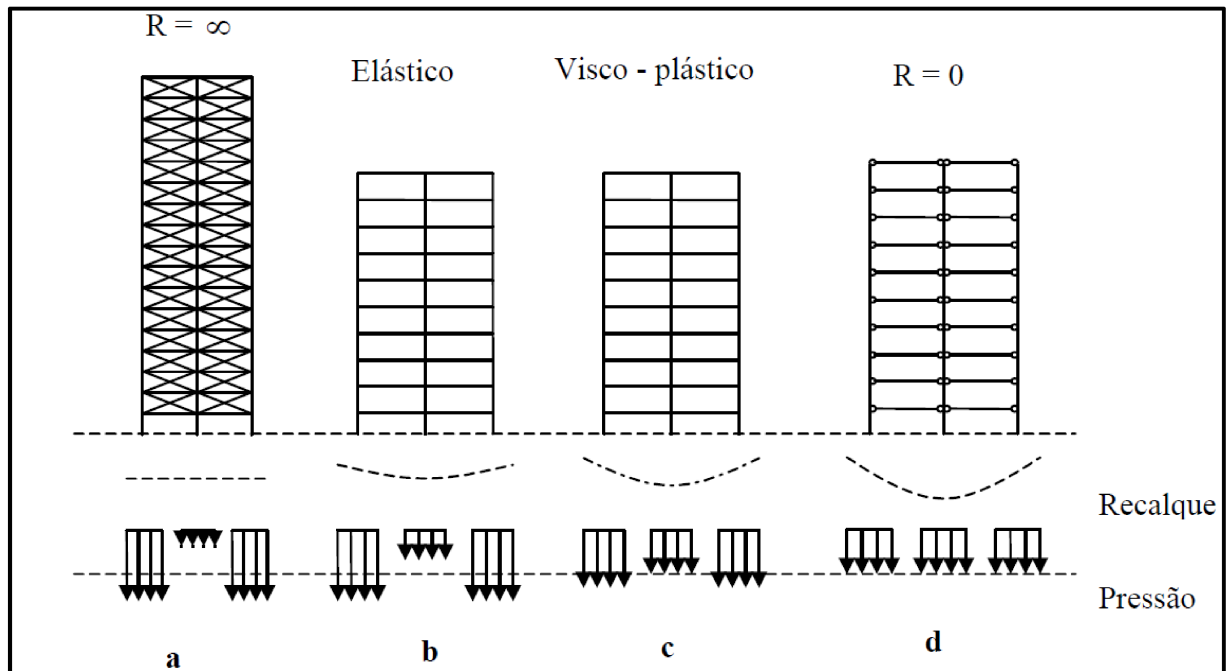
A seguir as representações estruturais (Figura 3) das quais partem a análise solo-estrutura de uma edificação (CAD/TQS, 2009).

- Caso A: Contempla estruturas totalmente rígidas das quais apresentam recalques uniformes. Devido ao bulbo de tensões formado pela estrutura que

suporta a edificação, o centro da mesma é responsável por concentrar maiores tensões comparadas as das extremidades. Essa distribuição de tensões assemelha-se a um corpo totalmente rígido apoiado a um meio elástico. Como exemplo citam-se edifícios muito altos de fechamentos de paredes resistentes, que têm função em conjunto com a estrutura.

- Caso B: representado por estruturas perfeitamente elásticas em que a rigidez não depende da progressão dos recalques, podendo estes, serem rápidos ou lentos, não influenciando os resultados. Os recalques diferenciais serão menores comparados ao de rigidez nula, portanto as distribuições de tensões variam menos de acordo com o processo de recalque do sistema. As estruturas metálicas se enquadram nesse comportamento.
- Caso C: envolvem estruturas visco-elásticas, estruturas estas que apresentam maior rigidez com a velocidade de progressão dos recalques diferenciais. Caso os recalques aconteçam em um curto prazo, a estrutura terá comportamento elástico, porém, se a estrutura apresentar um recalque de progressão lenta, a estrutura apresentará um comportamento líquido viscoso, característica possível graças ao fenômeno de fluência do concreto, promovendo assim, uma redistribuição de tensões em áreas menos carregadas.
- Caso D: grupo que contempla estruturas que não apresentam rigidez os recalques diferenciais, responsáveis pela adaptação perfeita às deformações geradas pelo maciço de solo. Estruturas isostáticas e edifícios esbeltos ao longo do seu eixo horizontal são casos que se enquadram a este comportamento.

Figura 3: Casos de interação solo-estrutura



Fonte: Chamecki (1969, não paginado)

Segundo Gusmão (1994), o número de pavimentos é um dos fatores mais influentes na rigidez da estrutura, ou seja, quanto maior o número de pavimentos de uma estrutura, maior será sua rigidez. Goshy (1978) observou a influência maior nos primeiros pavimentos, utilizando a analogia de vigas-paredes.

2.3 Metodologia de estudo da interação solo-estrutura

Segundo Meyerhof (1953) apud Iwamoto (2000) o solo, a subestrutura e a superestrutura poderiam ser considerados uma estrutura integrada, no cálculo da estimativa dos recalques diferenciais e totais dos elementos de fundações, ao considerar características do solo e a rigidez da estrutura. Concluiu-se que os recalques totais são pouco afetados pela rigidez da estrutura, porém, os recalques diferenciais não somente dependem dos fatores que determinam os recalques totais, mas também, do tipo de rigidez da estrutura e a variação de compressibilidade do solo.

No Brasil, a primeira pesquisa com o tema interação solo-estrutura foi o trabalho de Chamecki (1954) apud Iwamoto (2000), apresentado no 1º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos.

O trabalho citado baseia-se no cálculo das reações de apoio da superestrutura, considerando-se os apoios indeslocáveis e coeficientes de transferência de carga ou reações verticais dos apoios provenientes de recalques unitários de cada apoio separadamente. Em seguida calculam-se os recalques para as reações de apoio da estrutura indeslocável. Posteriormente então, inicia-se o processo iterativo com consideração da rigidez da estrutura, que por meio da utilização de expressões estabelecidas fornecerão novas reações de apoio, através das quais obtém-se novos valores de recalques.

O experimento (Equação 1) é repetido até que se alcancem valores e reações de apoio que convirjam entre si.

$$R_i = R_{oi} - Q_{ii} \cdot \Delta_i + \sum Q_{ji} \cdot \Delta_j \quad (i \neq j) \quad \dots(1)$$

Onde:

R_o = reações no apoio da estrutura

Δ_o = recalques devido as reações

Q = rigidez do apoio

Poulos (1968) apresentou um estudo de interação de duas estacas idênticas, submetidas a carregamentos semelhantes, e a partir dos resultados obtidos, aplicou-se o método de análises de grupo de estacas, onde, considera-se superposição elástica da influência de todos os elementos do grupo, tomados dois a dois.

Os resultados apresentados por Poulos (1975), em pesquisas anteriores em um pórtico plano, mostram que, em geral, a rigidez da estrutura tende a reduzir os recalques diferenciais.

Gusmão (1991) apresenta uma fórmula matricial para a determinação estimada dos recalques da fundação considerando a interação solo-estrutura (Eq. 2 e 3).

- Para a estrutura:

$$V = V_o + SM \cdot \delta \quad \dots (2)$$

Onde:

V = vetor de reações na base da estrutura.

V_o = vetor de reações da estrutura para o apoio indeslocável.

δ = vetor de recalques na base da estrutura

SM = matriz de rigidez, determinado pela imposição de deslocamentos unitários para cada direção dos apoios da estrutura.

- Para fundações:

$$\delta = FM . V \quad \dots (3)$$

Onde:

FM = matriz determinada a partir do tipo de fundação adotada

Combinando a equação 2 e 3, tem-se a consideração da interação do sistema solo estrutura, então, tem-se (Eq. 4):

$$V_o = (I - (SM.FM)).V \quad \dots (4)$$

O método de elementos de contorno desenvolvido por Paiva (1993) apresentou fundações do tipo radier enrijecidas por estacas, considerando simultaneamente a interação do sistema radier-estaca-solo.

O método empregado para o cálculo da pesquisa foi o método de Mindlin (1936) apud Iwamoto (2000), no qual consiste em calcular dos recalques, utilizando equações integrais das placas, da teoria clássica de placas, para representar o radier flexível, e um único elemento de contorno para apresentar cada estaca, sendo que as tensões de cisalhamento ao longo do fuste são interpoladas por um polinômio de segunda ordem. Adotou-se na extremidade inferior da estaca tensões normais uniformes, sendo um nó funcional definido nessa região.

No processo de modelagem, admite-se a compatibilidade entre a superfície de contato estaca-solo. A interface radier-solo é dividida em elementos de contorno triangulares, sendo que os nós funcionais localizam-se em cada vértice, portanto, a força de superfície de contato varia linearmente ao longo do elemento.

Partindo da mesma linha de pensamento, Mendonça (1997) desenvolveu um trabalho com estacas flexíveis e o radier modelado pelo método dos elementos finitos de placa DKT e HMS. As abordagens anteriores são entendidas para problemas modelados pelo MEC, em que todos os componentes do sistema estrutural-macijo de solo são considerados flexíveis (MENDONÇA & PAIVA, 2000).

Aoki (1989,1997) abordou um modelo simples de transferência de carga vertical isolada para o macijo de solo, posteriormente, para o sistema de caso de grupos de estacas e grupos de blocos interligados pela superestrutura. O cálculo da

hipótese mencionada considerando o sistema ISE, consiste no seguinte procedimento:

1. O Engenheiro estrutural calcula as cargas nos pilares, induzindo em consideração as fundações como indeslocáveis;
2. Baseado nas cargas obtidas calcula-se os recalques das fundações, considerando que a rigidez da estrutura é nula, obtendo-se então os parâmetros de recalques;
3. Dividindo-se as cargas obtidas pelos recalques obtém-se os coeficientes de molas iniciais em cada pilar. Posteriormente, é realizado novamente todo procedimento de cálculo dos recalques considerando a estrutura sobre apoios elásticos;
4. Com as novas cargas obtidas, o engenheiro de fundações recalcula os recalques, levando em consideração uma estrutura de rigidez nula e obtém-se a bacia de recalques;
5. Efetuado uma reavaliação dos coeficientes de mola, gerados pelos recalques anteriores, recalcula-se as novas cargas geradas, as quais são enviadas ao engenheiro geotécnico para análise;
6. O processo consiste em análises sucessivas de interações, em busca de um resultado de convergência desejado até a finalização do mesmo.

Com desenvolvimento do modelo de estaca isolada, ou grupo de estacas, Matos Filho (1999) submeteu elas à ação de um carregamento vertical, horizontal e momento em duas direções, sendo o solo modelado pelo MEC, com o uso das equações de Mindlin, e as estacas modeladas como elemento de barra.

Almeida (2003) desenvolveu uma linha de pesquisa sobre o problema da interação solo-estrutura através de uma combinação de métodos, de elementos de contorno (MEC) e elementos finitos (MEF). Consiste em modelar a estrutura de fundação pelo MEC e a superestrutura modelada pelo MEF. Seguindo os estudos, Ribeiro (2005) introduziu mais recursos a esta modelagem numérica.

Colares (2006) elaborou um software para avaliação da interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado sobre fundações de sapatas. Baseia-se no método de Aoki e Lopes (1975) para cálculo de recalques, e o método dos elementos finitos usado para modelar os elementos estruturais de fundação.

Ribeiro (2009) desenvolveu uma ferramenta numérica de simulação estática de problemas tridimensionais de ISE, onde o solo é modelado pelo método dos elementos de contorno, empregando as soluções de Kelvin para solos tridimensionais, técnica esta que considera o maciço de solo não homogêneo, e o método dos elementos finitos para estrutura em interação com o solo.

2.4 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura

Os fatores que interferem na interação solo-estrutura são:

1. Rigidez relativa estrutura solo;
2. Número de pavimentos do edifício;
3. Influência do processo construtivo;

2.4.1 Rigidez relativa estrutura solo

Pesquisas desenvolvidas por Meyerhof (1953) apud Iwamoto (2000) concluem que o desempenho gerado por uma edificação é dado pela rigidez relativa da estrutura-solo, os recalques totais e diferenciais máximos diminuem de acordo com o aumento da rigidez do mesmo, tendo em vista que os recalques diferenciais diminuem em proporções maiores que os recalques totais.

Ferro e Venturini (1995) exibiram uma formulação que analisa a rigidez do meio contínuo infinito para fundações formadas por estacas em grupos, sendo o meio contínuo resolvido a partir de representações integrais dos elementos de contorno, a estrutura de fundação é modelada a partir do método dos elementos finitos, gerando assim, um elemento de fundação cuja rigidez do sistema é levada em conta na análise. Estudo este realizado em edificações de quatro a quarenta pavimentos. Comparando-as, resultados mostram que os edifícios com fundações de estacas em grupos apresentam deslocamentos superiores aos de fundações rígidas.

Lopes & Gusmão (1991), realizaram análises em um pórtico de um edifício de concreto armado, em um sistema meio elástico e propuseram, segundo a Eq.(5), o parâmetro de rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), com o intuito de analisar aproximadamente a variação dos recalques.

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot l^4} \quad \dots(5)$$

onde:

E_c – módulo de elasticidade do material da estrutura

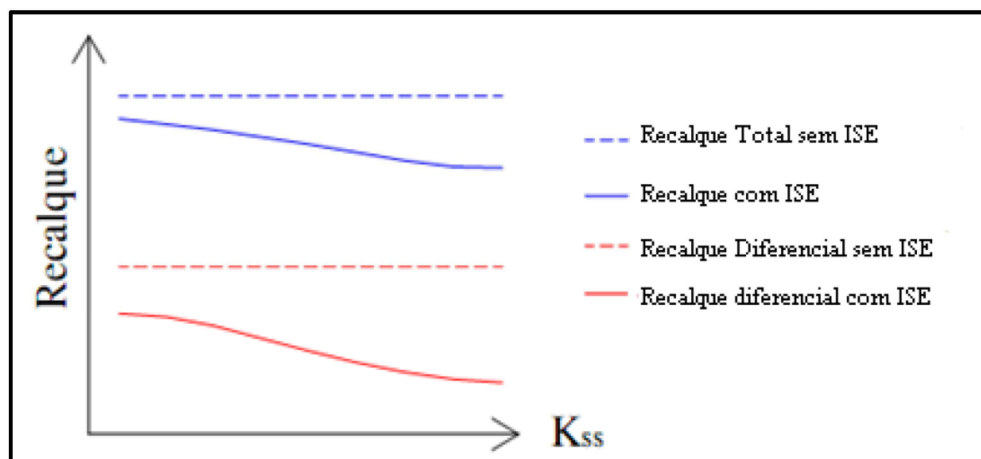
E_s – módulo de elasticidade do solo

I_b – momento de inércia da viga típica

l – comprimento do vão entre pilares

Confirmando os trabalhos realizados por Meyerhof (1953) apud Iwamoto (2000), Lopes & Gusmão (1991) concluíram que com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) os valores dos recalques são reduzidos, comprometendo de modo considerável o recalque diferencial, como mostrado na Figura 4.

Figura 4: Recalque versus rigidez relativa estrutura-solo



Fonte: Lopes e Gusmão(1991, não paginado)

Iwamoto (2000) realizou seus estudos analisando um edifício de quinze pavimentos, desenvolvido a partir de um software que modela tridimensionalmente a interação solo-estrutura, da qual, considera a rigidez a flexão das lajes com elementos de vigas e pilares, aliados a modelo de interação dos efeitos causados pelo agrupamento de estacas.

Verificou-se que a rigidez contribui para diminuição dos recalques diferenciais distorções angulares, quesitos importantes e favoráveis em comparação da análise separada de solo-estrutura. Concluiu-se que os esforços secundários gerados pelo sistema ISE eram maiores nos pavimentos inferiores da edificação, porém, esforços

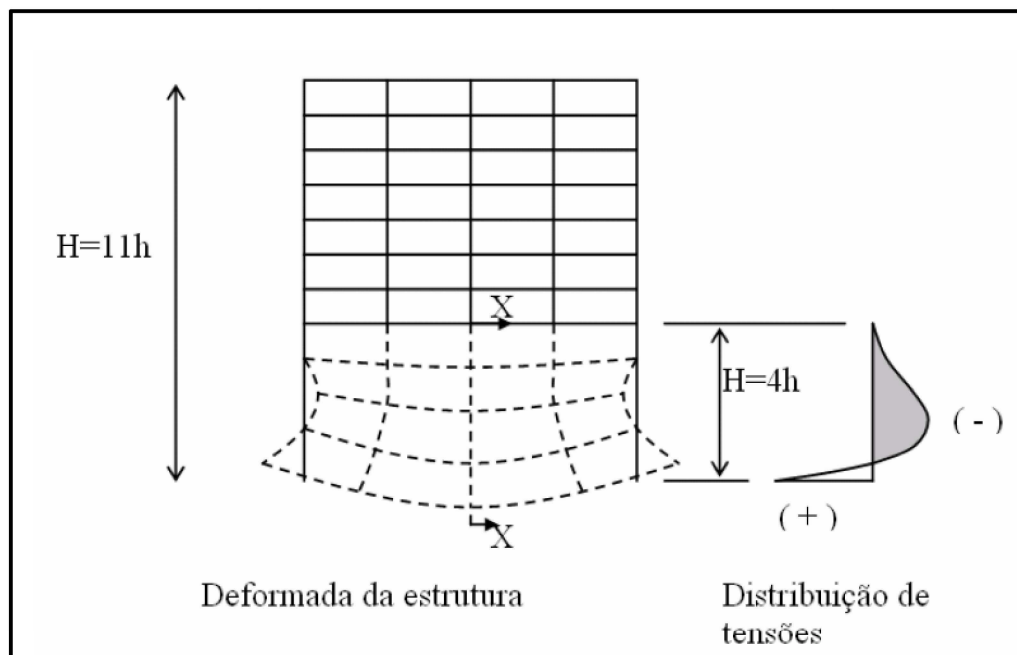
estes que poderiam ser amenizados dependendo da rigidez relativa do sistema, podendo assim propagar-se para os pavimentos superiores.

2.4.2 Número de pavimentos da edificação

Segundo Gusmão (1994), o número de pavimentos é um fator de grande influência na rigidez da estrutura, ou seja, quanto maior o número de pavimentos em um edifício, maior será a concentração de tensões na parte inferior da edificação.

Goschy (1978) constatou que a influência é maior nos primeiros pavimentos da edificação (Figura 5), porém, essa analogia não cresce linearmente com o número de pavimentos, as partes mais baixas da estrutura somente sofrerão deformações por flexão, conclusões tiradas de análises em vigas-paredes.

Figura 5: Analogia da viga-parede



Fonte: Goschy(1978, não paginado).

Segundo Lopes e Gusmão (1991), com a variação do número de pavimentos e fixação do valor de K_{ss} , os recalques diferenciais sofrem uma diminuição com o aumento do número de pavimentos. Na mesma linha de pesquisa foi realizada uma análise baseada no aumento gradativo do número de pavimentos, com isso,

constatou que os primeiros andares exercem maior influencia nos valores de recalques diferenciais.

Gusmão (1994) apresentou dois parâmetros para fins comparativos entre considerar o sistema de interação solo-estrutura ou não, representados da seguinte forma:

- Fator de recalque absoluto (AR):

$$AR = \frac{S_i}{S} \quad \dots (6)$$

- Fator de recalque diferencial (DR):

$$DR = \frac{S_i - S}{S} \quad \dots (7)$$

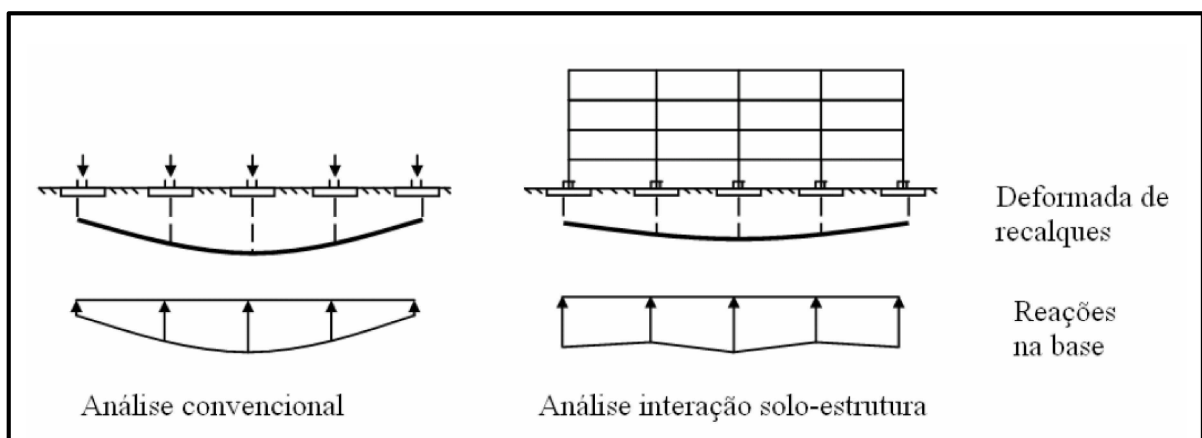
Onde:

S_i = recalque absoluto de apoio i

S = recalque absoluto médio

A partir dos parâmetros apresentados, o autor exibe três casos reais de edifícios (Figura 6), dos quais foram comparados os resultados sem a consideração da rigidez da estrutura e com valores obtidos em campo. Estas comparações provaram que o efeito da interação solo-estrutura tende a uniformizar os recalques das edificações.

Figura 6: Efeito de interação



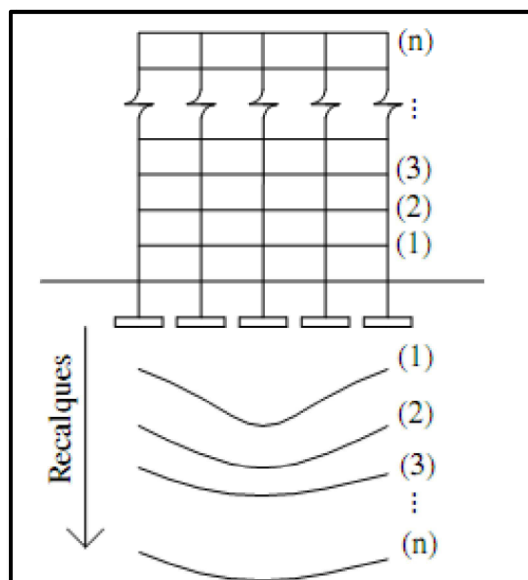
Fonte: Gusmão (1994, não paginado)

Estudos realizados por Jordão (2003), para uma estrutura de fundações profundas, em análise envolvendo seis graus de liberdade e apoios modelados por meio de molas, conclui-se que o comportamento global da estrutura de concreto armado à interação solo-estrutura leva uma deslocabilidade maior da estrutura, portanto, os parâmetros de avaliação de estabilidade global da estrutura também são maiores comparados ao padronizado pela norma NBR 6118:2003. Vale salientar que a norma NBR 6118:2014 é a atual vigente.

2.4.3 Influência construtiva

Segundo Gusmão e Gusmão Filho (1994), durante o período de construção da edificação na medida em que se constrói um pavimento, com o aumento da rigidez da estrutura de concreto armado tende-se a uniformizar os recalques, tendo em vista que, com o aumento do número de pavimentos cresce proporcionalmente a rigidez da estrutura, como mostrado na Figura 7.

Figura 7: Efeito da sequência construtiva



Fonte: Gusmão & Gusmão Filho (1994, não paginado).

Em simulação do método construtivo, Holanda Jr. (1998) utiliza o método sequencial direto, que analisa a estrutura para cada acréscimo de pavimento, considerando apenas um carregamento distribuído aplicado no último pavimento de

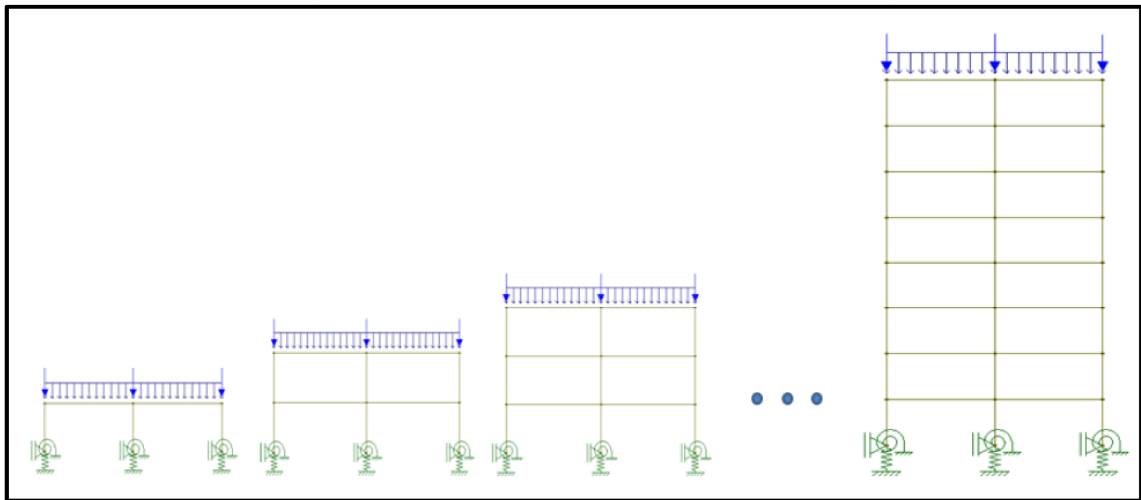
todos os elementos estruturais até aquele momento, prosseguindo até atingir o topo do edifício.

A partir da análise realizada, todos os esforços são elástico linear, calculado em cada etapa. Os recalques finais da fundação e deslocamentos verticais de todos os nós são obtidos da mesma forma, pela superposição. Conclui-se que os deslocamentos diferenciais dos nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, sendo estes máximos na altura média do edifício.

O processo construtivo consiste em uma simplificação para fundações quando seu comportamento é simulado apenas como elástico linear. Na estrutura real, em fundações profundas ou em sapatas corridas, esse comportamento também deve ser estudado levando em conta um sistema não linear do solo.

O comportamento elástico-linear pode ser representado pela Figura 8.

Figura 8: Simulação da seqüência construtiva



Fonte: Holanda Jr. (1998, não paginado)

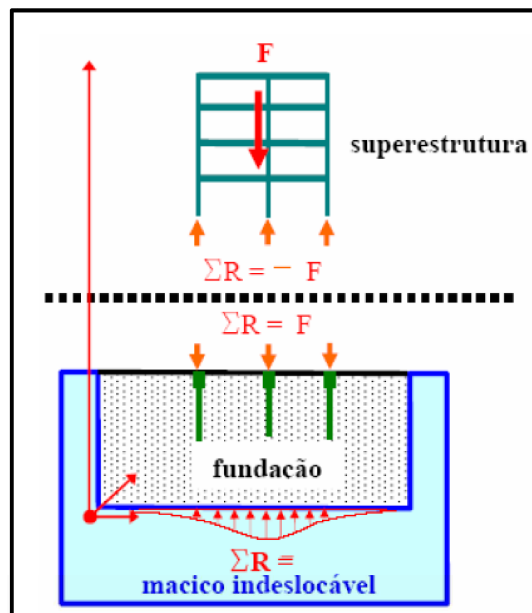
3 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES E DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES

3.1 Modelo básico de interação solo-estrutura

Em sua obra Aoki e Cintra (2004) apresentaram modelos básicos para análise de interação solo-estrutura, do qual, adota-se um eixo de transferência localizado em um ponto sobre a rocha matriz, considerando as deformações nesse ponto desprezíveis, também chamado de maciço indeslocável, que compreendem em:

1. Dois corpos que compõem um sistema em equilíbrio (Figura 9): a superestrutura tem seu contorno inferior limitado pelas bases dos pilares; a fundação superior limitado pela superfície das bases dos pilares; e o maciço indeslocável;

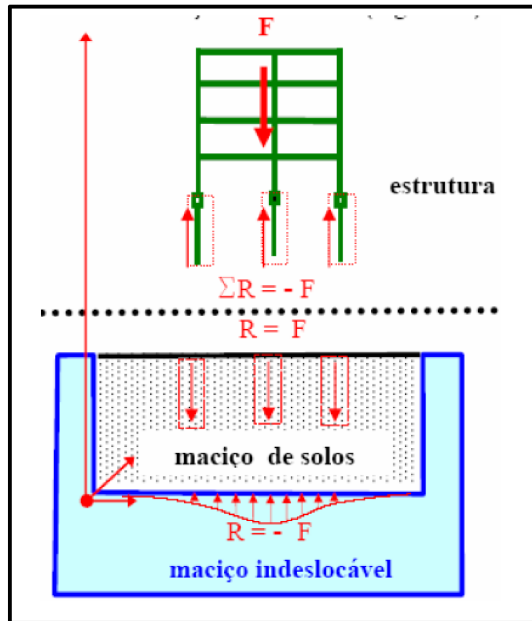
Figura 9: Modelo de equilíbrio superestrutura e fundação



Fonte: Aoki (2004, não paginado)

2. Dois corpos que compõem um sistema em equilíbrio (Figura 10): a estrutura com o contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais de fundação; o maciço de solos com o contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais de fundação; o maciço indeslocável;

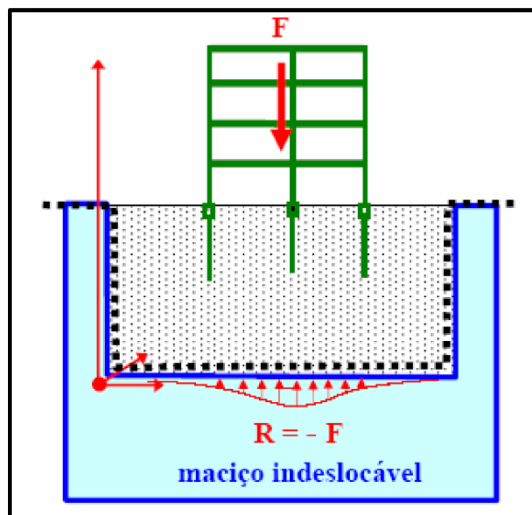
Figura 10: Modelo de equilíbrio estrutura maciço de solos



Fonte: Aoki (2004, não paginado)

3. Um corpo com sistema em equilíbrio (Figura 11): o aparelho global formado pela estrutura e maciço de solos, com contorno limitado pelo maciço indeslocável;

Figura 11: Modelo de equilíbrio do aparelho global



Fonte: Aoki (2004, não paginado)

3.2 Modelo de ruptura estaca-solo

O sistema de transferência de cargas depende do modo em que a estaca for submetida à carga, ou seja, podendo ser por esforço axial, lateral e torção ou pela combinação dos mesmos.

A complexidade do carregamento depende da generalidade em que o sistema for carregado. Em um sistema de interação solo-estrutura são consideradas apenas as estacas verticais carregadas axialmente e submetidas aos esforços de compressão, ou até mesmo estacas com baixas inclinações aplicadas em sua estrutura. A carga de compressão normal (N_i) recebida pela estaca (i) dá-se em duas parcelas:

- Ao longo do fuste: provocado pela movimentação relativa entre estaca-solo causada pela aplicação do carregamento, gerando assim, o surgimento de tensões de cisalhamento que darão origem a reação P_i ;
- Na base da estaca: gerado pela tensão de compressão em contato com o solo, baseada na movimentação vertical da estaca, estas dão origem à reação P_p ;

Existem diversos métodos para determinação de ruptura estaca-solo dentre eles está o desenvolvido por Aoki-Velloso (1975), o qual é muito utilizado no Brasil.

3.2.1 Método Aoki-Velloso

O método tem como objetivo estimar o diagrama de ruptura do sistema estaca-solo (Figura 12), baseado em resultados semi-empíricos apresentados através de ensaios de penetração estática CPT, ou através da correlação de dados de índice de penetração dinâmica SPT, mais utilizado atualmente.

Carga de ruptura do sistema estaca-solo:

$$PR = PL + PP \quad \dots(8)$$

Carga de ruptura lateral ao longo do fuste da estaca:

$$PL = \sum U \cdot \Delta I \cdot R_i \quad \dots(9)$$

Carga de ruptura da base da estaca:

$$PP = A.R_p \quad \dots(10)$$

Onde:

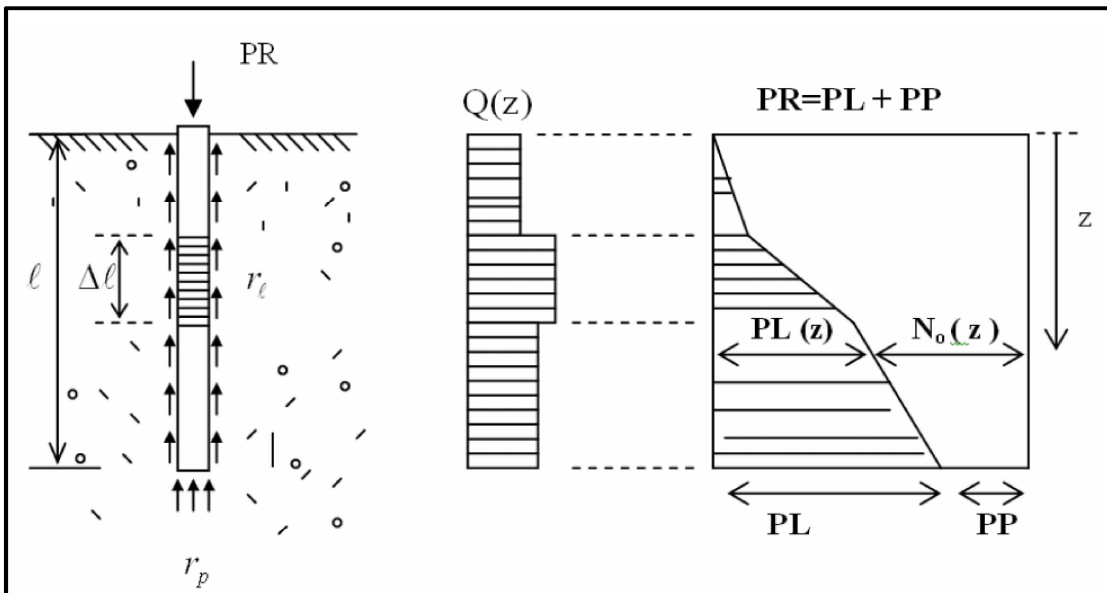
U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

R_l = atrito lateral específico;

A = área da ponta da estaca

Δl = trecho onde se admite R_l constante, sugere adotar para cada metro;

Figura 12: Carga de ruptura do contato estaca-solo



Fonte: Aoki & Velloso (1975, não paginado).

$$R_p = \frac{qc}{F_1} \cong \frac{K.N_{spt}}{F_1} \quad \dots (11)$$

$$R_l = \frac{fs}{F_2} \cong \frac{\alpha.K.N_{spt}}{F_2} \quad \dots(12)$$

Onde:

N_{spt} = número de SPT obtido nas sondagens à percussão ao longo da profundidade onde será instalada a estaca;

R_L = atrito lateral específico de um trecho de comprimento, depende do solo e tipo de estaca empregada;

α = valores obtidos pelo tipo de solo (Quadro 1)

K = valores obtidos pelo tipo de solo (Quadro 1)

F_1 = coeficiente obtido tipo de estacas (Quadro 2)

F_2 = coeficiente obtido tipo de estacas (Quadro 2)

Quadro 1: valores dos coeficientes K e α

Tipo de Terreno	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki & Velloso, Alonso (1983, não paginado).

Quadro 2: valores de coeficientes F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
ESCAVADA Broca (Circular – Pequeno ϕ)	3,00	6,00
ESCAVADA Circular em geral	3,50	7,00
ESCAVADA Circular/Retangular com Lama Betonítica	3,50	6,50
PRÉ-MOLDADA Cravada (Circular ou Quadrada)	2,50	3,50
PRÉ-MOLDADA Prensada (Circular ou Quadrada)	1,20	2,30
STRAUSS	4,20	3,90
HÉLICE CONTÍNUA	3,00	3,80
RAIZ	2,20	2,40
METÁLICA	1,75	3,50
INJETADA SOB ALTA PRESSÃO	3,00	3,00
FRANKI Fuste Apilado	2,30	3,00
FRANKI Fuste Vibrado	2,30	3,20
NÃO PADRÃO	3,00	3,00

Fonte: Aoki & Velloso, Alonso (1983, não paginado).

É importante salientar que os métodos semi-empíricos para cálculo da capacidade de carga só podem ser aplicados aos tipos de estacas e regiões geotécnicas das quais foram estabelecidos.

3.2.2 Mecanismo de transferência axial de carregamento – Estacas

De acordo com Aoki (1979) através de observações experimentais, tem-se:

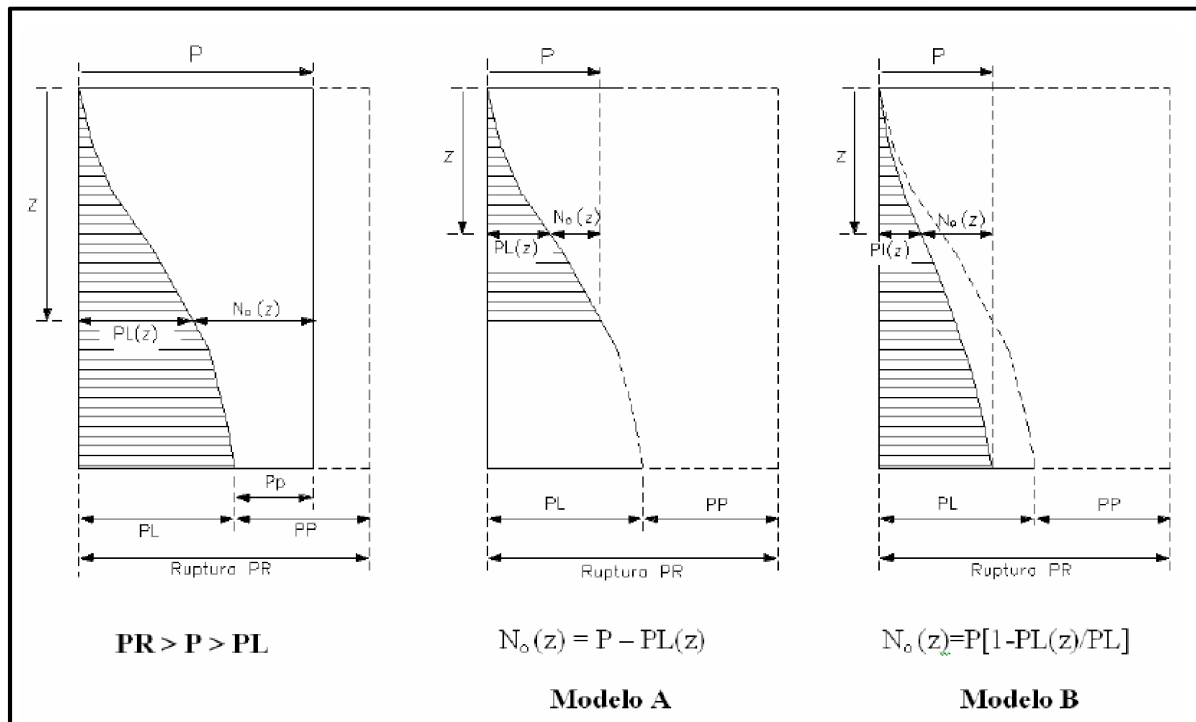
- O atrito lateral no momento de ruptura (PL) é quase totalmente mobilizado com o pequeno deslocamento no topo da estaca (4 mm a 10 mm), independente do tipo ou dimensão de estaca;

- A resistência pela ponta na ruptura (PP) é mobilizada para grandes deslocamentos, sendo dependente das dimensões da estaca, entre 8% do diâmetro para estacas cravadas e de até 30% do diâmetro para estacas escavadas;

Pode-se admitir de forma simplificada que com a total da mobilização do atrito lateral da estaca será iniciado a mobilização da mesma na base (Figuras 13 e 14). Com uma carga P aplicada no topo da estaca, menor que a ruptura PR e maior que a ruptura PL, admite-se que toda a resistência lateral é mobilizada no fuste e a diferença entre P e o PL fornece a carga da base da estaca, então:

$$P_p = P - PL \quad \dots(13)$$

Figura 13: Modelo de transferência de carga



Fonte:Fonte: Aoki (1979, não paginado)

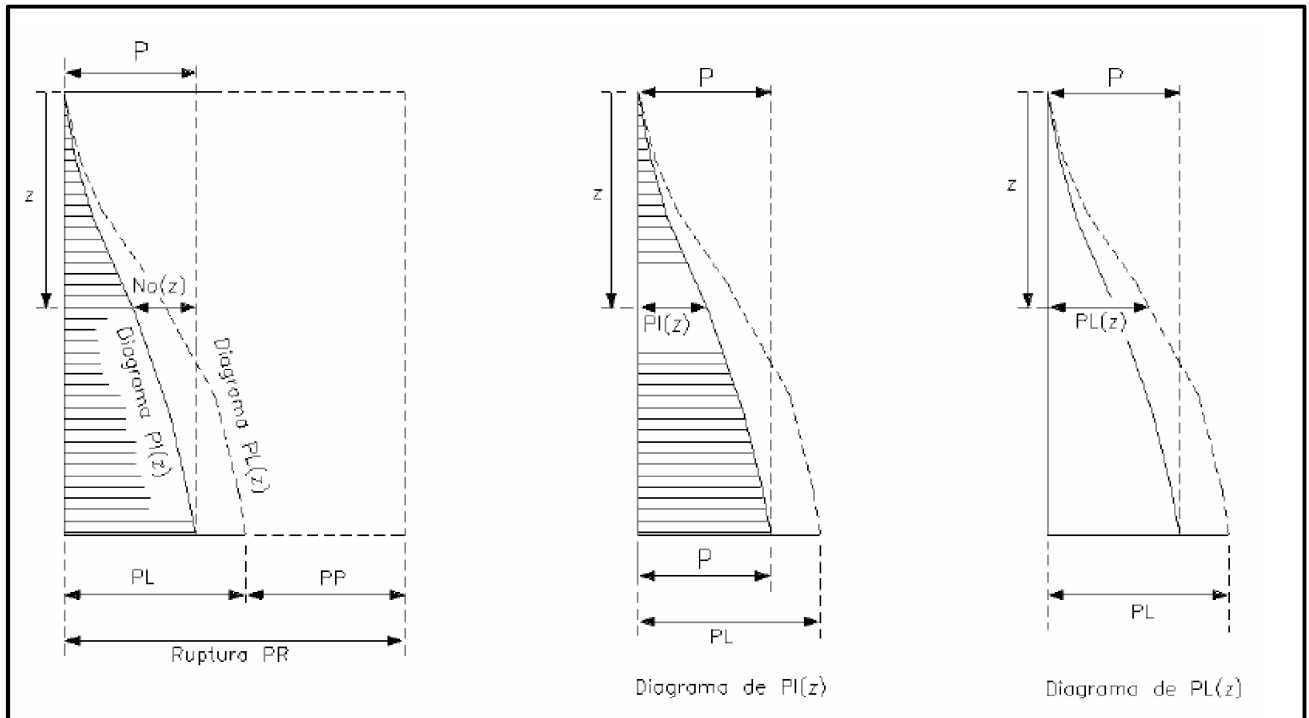
- Modelo A: admite-se uma distribuição parcial de carga à medida que vai cobrindo a resistência lateral máxima ao longo do fuste, onde o diagrama da força normal na profundidade (z) da estaca é dado por:

$$N_o(z) = P - PL(z) \quad \dots(14)$$

- Modelo B: admite-se que a distribuição se desdobre ao longo do fuste da estaca, remanejando as cargas, neste caso o diagrama de esforço normal da estaca é dado por:

$$N_o(z) = P[1 - \left(\frac{PL(z)}{PL}\right)] \quad \dots(15)$$

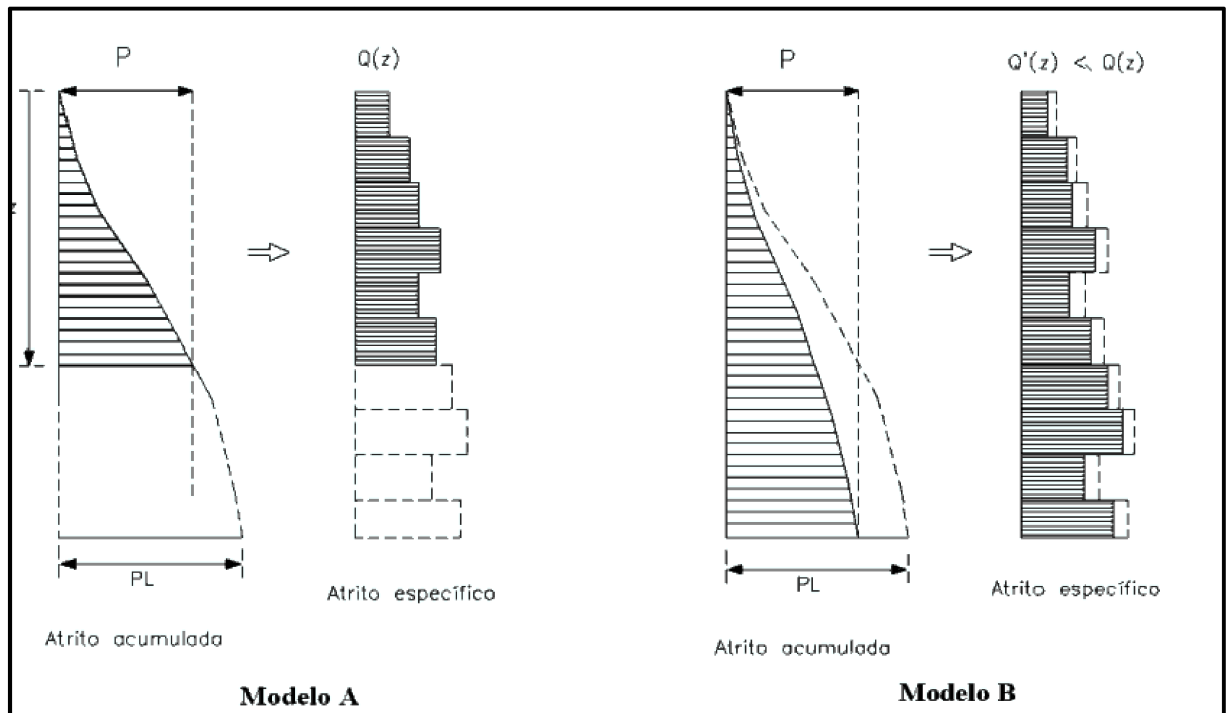
Figura 14: Obtenção do diagrama para o modelo B de transferência



Fonte: Aoki (1979, não paginado)

Em estudos mostrados por Aoki (1979), pode-se constatar que nos modelos A e B o diagrama de transferência de carga depende do conhecimento do diagrama de ruptura estaca-solo e da carga em que o mesmo será submetido no topo da estaca (Figura 15), então, o sistema hiperestático deixa de ser indeterminado e passa a ser conhecido através do diagrama de transferência de cargas

Figura 15: Diagramas de atrito lateral específico



Fonte: CAD/TQS (2009, p.39)

Para casos que apresentarem a carga aplicada no topo da estaca (P) inferior ao resistido pelas laterais (PL), ou seja, $P < PL$, a transferência de cargas locais para trechos de estaca, segue especificações para os modelos:

- Modelo A: o carregamento P somente passará para camadas mais profundas, vencendo a resistência de ruptura contato fuste-solo, onde pode se subdividir em duas regiões;
- Modelo B: o carregamento P passará para camadas mais profundas, vencendo proporcionalmente a resistência do contato fuste-solo;

3.3 Estimativas de recalques – Estacas

3.3.1 Teoria da elasticidade

A análise de interação solo-estrutura é bastante complexa, engloba conceitos de interação solo-elemento de fundação, deformações do solo, deformações do próprio elemento estrutural, mudanças nas características do solo oriundas das tensões originais, entre outros fatores, que nos proporcionam proceder a um modelo

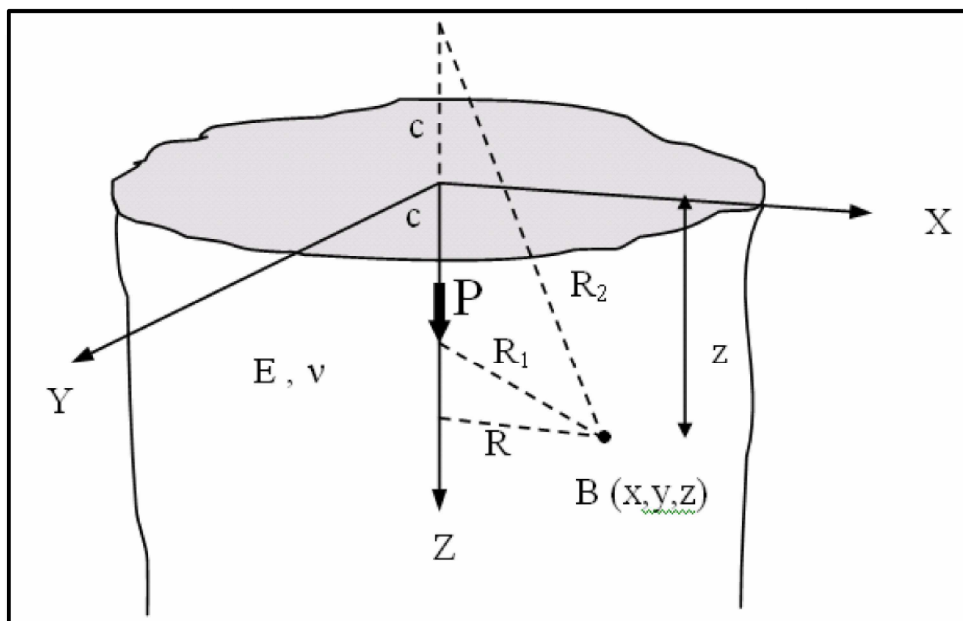
matemático para o cálculo da parcela de recalque na base da estaca. Segundo Vesic (1975), podem-se adotar três modelos:

1. Função de transferência de carga (curvas t-z);
2. Meio elástico semi-infinito, isótropo, homogêneo, caracterizado pelo módulo de elasticidade (E_s) e pelo coeficiente de Poisson(ν);
3. Elementos finitos;

O primeiro método tem como objetivo considerar que no ponto as estacas estão sendo apoiadas no solo funcione como molas de rigidez conhecidas, tomando como base a ideia de que somente o local onde ocorrerá a transferência de carga deslocará, porém, os pontos distantes do mesmo também sofrerão deslocamentos devido à continuidade do meio.

As equações fornecidas por Mindlin (1936) apud Iwamoto (2000) consideram o solo como elástico semi-infinito (Figura 16), porém, o solo não é um material perfeitamente elástico, homogêneo e isótropo. As expressões apresentadas pela fórmula nos possibilitam analisar as tensões verticais e seus correspondentes recalques diferenciais. O sistema de interação solo-estrutura tem como base a expressão de recalque vertical R_z .

Figura 16:Meio Elástico semi-infinito



Fonte: Mindlin (1936) apud Iwamoto (2000)

O recalque na profundidade (z) no ponto B é devido a carga pontual (P), é dado por:

$$r_z = \frac{P(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (16)$$

Onde:

$$R1 = \sqrt{(R^2 + (z - c)^2)} \quad \dots (17)$$

$$R2 = \sqrt{(R^2 + (z + c)^2)} \quad \dots (18)$$

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de deformabilidade do solo;

P = carga aplicada dentro do meio contínuo;

B(x,y,z) = ponto de estudo, local a ser determinado o recalque Rz;

De acordo com Vesic (1975) a base da estaca pode se deslocar devido às cargas aplicadas ao longo do fuste Q(z) ou da ponta Pp, podendo ser representada por:

$$\delta s = \delta s, f + \delta s, b \quad \dots (19)$$

Onde:

$\delta s, f$ = parcela do deslocamento na base da estaca devido à ação do fuste;

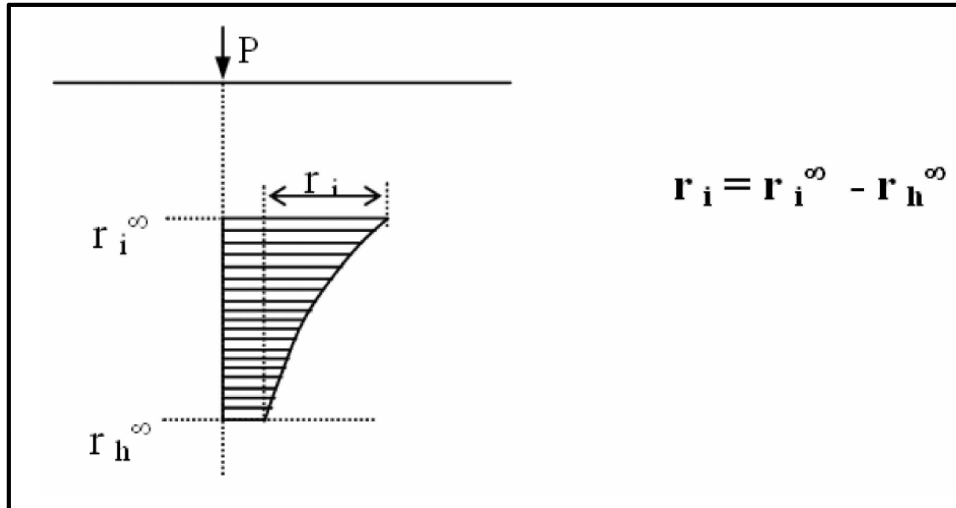
$\delta s, b$ = parcela do deslocamento na base da estaca devido à ação na base da estaca;

A divisão apresentada pela proposta de Vesic (1975) nos permitiu simular uma plastificação do fuste em contato com o maciço de solo, que ocorre após a total mobilização da resistência lateral do fuste-solo, a carga em excesso será transmitida diretamente para a base da estaca.

As formulas apresentadas até então, levam como consideração que o solo é um meio homogêneo e semi-infinito, porém, os solos não apresentam tais características, levando em conta essas considerações, Steinbrenner (1934) elaborou artifícios considerando ainda o solo como um meio semi-infinito para que a utilização da fórmula elaborada por Mindlin (1936) conforme a figura 17, então:

- O recalque r_i^∞ na profundidade "i" no nível entre a superfície e o indeslocável;
- o recalque r_h^∞ na profundidade "h" escolhido como nível indeslocável;

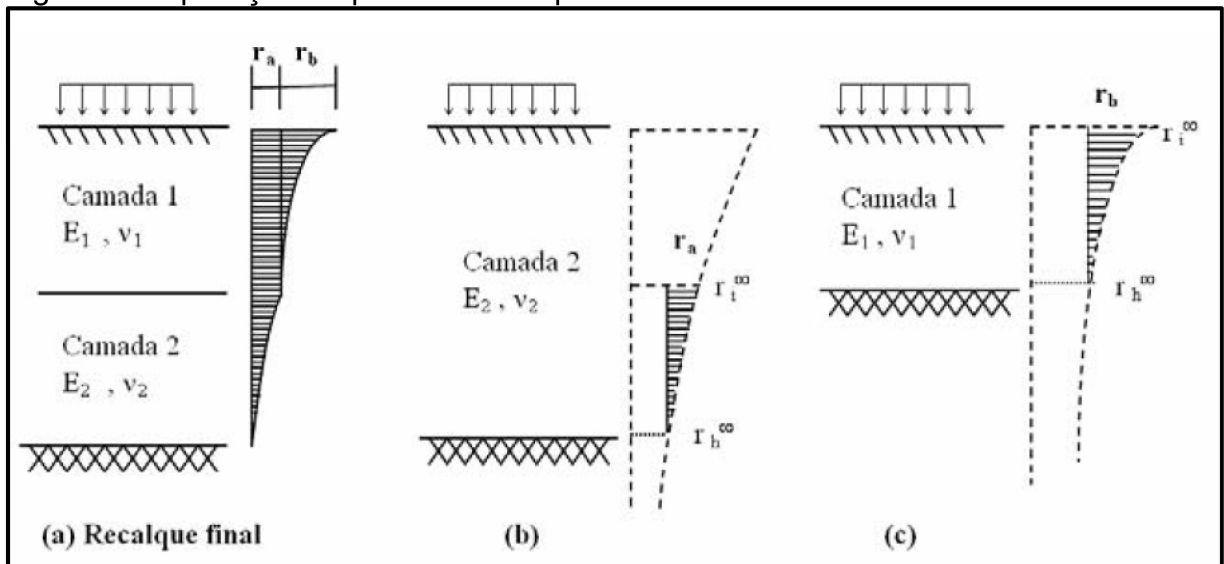
Figura 17: Procedimento de Steinbrenner(1934) apud Iwamoto (2000)



Fonte: Steinbrenner (1934, não paginado) apud Iwamoto (2000, não paginado)

Como apresentado (Figura 18), o nível do indeslocável apresenta um recalque teoricamente nulo, portanto, o recalque no nível “i” acima será obtido pela diferença entre os recalques dos dois níveis.

Figura 18: Aplicação do procedimento para várias camadas



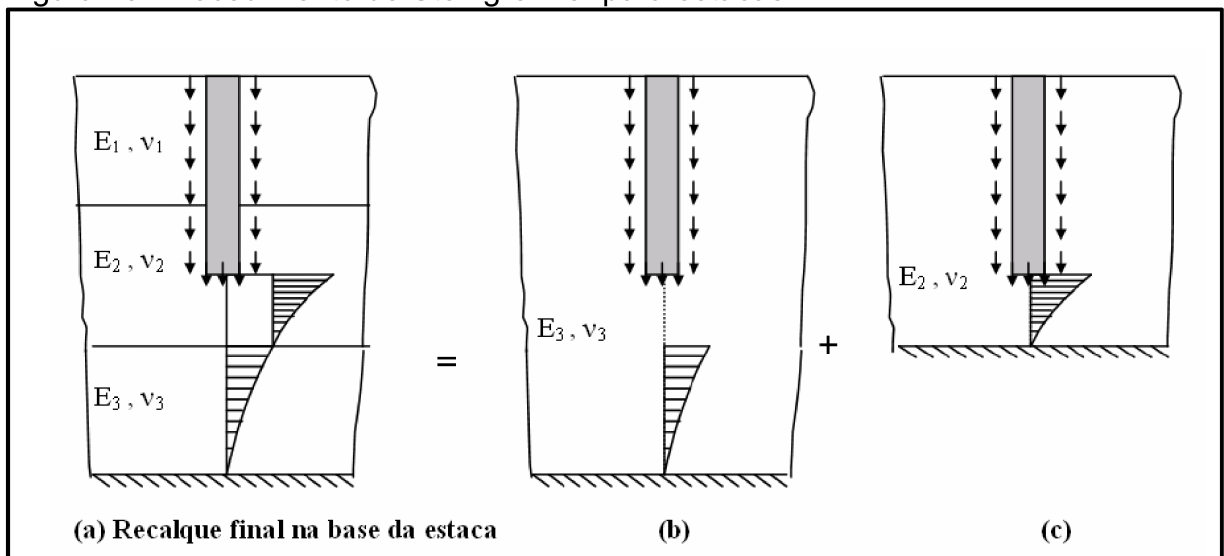
Fonte: Steinbrenner (1934, não paginado) apud Iwamoto (2000, não paginado)

A proposição apresentada pode ser utilizada para o caso em que o solo apresente várias camadas distintas antes do indeslocável. O cálculo parte das camadas inferiores para as superiores, admitindo-se que todo o solo, do indeslocável para cima seja do mesmo material da segunda camada, então, calcula-se o recalque r_i^∞ no topo da segunda camada e r_h^∞ no nível do indeslocável, o recalque (r_a) nessa camada será dado por:

$$r_a = r_i^\infty - r_h^\infty \quad \dots (20)$$

O artifício é realizado sucessivamente, levando o indeslocável para o nível de camada já calculada, dando assim as características necessárias para o cálculo do recalque (r_b). O recalque proporcionado pela aplicação da carga será obtido pela superposição dos recalques das camadas (Figura 19).

Figura 19: Procedimento de Steingrenner para estacas



Fonte: Steinbrenner (1934, não paginado) apud Iwamoto (2000, não paginado)

O somatório de todos os recalques fornecidos pela aplicação de uma carga, em uma estaca imersa em um solo com “n” camadas abaixo do nível da mesma, é dado pelo somatório dos recalques da própria estaca, das camadas inferiores de solo e dos efeitos ocasionados por outras estacas vizinhas. Portanto, o recalque no topo da estaca é dado por:

$$\delta_{o,i} = \delta_{s,i} + \delta_{p,i} \quad \dots (21)$$

Onde:

$\delta_{o,i}$ = recalque no topo da estaca;

$\delta_{s,i}$ = recalque na base da estaca;

$\delta_{p,i}$ = deformação elástica do fuste;

3.3.2 Módulo de Elasticidade do solo

A escolha certa de um módulo de elasticidade correspondente a real característica do solo nos proporciona uma estimativa mais próxima da realidade no que se trata de recalques, portanto, são apresentados a seguir fórmulas e quadros para a determinação do mesmo:

Quadro 3: Estimativa do módulo de elasticidade do solo

SOLO	VALORES TÍPICOS (kgf/cm ²)
Silte arenoso residual de São Paulo	E = 1,15 Rp
Silte argiloso residual de São Paulo	E = 2,40 Rp
Aterro compactado de silte argiloso	E = 3,00 Rp
Areia normalmente adensada	E = 5 (SPT + 5)
Areia sobreadensada	E = 180 + (7,50 SPT)
Argila terciária de São Paulo	E = 55,4 + (25,9 SPT)
Argila muito mole (nº. SPT ≤ 2)	10
Argila mole (nº. SPT 3 a 5)	20
Argila média (nº. SPT 6 a 10)	50
Argila rija (nº. SPT 11 a 19)	80
Argila dura (nº. SPT > 19)	150
Areia fofa (nº. SPT ≤ 4)	50
Areia pouco compacta (nº. SPT 5 a 8)	200
Areia medianamente compacta (nº. SPT 9 a 18)	500
Areia compacta (nº. SPT 19 a 40)	700
Areia muito compacta (nº. SPT > 40)	900

Fonte: Penna (2004, não paginado)

Melo (1971) apresentou uma expressão empírica para a estimativa do módulo de elasticidade E_s em função do número de SPT (N_{spt}), que é dado por:

$$E = 220.10^{(1,224+0,405.logN)} \quad \dots (22)$$

Onde:

N = número de SPT da sondagem

E = Módulo Elasticidade (kPa)

Para o coeficiente de Poisson, têm se as estimativas apresentadas no quadro 4.

Quadro 4: Estimativa dos coeficientes de Poisson do solo

SOLO	POISSON
Argila saturada	0,50
Argila não-saturada	0,30
Areia	0,35
Silte	0,30

Fonte: Penna (2004, não paginado)

3.4 Modelo de distribuição de cargas pontuais na estaca

O modelo de distribuições de tensões adotado pelo sistema de interação solo-estrutura tem como objetivo distribuir as cargas atuantes na estaca de forma que se aproxime da melhor forma possível da realidade, a partir disso, quanto melhor detalhamento das seções das estacas, melhores serão os resultados.

3.4.1 Carga na base

O estudo leva em consideração a determinação de uniformidade na carga distribuída na base da estaca, ou seja, um sistema de cargas pontuais equivalentes atuando em subáreas divididas em partes iguais, podendo ser representadas por:

$$A = n_1 \cdot n_2 \quad \dots (23)$$

Onde:

n_1 = número de divisões da circunferência;

n_2 = número de divisões do raio da base;

3.4.2 Carga no fuste

Para o sistema das cargas no fuste adotamos a sua distribuição como linear, sendo subdividida a circunferência da estaca de raio adotado, e o fuste também em partes iguais.

3.4.3 Cálculo dos coeficientes de reação vertical para Estacas

Segundo o manual técnico CAD/TQS (2009), o coeficiente de reações verticais das estacas pode ser classificado como a rigidez do contato estaca-solo, aplicado no topo das estacas submetidas a um carregamento provocado por sua superestrutura. O CRV é dado pela equação (24):

$$CRV_{estaca\ i} = P_i / \delta_i \quad \dots (24)$$

Onde:

P_i = carga aplicada no topo da estaca;

δ_i = recalque na base da estaca + deformação elástica do fuste;

Considera-se a proporcionalidade das forças distribuídas ao longo do fuste e na base da estaca, levando a seguinte relação:

$$CRV_{fuste\ j,i} = \frac{F_{fuste\ j,i} \cdot CRV_{estaca\ i}}{\sum_{j=i}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i}} \quad \dots (25)$$

Para:

$$P < PL(z), \text{ temos: } \sum_{j=i}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i} = Pi$$

$$P \leq PL(z), \text{ temos: } F_{ponta,i} = 0$$

Para o coeficiente de reação vertical da ponta da estaca, temos:

$$CRV_{ponta\ i} = F_{ponta,i} / \delta i \quad \dots (26)$$

Onde:

$j = 1, 2, 3, \dots, n$ da estaca i ;

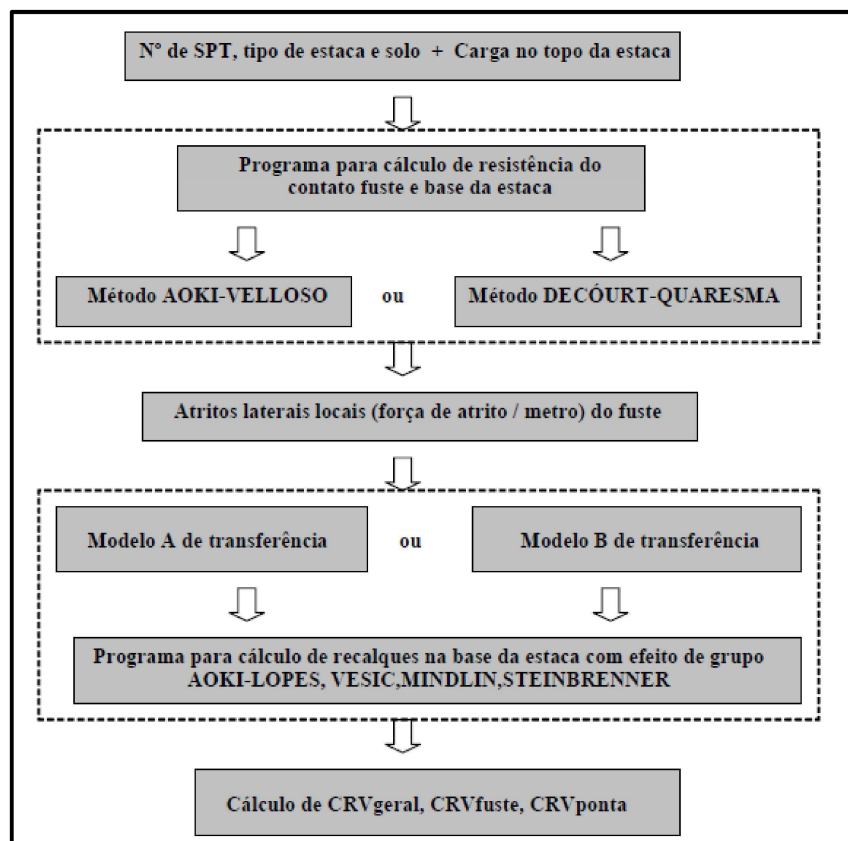
Para:

$$P \leq PL, \text{ temos: } CRV_{ponta\ i} = 0$$

O somatório dos coeficientes gerados pela ponta e fuste resultou em um coeficiente geral para estaca, ou seja:

$$\sum_{j=i}^m CRV_{fuste\ j,i} + CRV_{ponta\ i} = CRV_{geral,i} \quad \dots (27)$$

Figura 20: Fluxograma geral de processamento de transferência de dados

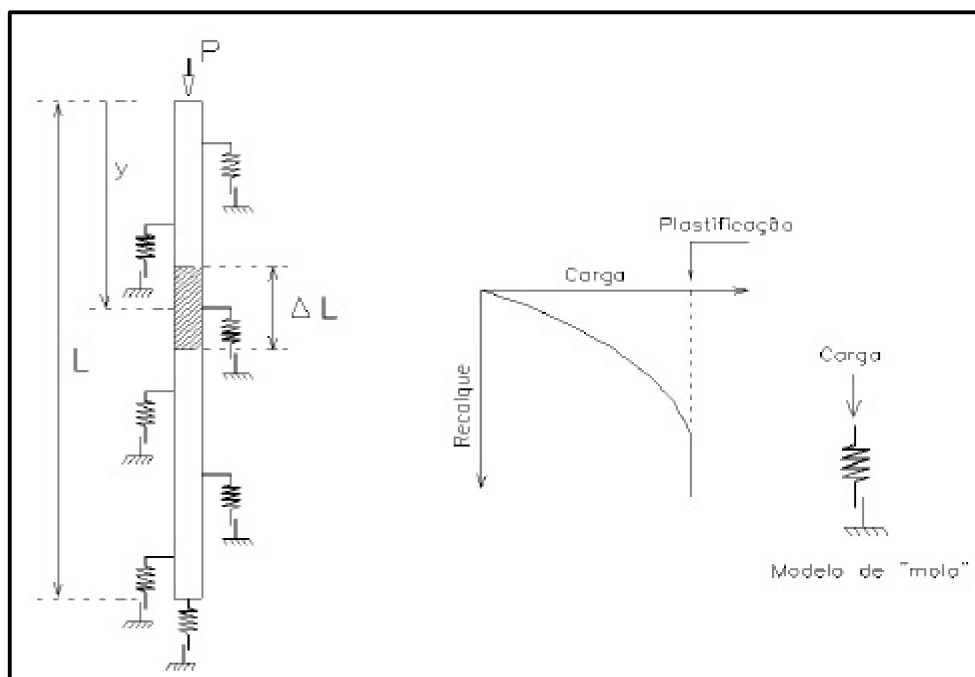


A idéia apresentada pelas equações 24 a 27, convergem em um conjunto de “molas” distribuídas ao longo de todo o fuste e na base da estaca (Figura 21), em que estas representam proporcionalmente a distribuição de rigidezes do contato estaca-solo de acordo com a lei de transferência de cargas.

Caso adotado o modelo A de transferência de cargas, consistirá em uma transferência de esforços do topo da estaca até a sua base, considerando a passagem de carregamento de uma “mola” a outra somente quando a solicitada atingir a plastificação, neste a sua base só será mobilizada quando todo o contato fuste-solo atingir o deslizamento.

O modelo B, consiste em distribuir uniformemente toda a carga ao longo do fuste, assim como o modelo A, quando atingir a plastificação lateral total o carregamento será transmitido para a base da estaca.

Figura 21: Representação da estaca



Fonte: CAD/TQS (2009, p.50)

3.4 Cálculo dos coeficientes de reação horizontal para Estacas

O dimensionamento de uma fundação profunda (CAD/TQS 2009) consiste em analisar os esforços totais atuantes, baseado no mesmo ideal do CRV o CRH ou coeficiente de reação horizontal, é analisado na direção horizontal do sistema.

As forças atuantes nessa direção podem ser representadas por: ações do vento, empuxo de terra, sismos e entre outros. O objetivo é obter dados para elaboração de diagramas de momento fletor e esforço cortante extraídos dos recalques avaliados.

São comumente utilizados métodos para estimativa do coeficiente de reação horizontal, em grande parte dos casos estudados os resultados partiram da análise do solo a partir do N_{spt} associadas a classificação empírica dos solos. De acordo com o manual teórico CAD/TQS (2009), o CRH pode ser representado pela razão entre a pressão atuante em uma profundidade (z), ou seja, o coeficiente será inversamente proporcional ao deslocamento. Então:

$$kz = \frac{\sigma_z}{y} \quad \dots (28)$$

Onde:

σ_z = Pressão atuante na profundidade z

y = Deslocamento sofrido pelo solo

k_z = Coeficiente de reação horizontal

Estudos apresentados por Alonso (1989) abordam um conceito semelhante à hipótese de Winkler, podendo ser aplicados em casos de vigas. Porém, em estacas os coeficientes diferem de forma que o módulo de reação horizontal varia, portanto:

$$K = \frac{P}{y} \quad \dots (29)$$

Onde:

K = módulo de reação horizontal

P = reação do solo na direção z

Y = deslocamento horizontal

3.4.1 Modelo Conforme SPT/m

O modelo apresentado por Waldemar Tietz (Tiez, Revista Estruturas, nº76, Estrutura Ltda. , 1976) foi elaborado inicialmente para tubulões com diâmetro maior ou igual a um metro. A consideração da ação horizontal sofrida pelas estacas é de suma importância nos primeiros metros de profundidade do fuste. Então, na equação (30) tem-se:

$$C_z = m \cdot z \left(\frac{tf}{m^3} \right) \quad \dots (30)$$

Onde:

C_z = coeficiente de reação horizontal do solo

m = coeficiente de proporcionalidade que caracteriza a variação do coeficiente de reação horizontal do solo em relação a qualidade do mesmo

z = profundidade das camadas de solos consideradas a partir do ponto considerado

Os quadros 5 e 6 a seguir apresentam valores para o coeficiente m de acordo com o tipo de solo a ser considerado.

Quadro 5: Valores de coeficientes de proporcionalidade m para solos arenosos.

SOLO ARENOSO	COMPACIDADE	SPT	m (tf/m ⁴)
Areia	Fofa	1	150
Silte	Pouco compacta	7	300
Silte	Medianamente c.	20	500
Areia	Compacta	40	800
Argila	Muito compacta	50	1500

Fonte: CAD/TQS (2009, p.55) apud Terzaghi e Peck (1948)

Quadro 6: Valores de coeficientes de proporcionalidade m para solos argilosos

SOLO ARGILOSO	CONSISTÊNCIA	SPT	m (tf/m ⁴)
Turfa	Meio líquido	0	25
Argila	Muito mole	1	75
Argila	Mole	3	150
Argila	Média	6	300
Argila	Rija	12	500
Argila	Muito rija	22	700
Argila	Dura	30	900

Fonte: CAD/TQS (2009, p.55) apud Terzaghi e Peck (1948)

3.4.2 Modelo da conexão elástica

O grande diferencial do modelo em questão é a sua facilidade em comparação aos modelos MEF e MEC. Vale ressaltar que o modelo a ser utilizado como “mola” não parte dos princípios adotados pelo modelo de Winkler, pois:

- A “mola” apresenta variação não linear em suas características conforme o nível de carregamento, podendo alterar a curva Recalque x Plastificação quando o carregamento ultrapassa a resistência lateral PL do fuste.
- Sofre influência do efeito de grupos de estacas. São levados em consideração os carregamentos de estacas vizinhas que ocasionarão recalques as estacas próximas.
- Não existe um coeficiente de “mola” constante para um tipo de solo específico.
- O valor do coeficiente depende completamente da interação solo-estrutura.

4. METODOLOGIA DE ESTUDO PARA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

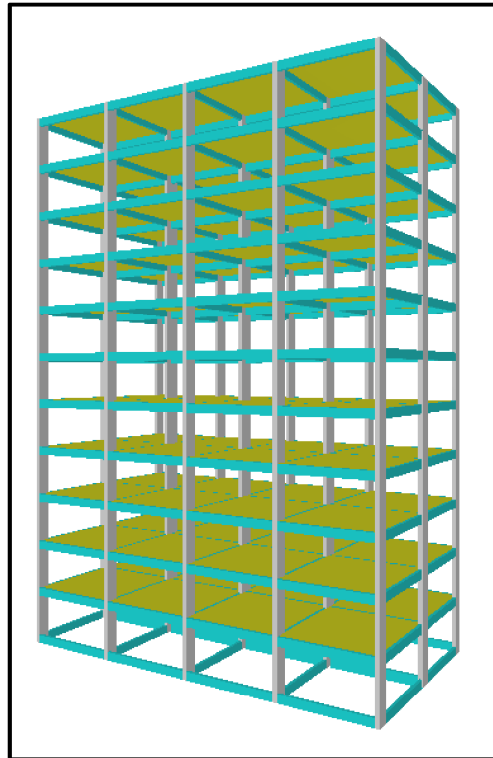
4.1 Sequência de análise

1. Desenvolvimento de um edifício de concreto armado para estudo;
2. Dimensionamento da estrutura para obtenção da seção dos elementos estruturais;
3. Obtenção das características do solo utilizado para o estudo;
4. Modelagem da estrutura em um software de elementos finitos, onde os resultados para esforços nos elementos estruturais, reações de apoio e deslocamentos horizontais serão avaliados considerando as fundações como indeslocáveis;
5. Dimensionamento das estacas para obtenção das seções e profundidades a partir das reações de apoio geradas pelo modelo indeslocável;
6. Obtenção dos coeficientes de reação verticais e horizontais (CRV's e CRH's) para o estudo em questão a partir de um perfil de solo conhecido;
7. Análise da estrutura através do software de elementos finitos para obtenção dos esforços nos elementos estruturais, reações de apoio e deslocamentos horizontais, porem desta vez substituindo as fundações indeslocáveis por "molas" verticais e horizontais: CRV's e CRH's, considerando dessa forma a interação solo-estrutura;
8. Análise e comparação dos resultados e elaboração das conclusões;

4.2 Especificações da edificação

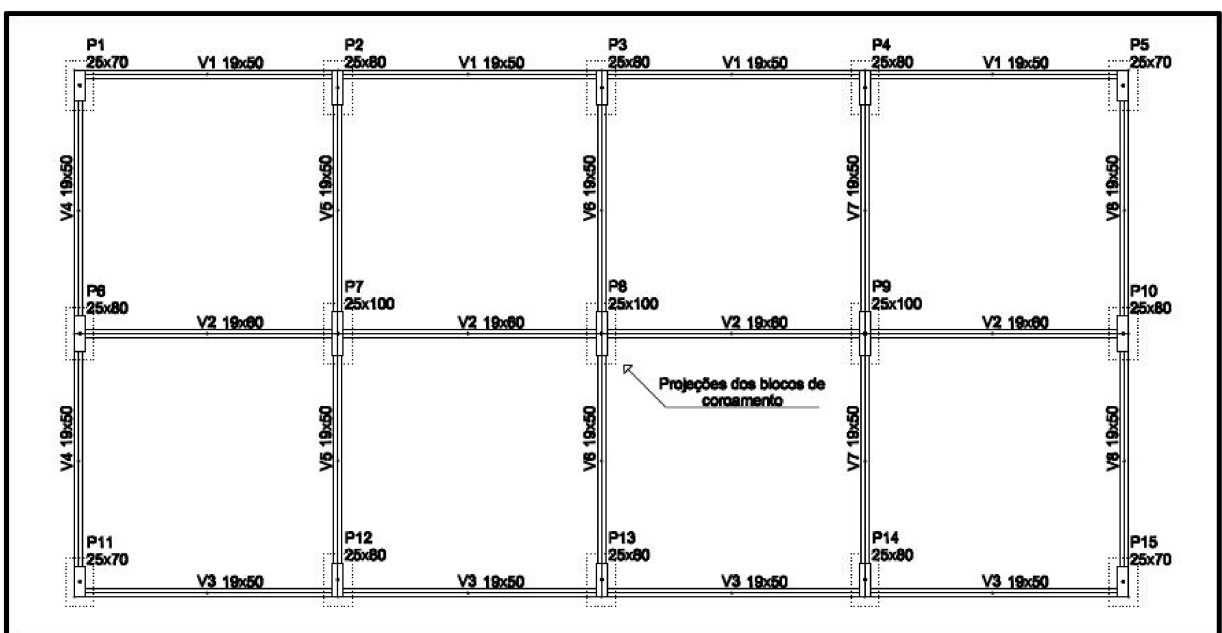
O estudo em questão utiliza um edifício de concreto armado, composto por 10 pavimentos, com um pé direito de 2,8 metros, sendo um térreo e oito pavimentos tipo e um cobertura, como apresentado a seguir nas imagens 22 , 23 e 24.

Figura 22: Edifício modelo em concreto armado



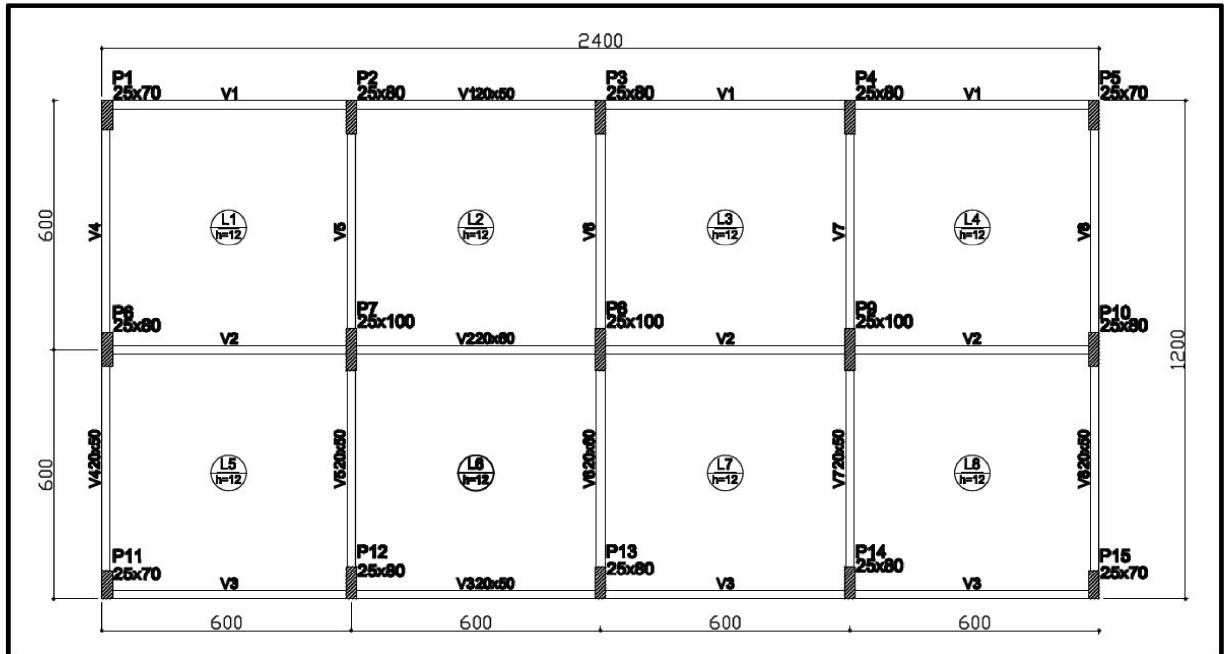
Fonte: autoria própria

Figura 23: Planta de formas pavimento térreo



Fonte: Autoria própria

Figura 24: Planta de formas pavimento tipo e cobertura



Fonte: Autoria própria

4.2.1 Pré-dimensionamento

4.2.1.1 Lajes:

A estrutura foi pré-dimensionada a partir de levantamentos iniciais baseados em estimativas de dimensões mínimas estabelecidas por norma. A norma regulamentadora em questão é a NBR 6118:2014 (item 13.2.4.1), do qual sugere as seguintes recomendações mínimas iniciais:

- 7cm - lajes de cobertura não em balanço;
- 8cm - lajes de piso não em balanço;

O edifício possui lajes de dimensões iguais e submetidas a carregamentos diferentes nos pavimentos tipo e de cobertura. Todas as lajes são maciças.

4.2.1.2 Vigas:

O tamanho dos vãos, carregamentos atuantes, pavimento analisado, são fatores determinantes para o pré-dimensionamento das vigas, logo será analisado o caso mais crítico, ou seja, será utilizado o vão mais solicitado.

De acordo com os estudos realizados por LONGO (2003), a estimativa da altura de uma viga é determinada pela seguinte expressão:

- A altura (h) estimada de uma viga de vão L é dada por:

$$h \approx L/12, \text{ onde:}$$

$$h \geq 30\text{cm};$$

L(cm) é o comprimento do maior vão da viga;

- A largura (bw) mínima inicialmente utilizada seguiu o seguinte quesito:
 - $bw \geq 12\text{cm}$
- Altura da viga (h) inicialmente utilizada = (Comprimento do vão da viga)/12 ou $h \geq 30\text{cm}$
- Largura (bw) inicialmente utilizada = 12cm

4.2.1.3 Pilares:

As dimensões estimadas levam em consideração as carga verticais da qual o pilar será submetido. A NBR 6118:2014 esclarece que deve-se considerar a influência de todas ações que possam produzir efeitos significativos no elemento estrutural. Deve-se analisar os efeitos a serem produzidos nos ELU e ELS. Serão considerados os efeitos ocasionados pelas cargas permanentes, acidentais e ventos, não incorporando o efeito de cargas específicas (impactos, tornados, abalos sísmicos, entre outros).

De acordo com LONGO (2003), as cargas em que os pilares serão submetidos podem ser estimadas pela consideração das áreas de influência, tendo

em vista que os pilares internos serão submetidos a uma carga maior devido a abrangência de maiores áreas.

As cargas obtidas inicialmente nos possibilitou utilizar uma dimensão inicial para cálculo, dando uma noção da ordem e grandeza a ser utilizada.

4.2.2 Levantamento das cargas

Os valores correspondentes as cargas que foram utilizadas em projeto foram retiradas da NBR 6120:1980.

4.2.2.1 Cargas verticais:

Lajes do pavimento tipo

- Ações permanentes:

Revestimentos e pisos:

1. Contra-piso de 5 cm;
2. Piso cerâmico de 0,8 cm;

Carga por metro quadrado causada pelo piso e contra piso:

$$q_{\text{piso}} = (0,05) \cdot (21 \text{ kN/m}^3) + (0,008 \cdot 18 \text{ kN/m}^3) = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

3. Ações Variáveis: escritórios salas de uso geral e banheiro
Sobrecarga $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Lajes da cobertura

- Ações permanentes:

Revestimentos e pisos: $q_{\text{pisoc}} = 0,70 \text{ kN/m}^2$

- Ações variáveis:

Forros - sem acesso a pessoas: $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Elementos estruturais

O peso próprio gerado pelos pilares, vigas e lajes, foram calculados automaticamente pelo software SAP2000.

Vigas do pavimento tipo

Foram consideradas as paredes com pé direito de 2,80 metros de altura e largura de 19 centímetros, submetidas a um reboco de 2 centímetros.

Onde:

- $\gamma_{\text{tijolo}} = 13\text{kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{reboco}} = 19\text{kN/m}^3$
- Carga linearmente distribuída das vigas = 7,65kN/m

Resultando em uma carga distribuída de $q_{\text{vigatipo}} = (5,681 + 1,977 + 7,65) = 15,30 \text{ kN/m}$

Vigas sob platibanda

Foram consideradas as paredes com pé direito de 1,50 metros de altura e largura de 19 centímetros, submetidas a um reboco de 2 centímetros.

- $\gamma_{\text{tijolo}} = 13\text{kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{reboco}} = 19\text{kN/m}^3$
- Carga linearmente distribuída das vigas = 7,65kN/m

Resultando em uma carga distribuída de $q_{\text{vigaplatibanda}} = (3,705 + 1,282 + 7,65) = 12,637 \text{ kN/m}$

4.2.2.2 Cargas Horizontais

Pré disposições de projeto, dados coletados da NBR 6123:88

As predisposições de projeto foram obtidas através dos dados de localização da edificação e parâmetros extraídos da NBR 6123:88. Os resultados são apresentados nos quadros 7 e 8.

- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- Terreno plano ou fracamente acidentado;

- Largura em x = 12 metros;
- Largura em z = 24 metros;
- Pé direito da edificação = 2,8 metros;
- Coeficiente de Arrasto = 0,95
- Velocidade V0 determinada pela região do projeto = 45m/s

Resultados obtidos para as ações do vento na direção X e Y

Quadro 7: Ação do vento na direção X

Ação do Vento à 0° - DIREÇÃO X							
z(m)	Vo.S1.S3 (m/s)	S2	Vk (m/s)	q (kgf/m ²)	Ai (m2)	Fa (kN)	q (kN/m)
2,80	45,00	0,72	32,62	66,52	33,60	21,23	1,77
5,60	45,00	0,79	35,58	79,10	33,60	25,25	2,10
8,40	45,00	0,83	37,43	87,54	33,60	27,94	2,33
11,20	45,00	0,86	38,80	94,07	33,60	30,03	2,50
14,00	45,00	0,89	39,89	99,47	33,60	31,75	2,65
16,80	45,00	0,91	40,81	104,10	33,60	33,23	2,77
19,60	45,00	0,92	41,61	108,19	33,60	34,54	2,88
22,40	45,00	0,94	42,31	111,87	33,60	35,71	2,98
25,20	45,00	0,95	42,93	115,21	33,60	36,78	3,06
28,00	45,00	0,97	43,50	118,29	28,80	32,36	2,70

Fonte: Autoria Própria

Quadro 8: Ação do vento na direção Y

Ação do Vento à 90° - DIREÇÃO Y							
z(m)	Vo.S1.S3 (m/s)	S2	Vk (m/s)	q (kgf/m ²)	Ai (m2)	Fa (kN)	q (kN/m)
2,80	45,00	0,72	32,62	66,52	67,20	58,11	2,42
5,60	45,00	0,79	35,58	79,10	67,20	69,10	2,88
8,40	45,00	0,83	37,43	87,54	67,20	76,48	3,19
11,20	45,00	0,86	38,80	94,07	67,20	82,18	3,42
14,00	45,00	0,89	39,89	99,47	67,20	86,89	3,62
16,80	45,00	0,91	40,81	104,10	67,20	90,95	3,79
19,60	45,00	0,92	41,61	108,19	67,20	94,52	3,94
22,40	45,00	0,94	42,31	111,87	67,20	97,73	4,07
25,20	45,00	0,95	42,93	115,21	67,20	100,65	4,19
28,00	45,00	0,97	43,50	118,29	57,60	88,57	3,69

Fonte: Autoria Própria

Desaprumo da edificação

Foi verificado a ação dos efeitos de desaprumo (Quadros 9 e 10) causados pelas forças atuantes horizontais da edificação. Os esforços de desaprumo+cargas verticais e reações horizontais geram um momento torsor na base da edificação, cabe analisar a influência dos mesmos.

Concluiu-se que 30% correspondente a ação do vento são maiores que a ação provocada pelo desaprumo da edificação (Quadro 11), portanto, deve-se levar em consideração somente os esforços ocasionados pelas ações do vento.

Quadro 9: Determinação do momento de tombamento

z (m)	VENTO 0° (x)		VENTO 90° (y)	
	Fi.VENTO (kN)	MT.BASE (kNm)	Fi.VENTO (kN)	MT.BASE (kNm)
2,8	21,23	59,45	43,58	122,029
5,6	25,25	141,40	51,83	290,236
8,4	27,94	234,72	57,36	481,799
11,2	30,03	336,30	61,63	690,302
14	31,75	444,49	65,17	912,382
16,8	33,23	558,27	68,21	1145,918
19,6	34,54	676,90	70,89	1389,431
22,4	35,71	799,86	73,30	1641,825
25,2	36,78	926,74	75,49	1902,249
28	18,88	528,60	38,75	1085,011
	Σ MT.BASE =	4706,73	Σ MT.BASE =	9661,18

Fonte: Autoria Própria

Quadro 10: Verificação do desaprumo

z (m)	DESAPRUMO 0° (x)		DESAPRUMO 90° (y)	
	Feq.i (kN)	MT.BASE (kNm)	Feq.i (kN)	MT.BASE (kNm)
2,8	4,45	12,47	4,31	12,07
5,6	4,45	24,93	4,31	24,14
8,4	4,45	37,40	4,31	36,21
11,2	4,45	49,87	4,31	48,28
14	4,45	62,34	4,31	60,36
16,8	4,45	74,80	4,31	72,43
19,6	4,45	87,27	4,31	84,50
22,4	4,45	99,74	4,31	96,57
25,2	4,45	112,20	4,31	108,64
28	3,79	106,01	3,67	102,64
	Σ MT.BASE =	667,03	Σ MT.BASE =	645,85

Fonte: Autoria Própria

Quadro 11: Análise da consideração do desaprumo

Comparação		
	Direção X	Direção Y
Porcentagem do desaprumo em relação ao vento	14,17%	6,68%

Fonte: Autoria Própria

4.2.3 Dimensionamento

O dimensionamento dos elementos estruturais foram realizados a partir de iterações sucessivas no software Eberick V6, baseados nos valores iniciais de pré-dimensionamento e carregamentos gerados na estrutura.

5. MODELAGEM NO SOFTWARE SAP2000 v12

5.1 Propriedades dos materiais:

- **Concreto**

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

- **Módulo de Elasticidade do concreto**

Segundo a norma NBR 6118:2014 o módulo de elasticidade é obtido pela expressão:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}};$$

Onde:

α_e = coeficiente de ajuste baseado no agregado utilizado

$\alpha_e = 1,0$ (granito)

$E_s = E_{ci} \alpha_i$.

α_i = Tabelado pela norma NBR 6118:2014

- **Peso específico do Concreto**

O peso específico do concreto armado utilizado corresponde aos valores estabelecidos pela NBR 6118:2014, onde:

$$\gamma_{concreto} = 25 \text{ kN/m}^3;$$

- **Alvenarias**

O peso específico das alvenarias corresponde aos valores estabelecidos pela norma NBR 6120:1980, onde:

$$\gamma_{alvenaria} = 13 \text{ kN/m}^3;$$

- **Aço CA-50**

Segundo as recomendações da norma NBR6118:2014, o coeficiente de Poisson adotado foi de 0,2.

5.2 Discretização da estrutura

De acordo com Assan (2003), o método dos elementos finitos prevê a divisão do domínio de integração, gerando um número finito de menores regiões denominados "elementos finitos", responsáveis por discretizar o meio contínuo. As malhas podem ter suas dimensões diminuídas ou aumentadas, variando o tamanho dos elementos finitos. Pontos das linhas da rede gerada são chamados de "nós". As funções admissíveis da estrutura são definidas no domínio de cada elemento finito.

A introdução dos elementos finitos do projeto foi realizada pelo software SAP2000v12, onde houve a análise das vigas e pilares como elementos de barras. As malhas das lajes do projeto foram discretizadas em placas de dimensões 50x50 centímetros.

5.3 Consideração da Não Linearidade Física

Em edifícios de concreto armado é de suma importância a análise dos deslocamentos laterais, onde os efeitos de segunda ordem ocasionados pela deslocabilidade horizontal da estrutura devem apresentar resultados satisfatórios.

Segundo a norma NBR 6118:2014, a análise dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas com no mínimo 4 andares pode ser considerada a não linearidade física de forma aproximada. Tendo como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 * E_{ci} * I_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 * E_{ci} * I_c$, para $A_s' \neq A_s$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 * E_{ci} * I_c$

De acordo com MCGREGOR (1993), os valores de EI para análise de 2ª ordem nas estruturas devem apresentar rigidez dos membros imediatamente antes da ruptura. Esta é caracterizada pelos elementos estruturais apresentarem fissuras devido a flexão. Portanto, a adoção do momento de inércia para seções fissuradas de concreto pode ser considerada conservadora, tendo em vista que nem todas as seções transversais apresentam tal ocorrência.

Essa consideração foi implementada no modelo desenvolvido no software SAP2000v12.

5.4 Não linearidade geométrica

Os efeitos causados pela não-linearidade geométrica podem ser caracterizados pela mudança de posição da estrutura no espaço, podendo ser determinados através de uma análise na qual se considera a estrutura na sua configuração final de equilíbrio.

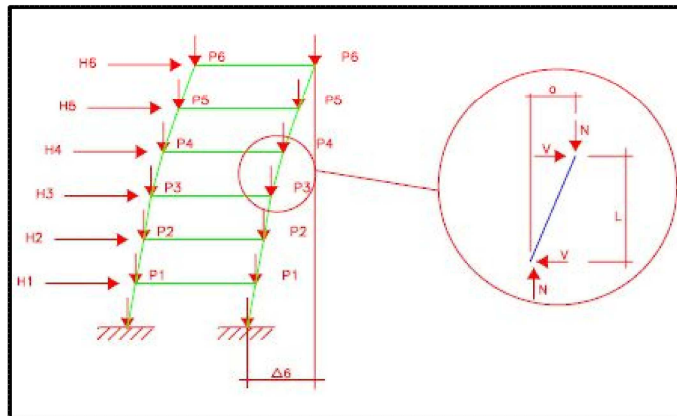
O projeto em questão, engloba-se na condição de um edifício alto, onde a estrutura é solicitada simultaneamente pelos esforços verticais e horizontais, devido a isso deve-se atentar aos efeitos da não-linearidade geométrica (NLG). A inclusão dessa configuração foi realizada pelo Software SAP2000v12, pois para o estudo de estruturas flexíveis os efeitos de NLG são significativos e de obrigatória consideração. O projeto em questão é classificado como Estrutura de nós móveis.

5.2.1 Processo P-delta

A parcela do P-delta (Figura 25) pode ser considerada imediata para um comportamento não-linear geométrico. Observando o comportamento de uma barra isolada da estrutura submetida a aplicação de cargas verticais e horizontais pode-se observar o desvio delta em relação as suas extremidades.

Ao contrário de adicionar a modificação geométrica na análise da estrutura, pode-se simplificar tal processo substituindo o momento adicional causado pela excentricidade P*delta por um binário de cargas horizontais auto equilibradas.

Figura 25: Processo P-delta



Fonte: Santurian (2008, página 20)

É acrescentado a cada barra da estrutura cortantes fictícias em suas extremidades, que são obtidas pela equação:

$$V = \frac{N \cdot a}{L}, \text{ onde:}$$

L = comprimento da barra

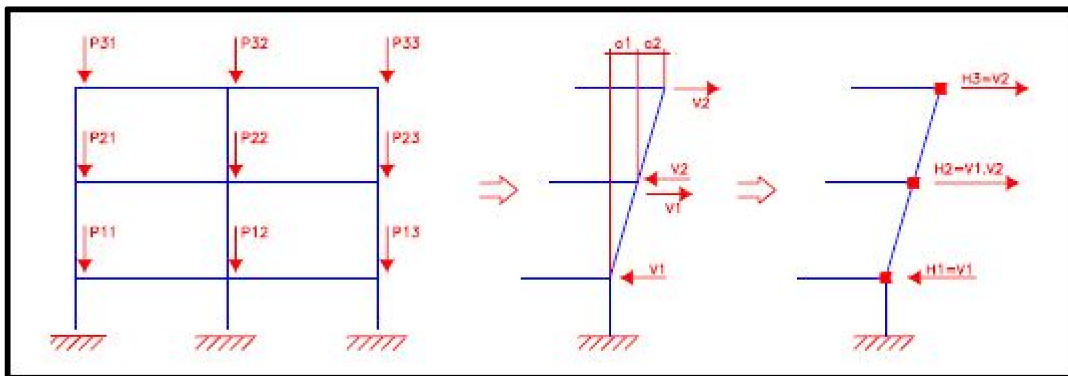
N = carregamento normal atuante

a = Deslocamento relativo entre extremidades

V = Cortante fictício a ser acrescentado

Analisando uma estrutura reticulada (Figura 26), uma vez estabelecidos os valores de cortantes fictícios (V_i) de cada barra, pode-se concluir que a diferença entre as cortantes das duas barras concorrentes em um nó gera uma carga equivalente (H_i) aplicada sobre o nó, tais efeitos atuantes em conjunto irá produzir o efeito P-delta da estrutura como um todo.

Figura 26: Carregamentos nodais devido ao efeito P-delta



Fonte Santurian (2008, página 21)

O processo descrito no anexo L da NBR 8800:88 ("Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios") efetua uma abordagem matricial, representada da seguinte forma:

- Obtém-se o vetor $\{F'\}$ correspondente aos esforços fictícios obtidos da consideração do efeito P-delta em cada barra;
- Acrescenta-se o vetor $\{F'\}$ ao vetor de forças $\{F\}$;
- Calculam-se os novos deslocamentos e esforços internos;
- Iterações sucessivas para obtenção do novo vetor $\{F'\}$ até que a diferença no deslocamento nodal entre uma iteração e outra, medido em cada nó da estrutura, seja desprezível.

5.3 Combinações de ações

5.3.1 Combinações para o Estado Limite Último

- ✓ ELU 1 - Considerando a não linearidade física/geométrica

$$Fd = 1,40.G + 1,40.Qu + 0,84.Qvx$$

- ✓ ELU 2 - Considerando a não linearidade física/geométrica

$$Fd = 1,40.G + 1,40.Qu + 0,84.Qvy$$

- ✓ ELU 3 - Considerando a não linearidade física/geométrica

$$Fd = 1,40.G + 0,70.Qu + 1,40.Qvx$$

- ✓ ELU 4 - Considerando a não linearidade física/geométrica

$$Fd = 1,40.G + 0,70.Qu + 1,40.Qvy$$

5.3.2 Combinações para o Estado Limite de Serviço

- ✓ ELS 1 - Combinação frequente, considerando a não linearidade física/geométrica

$$Fd = 1,40.G + 0,30.Qvx$$

- ✓ ELS 2 - Combinação frequente, considerando a não linearidade física/geométrica

$$Fd = 1,40.G + 0,30.Qvy$$

onde:

ELU = estado limite último;

ELS = estado limite de serviço;

G = carga do peso próprio;

Qu = carga de utilização

Qv_{x,y} = Carga do vento na direção x ou y;

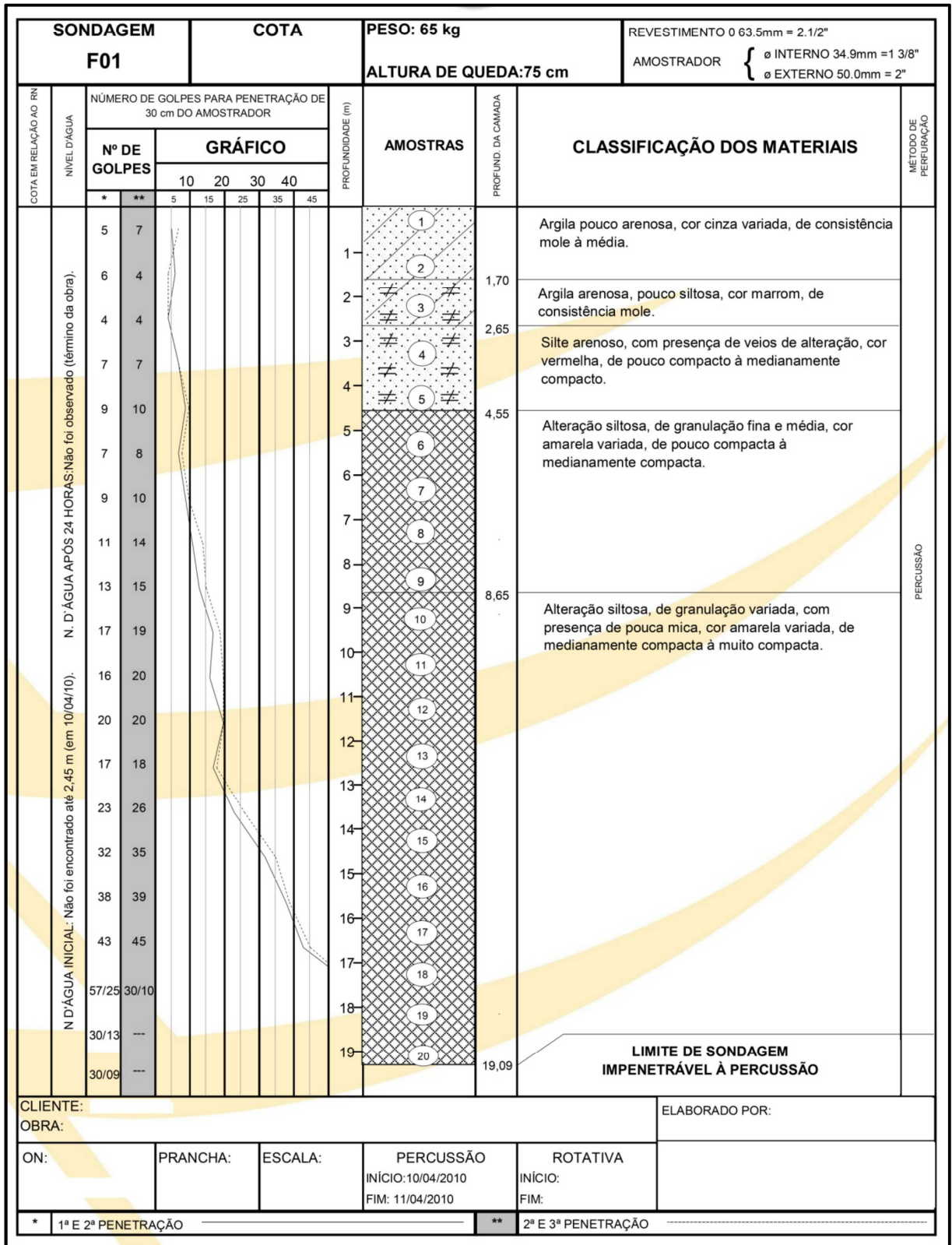
Fd_i = Somatório dos carregamentos gerados pela combinação;

6. ENSAIO DE SPT DO SOLO UTILIZADO NO PROJETO

Com a finalidade de se obter resultados que possam ter aplicabilidade na verificação da influência da interação solo-estrutura será utilizado um solo de N_{spt} variável.

O solo escolhido corresponde a cidade de Alvorada/RS, onde às características exigem a utilização de fundações profundas, como apresentado pela imagem do ensaio de sondagem N_{spt} abaixo (Figura 27) , sendo assim, o estudo pode ter também caráter regional para aplicabilidade dos resultados.

Figura 27: Ensaio de penetração do solo utilizado no projeto



Fonte: BARONI (2015)

7. DIMENSIONAMENTO

Retirado os valores das cargas que serão transmitidas para as fundações, dimensionou-as estacas como inicialmente articuladas em seu ponto inicial e final considerando a pior solicitação entre todos os estados limites últimos, visando somente receber esforços normais segundo o seu eixo.

O método utilizado para dimensionamento foi o de Aoki-Velloso já demonstrado no trabalho.

O sistema de ligação superestrutura-fundação foi inicialmente considerado totalmente rígido, com o intuito de calcular os recalques totais de cada estaca. O quadro 12 apresenta os dados de dimensionamento de cada estaca do projeto e recalques totais.

Quadro 12: Dimensionamento das estacas

Dimensionamento das estacas					
Estaca	Comprimento	Diâmetro	Carga atuante	Carga Admissível	Recalques
1	10 m	80 cm	1679 kN	2060,02 kN	2,72 cm
2	10 m	100 cm	2918 kN	3065,90 kN	3,22 cm
3	10 m	80 cm	1989 kN	2060,02 kN	2,75 cm
4	10 m	100 cm	3016 kN	3065,90 kN	3,22 cm
5	17 m	100 cm	5129 kN	5482,96 kN	5,27 cm
6	15 m	100 cm	3257 kN	3770,79 kN	4,44 cm
7	15 m	90 cm	2973 kN	3163,99 kN	4,18 cm
8	17 m	100 cm	5028 kN	5482,96 kN	5,26 cm
9	15 m	100 cm	3218 kN	3770,79 kN	4,44 cm
10	15 m	100 cm	3006 kN	3770,79 kN	4,42 cm
11	17 m	100 cm	5121 kN	5482,96 kN	5,27 cm
12	15 m	100 cm	3257 kN	3770,79 kN	4,44 cm
13	10 m	80 cm	1808 kN	2060,02 kN	2,73 cm
14	15 m	100 cm	3016 kN	3770,79 kN	4,42 cm
15	10 m	80 cm	1989 kN	2060,02 kN	2,75 cm

Fonte: Autoria Própria

7.1 Obtenção dos coeficientes de reações verticais e horizontais

Segundo o manual do CAD/TQS (2009) a filosofia adotada neste sistema, de acrescentar molas a rigidez equivalente aos nós dos elementos de fundação discretizados, permite que a estrutura faça a sua adaptação de acordo com a sua própria rigidez, sem a necessidade de forças nas fundações e imposição de deslocamentos nos apoios. Não é um processo de convergência iterativa, pois a estrutura (super e infra) é resolvida simultaneamente.

7.1.1 Coeficiente de reação vertical geral

O coeficiente representa a rigidez vertical da estaca em contato com o solo. As estacas foram subdivididas ao longo de seu fuste com o propósito de obter maior precisão para determinação dos coeficientes. O modelo A de transferência foi utilizado para determinações dos esforços atuantes na estaca.

Com os valores de esforços determinados calculou-se os recalques gerados nas estacas pelo método de AOKI-LOPES e STEINBRENNER (Quadro 12) . O coeficiente de reação vertical por metro (coeficiente obtido por análise de metro de profundidade de solo) e geral (consiste no somatório dos coeficientes obtidos pelas subdivisões estabelecidas na estaca e CRV gerado pela ponta) de cada estaca é apresentado nos quadros 13 ao 26 a seguir.

Quadro 13: Dimensionamento dos CRV's da estaca 1

Estaca 1							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	617,7 kN/cm	36,95 kN	782,78 kN	2513,27 kN	6,93 kN/cm	924,7 kN/cm	1071,38 kN/cm
2 metros		21,11 kN			3,96 kN/cm		
3 metros		53,22 kN			9,97 kN/cm		
4 metros		53,22 kN			9,97 kN/cm		
5 metros		75,4 kN			14,13 kN/cm		
6 metros		60,32 kN			11,30 kN/cm		
7 metros		75,4 kN			14,13 kN/cm		
8 metros		105,56 kN			19,78 kN/cm		
9 metros		113,1 kN			21,20 kN/cm		
10 metros		188,5 kN			35,33 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 14: Dimensionamento dos CRV's da estaca 2

Estaca 2							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	907 kN/cm	46,18 kN	978,45 kN	3926,99 kN	8,54 kN/cm	1221 kN/cm	1401,676 kN/cm
2 metros		26,39 kN			4,88 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			12,30 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			12,30 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			17,43 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			13,94 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			17,43 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			24,40 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			26,14 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			43,57 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 15: Dimensionamento dos CRV's da estaca 3

Estaca 3							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	724 kN/cm	36,95 kN	782,78 kN	2513,27 kN	8,12 kN/cm	914,8 kN/cm	1086,72 kN/cm
2 metros		21,11 kN			4,64 kN/cm		
3 metros		53,22 kN			11,69 kN/cm		
4 metros		53,22 kN			11,69 kN/cm		
5 metros		75,4 kN			16,56 kN/cm		
6 metros		60,32 kN			13,25 kN/cm		
7 metros		75,4 kN			16,56 kN/cm		
8 metros		105,56 kN			23,19 kN/cm		
9 metros		113,1 kN			24,84 kN/cm		
10 metros		188,5 kN			41,40 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 16: Dimensionamento dos CRV's da estaca 4

Estaca 4							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	935,8 kN/cm	46,18 kN	978,55 kN	3926,99 kN	8,81 kN/cm	1218,46 kN/cm	1405,13 kN/cm
2 metros		26,39 kN			5,03 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			12,69 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			12,69 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			17,98 kN/cm		
6 metros		75,5 kN			14,40 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			17,98 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			25,17 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			26,97 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			44,95 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 17: Dimensionamento dos CRV's da estaca 5

Estaca 5							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	973,80717 kN/cm	46,18 kN	2646,65 kN	6126,11 kN	5,13 kN/cm	1163 kN/cm	1272 kN/cm
2 metros		26,39 kN			2,93 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			7,38 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			7,38 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			10,46 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			8,37 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			10,46 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			14,65 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			15,69 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			26,15 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			19,88 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			20,92 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			20,92 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			18,83 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			27,20 kN/cm		
16 metros		329,87 kN			36,62 kN/cm		
17 metros		367,57 kN			40,80 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 18: Dimensionamento dos CRV's da estaca 6

Estaca 6							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	733 kN/cm	46,18 kN	1346,02 kN	4084,07 kN	6,23 kN/cm	919,067 kN/cm	1051,136 kN/cm
2 metros		26,39 kN			3,56 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			8,98 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			8,98 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			12,72 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			10,18 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			12,72 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			17,81 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			19,08 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			31,80 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			24,17 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			25,44 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			25,44 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			22,90 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			33,08 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 19: Dimensionamento dos CRV's da estaca 7

Estaca 7							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	710,46 kN/cm	41,56 kN	1211,4 kN	3308,1 kN	6,53 kN/cm	790,536 kN/cm	928,96268 kN/cm
2 metros		23,75 kN			3,73 kN/cm		
3 metros		59,87 kN			9,41 kN/cm		
4 metros		59,87 kN			9,41 kN/cm		
5 metros		84,82 kN			13,33 kN/cm		
6 metros		67,86 kN			10,67 kN/cm		
7 metros		84,82 kN			13,33 kN/cm		
8 metros		118,75 kN			18,67 kN/cm		
9 metros		127,23 kN			20,00 kN/cm		
10 metros		212,06 kN			33,34 kN/cm		
11 metros		161,16 kN			25,33 kN/cm		
12 metros		169,65 kN			26,67 kN/cm		
13 metros		169,65 kN			26,67 kN/cm		
14 metros		152,68 kN			24,00 kN/cm		
15 metros		220,54 kN			34,67 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 20: Dimensionamento dos CRV's da estaca 8

Estaca 8							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	956,52 kN/cm	46,18 kN	2646,65 kN	6126,11 kN	5,04 kN/cm	1165,426 kN/cm	1272,11 kN/cm
2 metros		26,39 kN			2,88 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			7,25 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			7,25 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			10,28 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			8,22 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			10,28 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			14,39 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			15,41 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			25,69 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			19,52 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			20,55 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			20,55 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			18,50 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			26,72 kN/cm		
16 metros		329,87 kN			35,97 kN/cm		
17 metros		367,57 kN			40,08 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 21: Dimensionamento dos CRV's da estaca 9

Estaca 9							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	724,75 kN/cm	46,18 kN	1346,02 kN	4084,07 kN	6,16 kN/cm	919,801 kN/cm	1050,39 kN/cm
2 metros		26,39 kN			3,52 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			8,88 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			8,88 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			12,58 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			10,06 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			12,58 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			17,61 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			18,87 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			31,45 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			23,90 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			25,16 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			25,16 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			22,64 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			32,71 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 22: Dimensionamento dos CRV's da estaca 10

Estaca 10							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	679,9558 kN/cm	46,18 kN	1346,02 kN	4084,07 kN	5,78 kN/cm	923,8 kN/cm	1046,34 kN/cm
2 metros		26,39 kN			3,30 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			8,33 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			8,33 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			11,80 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			9,44 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			11,80 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			16,52 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			17,70 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			29,50 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			22,42 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			23,60 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			23,60 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			21,24 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			30,68 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 23: Dimensionamento dos CRV's da estaca 11

Estaca 11							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	972,441 kN/cm	46,18 kN	2646,65 kN	6126,11 kN	5,12 kN/cm	1163,3 kN/cm	1271,76 kN/cm
2 metros		26,39 kN			2,93 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			7,37 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			7,37 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			10,45 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			8,36 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			10,45 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			14,63 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			15,67 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			26,12 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			19,85 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			20,89 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			20,89 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			18,81 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			27,16 kN/cm		
16 metros		329,87 kN			36,57 kN/cm		
17 metros		367,57 kN			40,74 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 24: Dimensionamento dos CRV's da estaca 12

Estaca 12							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	732,95 kN/cm	46,18 kN	1346,02 kN	4084,07 kN	6,23 kN/cm	919,1 kN/cm	1051,136 kN/cm
2 metros		26,39 kN			3,56 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			8,98 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			8,98 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			12,72 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			10,18 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			12,72 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			17,81 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			19,08 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			31,80 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			24,17 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			25,44 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			25,44 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			22,90 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			33,08 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 25: Dimensionamento dos CRV's da estaca 13

Estaca 13							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	662,2 kN/cm	36,95 kN	782,78 kN	2513,27 kN	7,42 kN/cm	920,53 kN/cm	1078 kN/cm
2 metros		21,11 kN			4,24 kN/cm		
3 metros		53,22 kN			10,69 kN/cm		
4 metros		53,22 kN			10,69 kN/cm		
5 metros		75,4 kN			15,15 kN/cm		
6 metros		60,32 kN			12,12 kN/cm		
7 metros		75,4 kN			15,15 kN/cm		
8 metros		105,56 kN			21,21 kN/cm		
9 metros		113,1 kN			22,72 kN/cm		
10 metros		188,5 kN			37,87 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 26: Dimensionamento dos CRV's da estaca 14

Estaca 14							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	682,077 kN/cm	46,18 kN	1346,02 kN	4084,07 kN	5,80 kN/cm	923,625 kN/cm	1046,5 kN/cm
2 metros		26,39 kN			3,31 kN/cm		
3 metros		66,52 kN			8,36 kN/cm		
4 metros		66,52 kN			8,36 kN/cm		
5 metros		94,25 kN			11,84 kN/cm		
6 metros		75,4 kN			9,47 kN/cm		
7 metros		94,25 kN			11,84 kN/cm		
8 metros		131,95 kN			16,57 kN/cm		
9 metros		141,37 kN			17,76 kN/cm		
10 metros		235,62 kN			29,60 kN/cm		
11 metros		179,07 kN			22,49 kN/cm		
12 metros		188,5 kN			23,68 kN/cm		
13 metros		188,5 kN			23,68 kN/cm		
14 metros		169,65 kN			21,31 kN/cm		
15 metros		245,04 kN			30,78 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

Quadro 27: Dimensionamento dos CRV's da estaca 15

Estaca 15							
Profundidade	CRV Estaca	Força Fuste	Σforças Fuste	Força ponta	CRV fuste na profundidade i	CRV ponta	CRV GERAL
1 metro	723,9583 kN/cm	36,95 kN	782,78 kN	2513,27 kN	8,12 kN/cm	914,78 kN/cm	1087 kN/cm
2 metros		21,11 kN			4,64 kN/cm		
3 metros		53,22 kN			11,69 kN/cm		
4 metros		53,22 kN			11,69 kN/cm		
5 metros		75,4 kN			16,56 kN/cm		
6 metros		60,32 kN			13,25 kN/cm		
7 metros		75,4 kN			16,56 kN/cm		
8 metros		105,56 kN			23,19 kN/cm		
9 metros		113,1 kN			24,84 kN/cm		
10 metros		188,5 kN			41,40 kN/cm		

Fonte: Autoria Própria

7.1.2 Coeficiente de reação horizontal

Partindo do mesmo princípio, o coeficiente de reação horizontal determina a rigidez horizontal da estrutura em contato com o solo. Para o estabelecimento desse parâmetro utilizaremos o modelo de Waldemar Tietz (1976), do qual consiste na análise/determinação dos coeficientes horizontais conforme o modelo de SPT/m.

Os valores de coeficientes horizontais foram calculados e apresentados nos quadros 27 ao 41 abaixo.

Quadro 28: Dimensionamento dos CRH's da estaca 1

Estaca 1							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	21,87 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	43,74 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	65,61 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	87,48 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	109,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	131,22 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	153,09 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	233,28 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	262,44 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	364,5 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 29: Dimensionamento dos CRH's da estaca 2

Estaca 2							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 30: Dimensionamento dos CRH's da estaca 3

Estaca 3							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	21,87 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	43,74 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	65,61 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	87,48 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	109,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	131,22 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	153,09 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	233,28 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	262,44 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	364,5 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 31: Dimensionamento dos CRH's da estaca 4

Estaca 4							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 32: Dimensionamento dos CRH's da estaca 5

Estaca 5							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,1 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,4 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,6 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,9 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,9 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,2 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	500 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,9 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	9000 tf/m ³	600 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	818,1 kN/cm
16	12800 tf/m ³	800 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	1164 kN/cm
17	13600 tf/m ³	800 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	1236 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 33: Dimensionamento dos CRH's da estaca 6

Estaca 6							
z (m)	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	499,95 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,85 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	7500 tf/m ³	500 tf/m4	90,9 cm	1	0,9	1,01	681,75 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 34: Dimensionamento dos CRH's da estaca 7

Estaca 7							
z (m)	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	24,57 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	49,14 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	73,71 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	98,28 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	122,85 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	147,42 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	171,99 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	262,08 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	294,84 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	409,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	450,45 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	491,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	532,35 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	573,3 kN/cm
15	7500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	81,9 cm	1	0,9	1,011111111	614,25 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 35: Dimensionamento dos CRH's da estaca 8

Estaca 8							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	499,95 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,85 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	9000 tf/m ³	600 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	818,1 kN/cm
16	12800 tf/m ³	800 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	1163,52 kN/cm
17	13600 tf/m ³	800 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	1236,24 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 36: Dimensionamento dos CRH's da estaca 9

Estaca 9							
z (m)	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	499,95 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,85 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	7500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	681,75 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 37: Dimensionamento dos CRH's da estaca 10

Estaca 10							
z (m)	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	499,95 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,85 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	7500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	681,75 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 38: Dimensionamento dos CRH's da estaca 11

Estaca 11							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	499,95 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,85 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	9000 tf/m ³	600 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	818,1 kN/cm
16	12800 tf/m ³	800 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	1163,52 kN/cm
17	13600 tf/m ³	800 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	1236,24 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 39: Dimensionamento dos CRH's da estaca 12

Estaca 12							
z (m)	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	499,95 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,85 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	7500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	681,75 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 40: Dimensionamento dos CRH's da estaca 13

Estaca 13							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	21,87 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	43,74 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	65,61 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	87,48 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	109,4 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	131,2 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	153,1 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	233,3 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	262,4 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	364,5 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 41: Dimensionamento dos CRH's da estaca 14

Estaca 14							
z (m)	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	27,27 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	54,54 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	81,81 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	109,08 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	136,35 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	163,62 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	190,89 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	290,88 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	327,24 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	454,5 kN/cm
11	5500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	499,95 kN/cm
12	6000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	545,4 kN/cm
13	6500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	590,85 kN/cm
14	7000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	636,3 kN/cm
15	7500 tf/m ³	500 tf/m ⁴	90,9 cm	1	0,9	1,01	681,75 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

Quadro 42: Dimensionamento dos CRH's da estaca 15

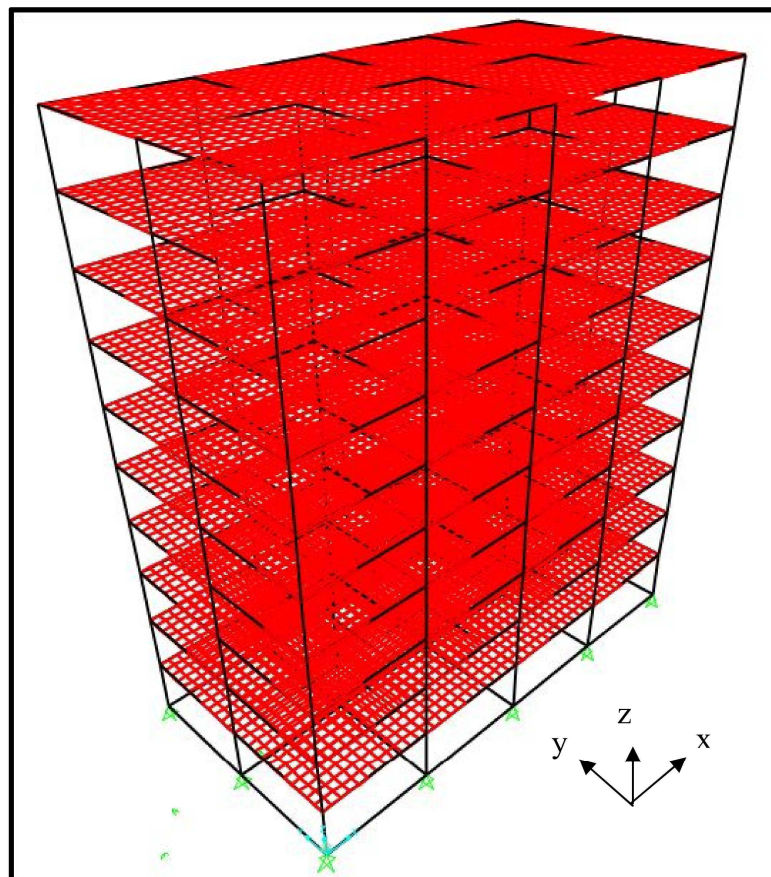
Estaca 15							
z	Cz	m	Bc	k	kf	ko	CRH
1	300 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	21,87 kN/cm
2	600 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	43,74 kN/cm
3	900 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	65,61 kN/cm
4	1200 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	87,48 kN/cm
5	1500 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	109,4 kN/cm
6	1800 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	131,2 kN/cm
7	2100 tf/m ³	300 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	153,1 kN/cm
8	3200 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	233,3 kN/cm
9	3600 tf/m ³	400 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	262,4 kN/cm
10	5000 tf/m ³	500 tf/m ⁴	72,9 cm	1	0,9	1,0125	364,5 kN/cm

Fonte: Autoria Própria

7.2 Modelos

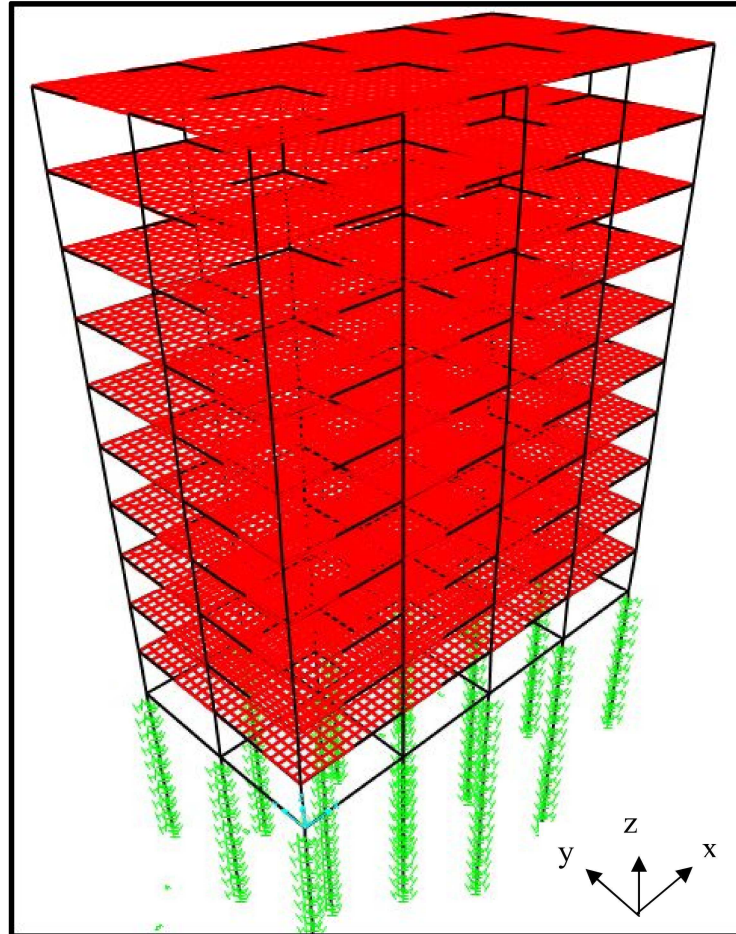
As imagens a seguir apresentam um edifício modelo sobre o indeslocável (Figura 28) e outro em que é levado em conta a interação solo estrutura (Figura 29). Para um melhor entendimento a figura 29 apresenta o sistemas de coordenadas adotado na estrutura.

Figura 28: Edifício modelado no SAP2000v12 indeslocável



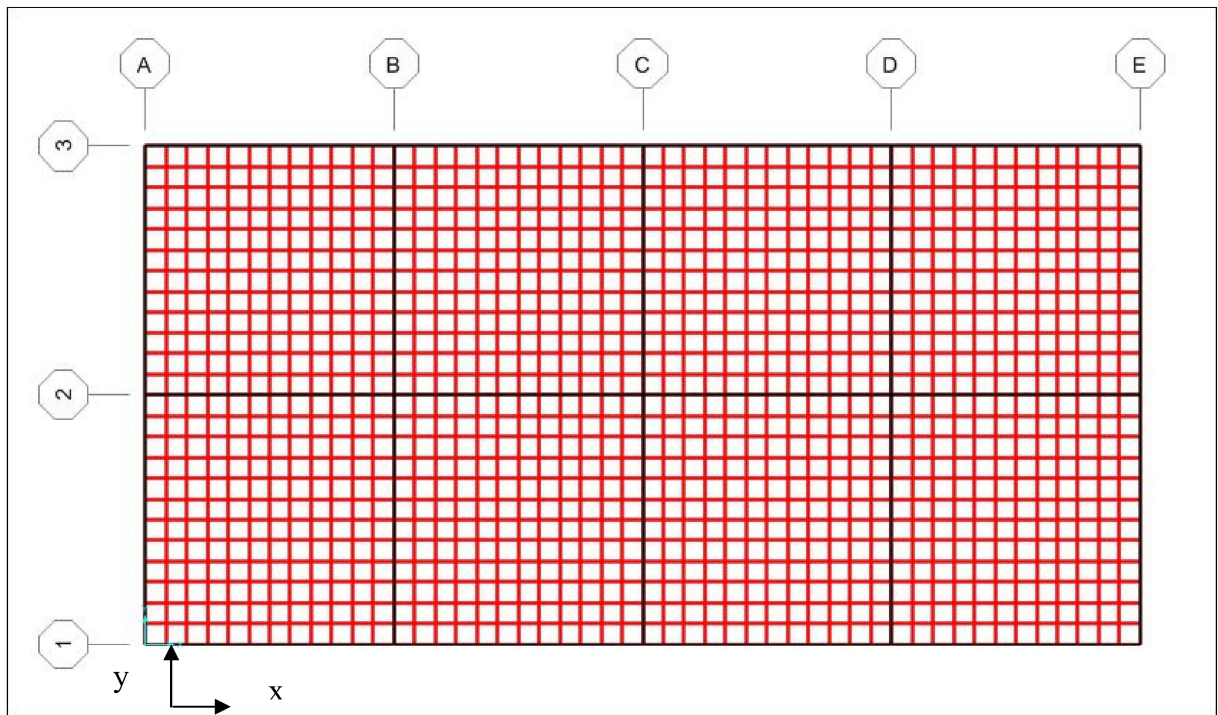
Fonte: Aatoria Própria

Figura 29: Edifício modelado no SAP2000v12 com interação solo estrutura



Fonte: Aatoria Própria

Figura 30: Sistemas de coordenadas da edificação



Fonte: Autoria Própria

8. ANÁLISE DOS RESULTADOS

8.1 Considerações iniciais

Os parâmetros iniciais do projeto foram obtidos através da análise de todas as combinações anteriormente descritas, visando estudar o caso em que a estrutura apresentou maior variação comparando os modelos. Os valores encontrados possibilitou o dimensionamento total das fundações e elaboração do sistema ISE.

A obtenção dos deslocamentos horizontais foram estabelecidos através de uma comparação entre o sistema indeslocável e o ISE. A combinação utilizada foi a ELU 1, descrita anteriormente. A escolha partiu de comparações realizadas entre simulações de quatro diferentes combinações, com base nos resultados obtidos foi escolhida a que apresentava maior variação entre os deslocamentos horizontais do sistema.

Em virtude das inúmeras possibilidades de análises dos esforços (Cortantes e Momentos) nos elementos estruturais (Vigas e Pilares), optou-se por focar o estudo do presente trabalho em somente uma combinação, a qual é responsável por apresentar maior disparidade na comparação do sistema indeslocável com o mesmo considerando a interação solo estrutura. Essa escolha foi visual, analisando os diagramas e tabelas de resultados não apresentados no trabalho. O Estado Limite correspondente à análise é:

- ✓ ELU 1 - Considerando a não linearidade física/geométrica

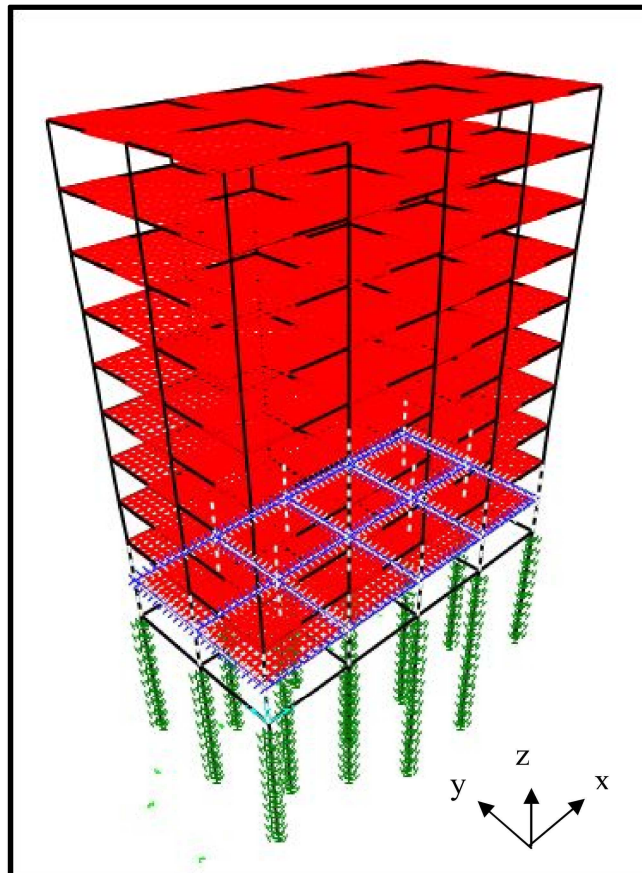
$$Fd = 1,40.G + 1,40.Qu + 0,84.Qvx$$

Foram analisados os pilares e vigas do primeiro pavimento tipo e pilares do segundo, com o intuito de verificar as redistribuições dos esforços comparando o sistema como indeslocável com a consideração da interação solo-estrutura.

8.2 Análise dos esforços nos elementos estruturais

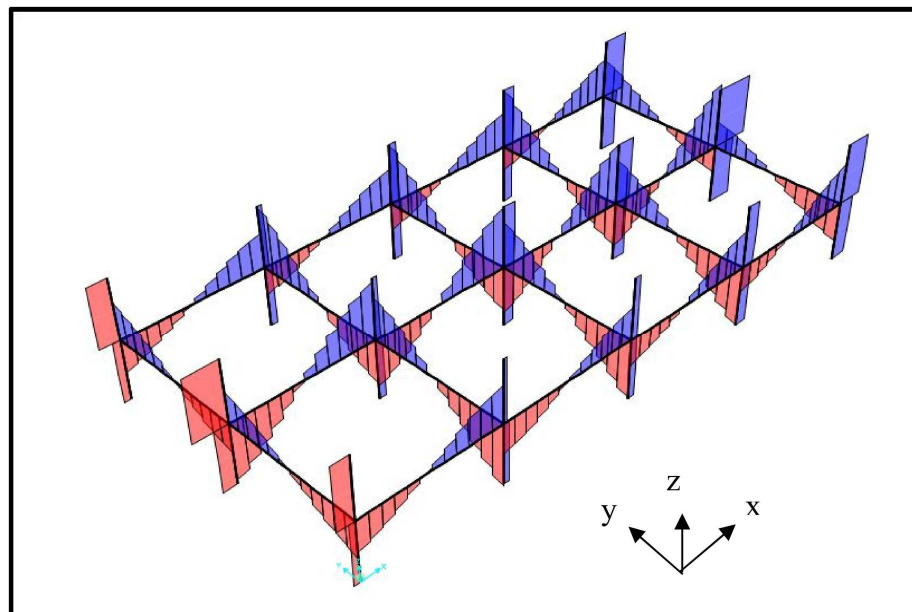
Os diagramas apresentados nas figuras 34 a 65 representam o estudo comparativo entre os elementos sobre um sistema indeslocável e outro sobre fundações profundas onde foi analisado a ISE do sistema. As figuras 31, 32 e 33 apresentam a localização dos elementos estruturais analisados.

Figura 31: Delimitação na estrutura dos elementos estruturais analisados



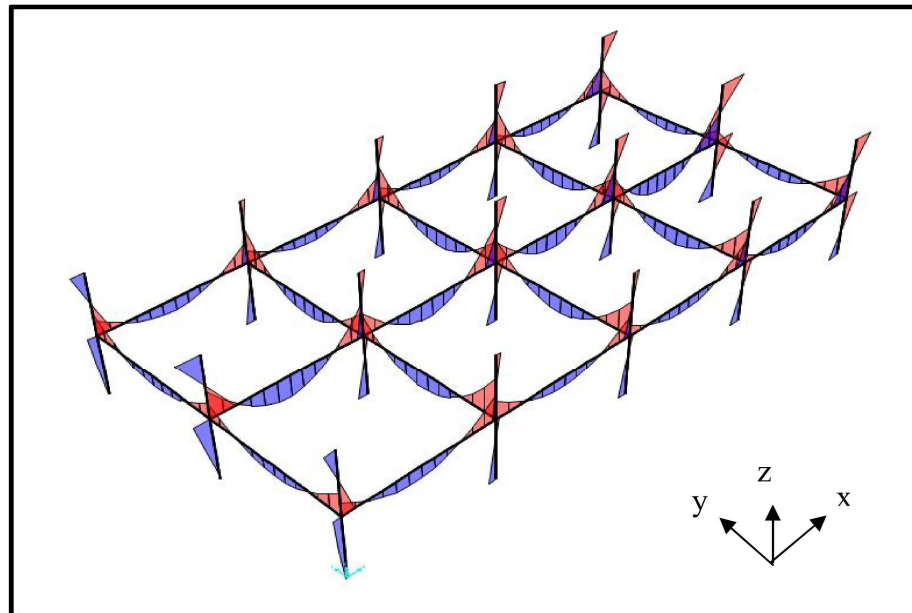
Fonte: Autoria própria

Figura 32: Diagrama dos esforços cortantes nos elementos analisados em conjunto



Fonte: Autoria própria

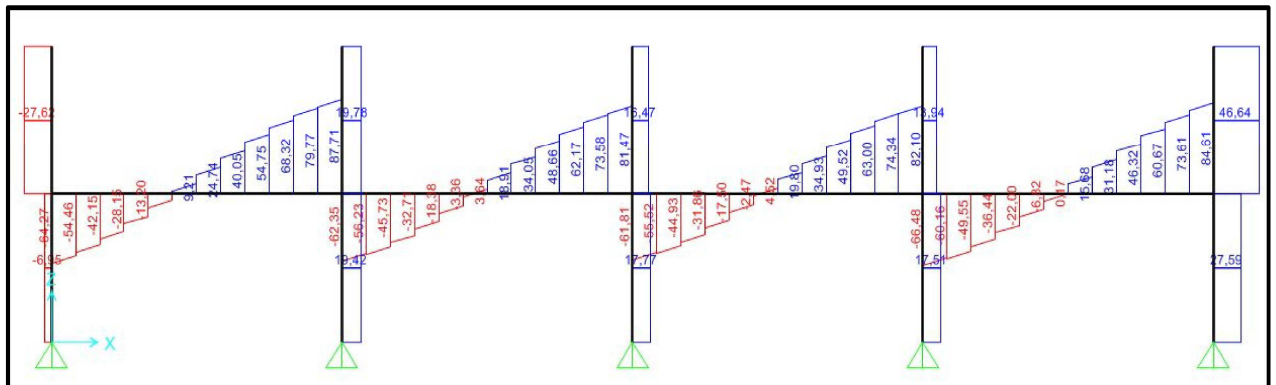
Figura 33: Diagrama dos momentos fletores nos elementos analisados em conjunto



Fonte: Autoria própria

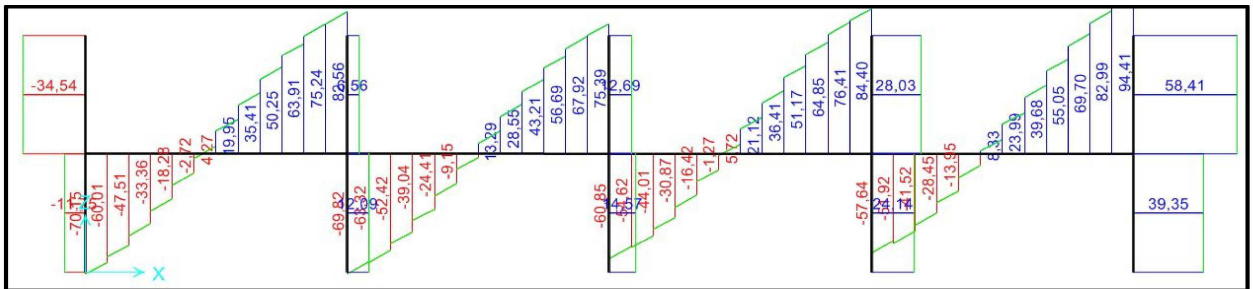
8.2.1 Pórtico 1

Figura 34: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 1 para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

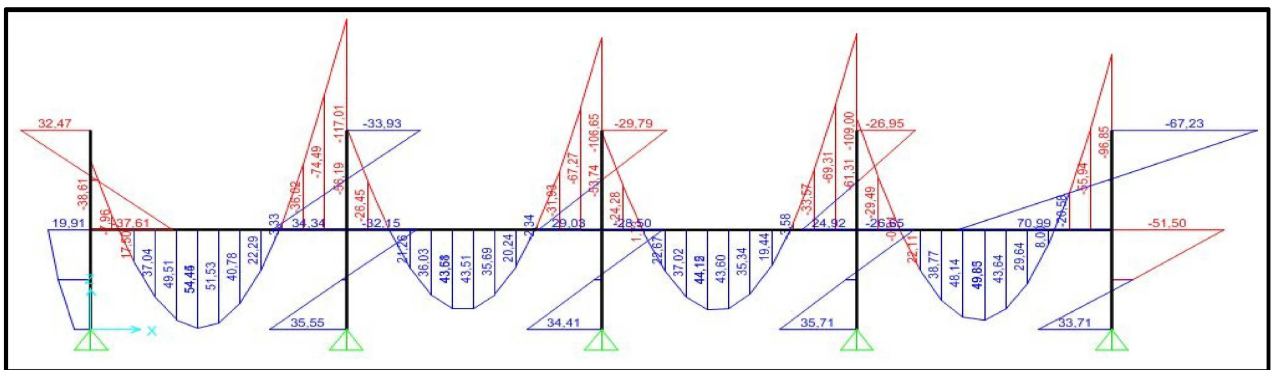
Figura 35: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 1 para ISE



Fonte: Autoria Própria

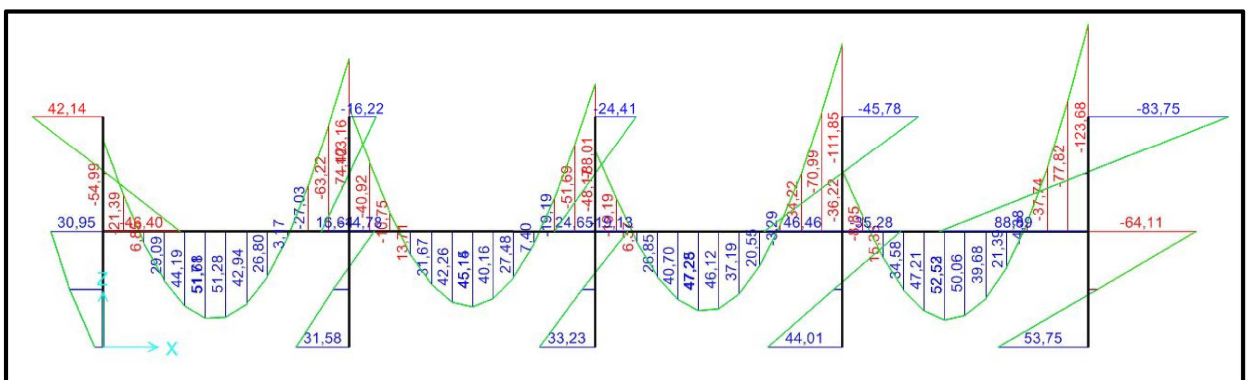
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico 1, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 15,87%, já nos pilares obtivemos uma variação considerável de 101%.

Figura 36: Diagrama o momento fletor no Pórtico 1 para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 37: Diagrama o momento fletor no Pórtico 1 para ISE



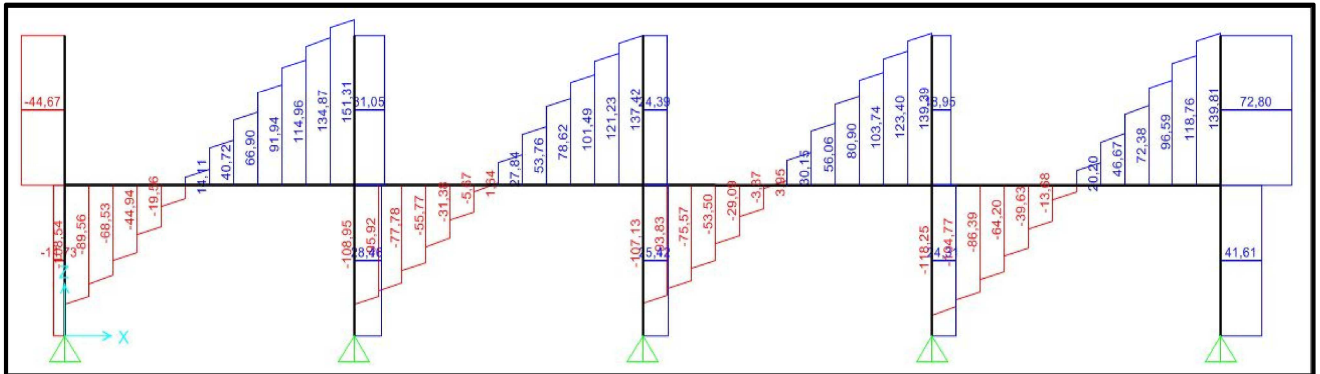
Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico 1, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 27% no momento fletor negativo, já nos

pilares obtivemos uma variação considerável de 86,43%. Os momentos fletores positivos não sofreram grandes variações.

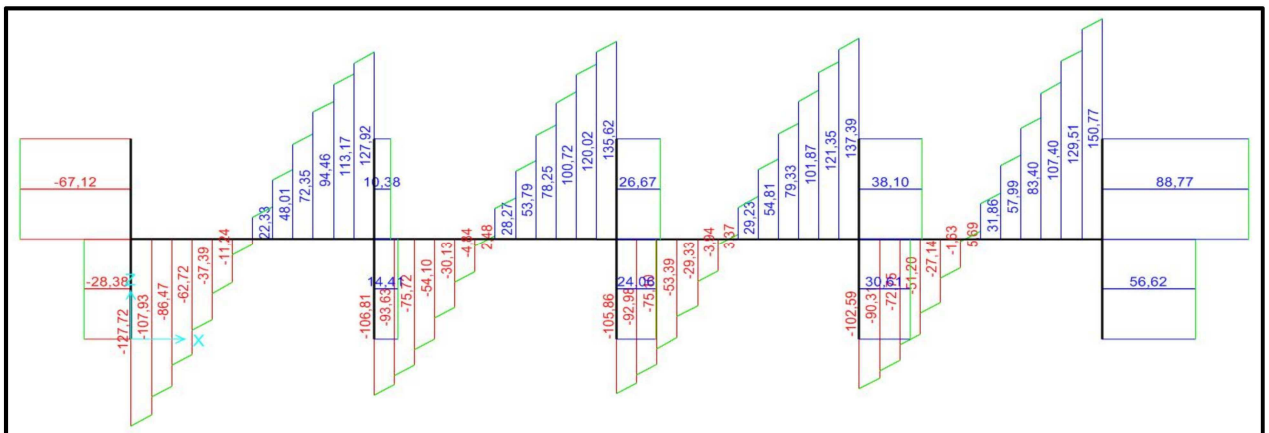
8.3.2 Pórtico 2

Figura 38: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 2 para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

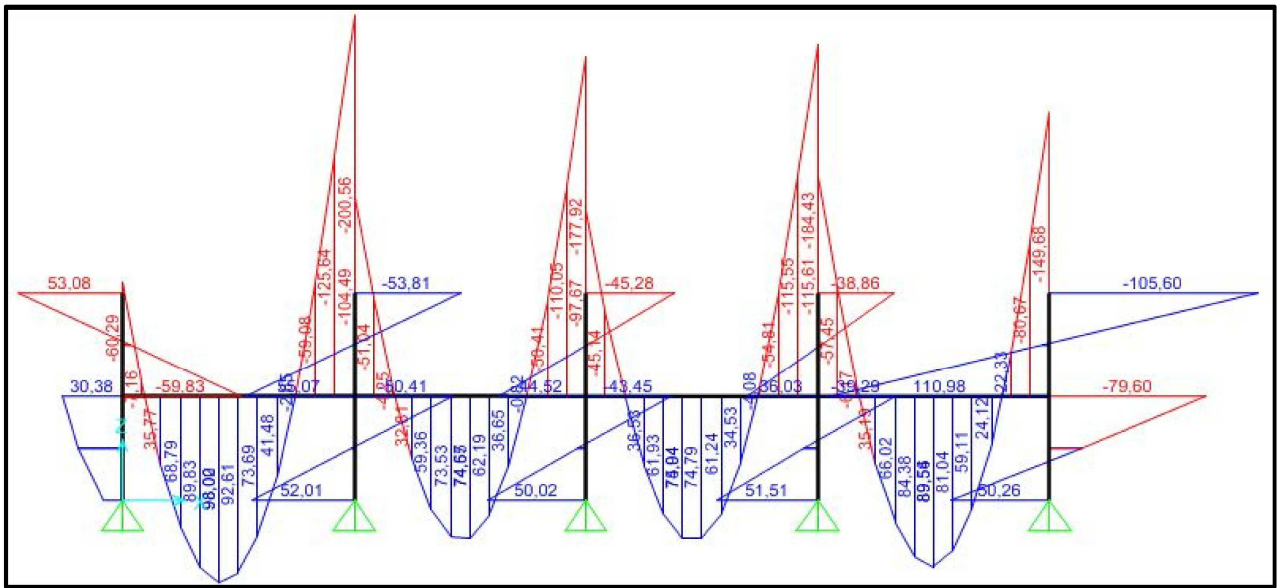
Figura 39: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 2 para ISE



Fonte: Autoria Própria

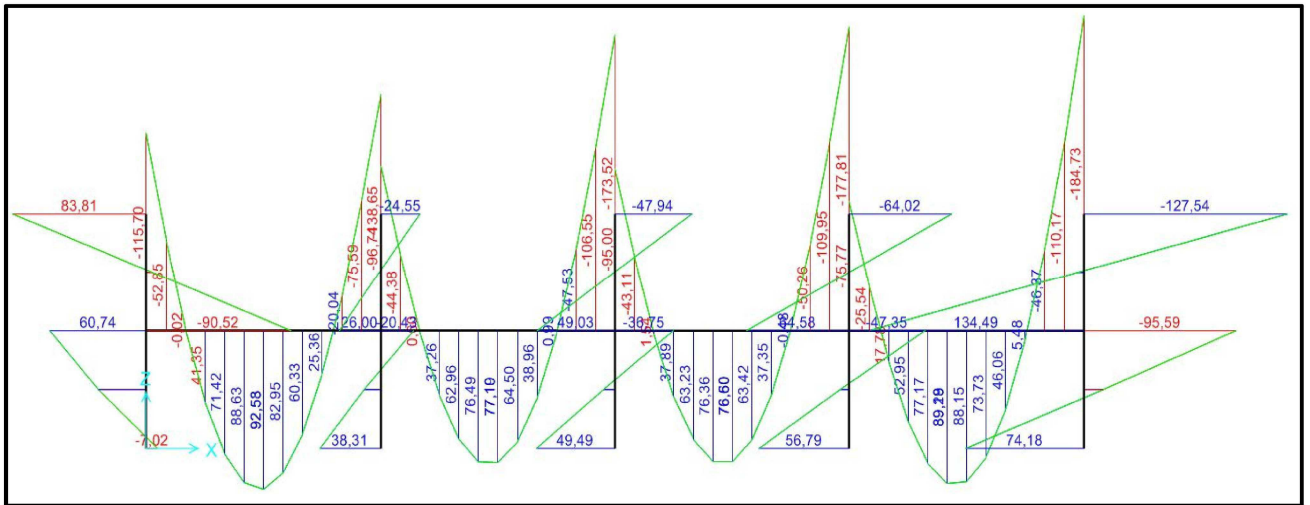
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico 2, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 18,28%, já nos pilares obtivemos uma variação considerável de 50,25%.

Figura 40: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 2 para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 41: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 2 para ISE

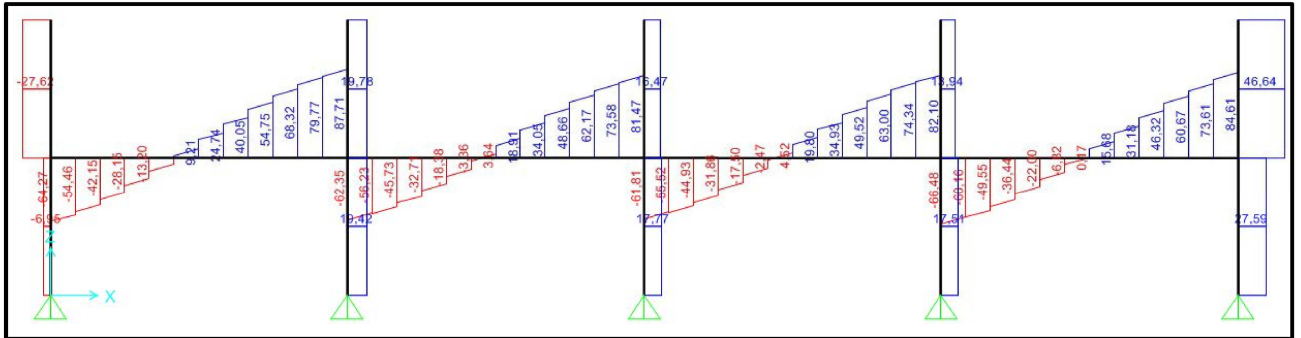


Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico 2, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 91,90% no momento fletor negativo, já nos pilares obtivemos uma variação de 63,33%. Os momentos fletores positivos não sofreram grandes variações.

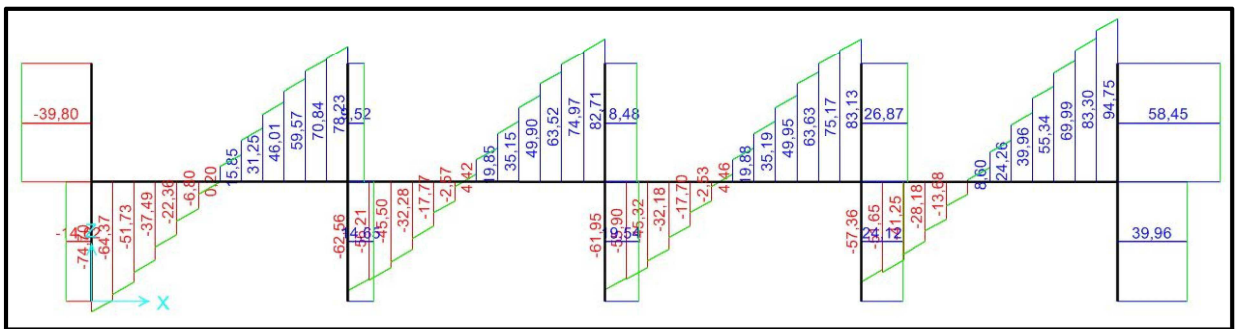
8.3.3 Pórtico 3

Figura 42: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 3 para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

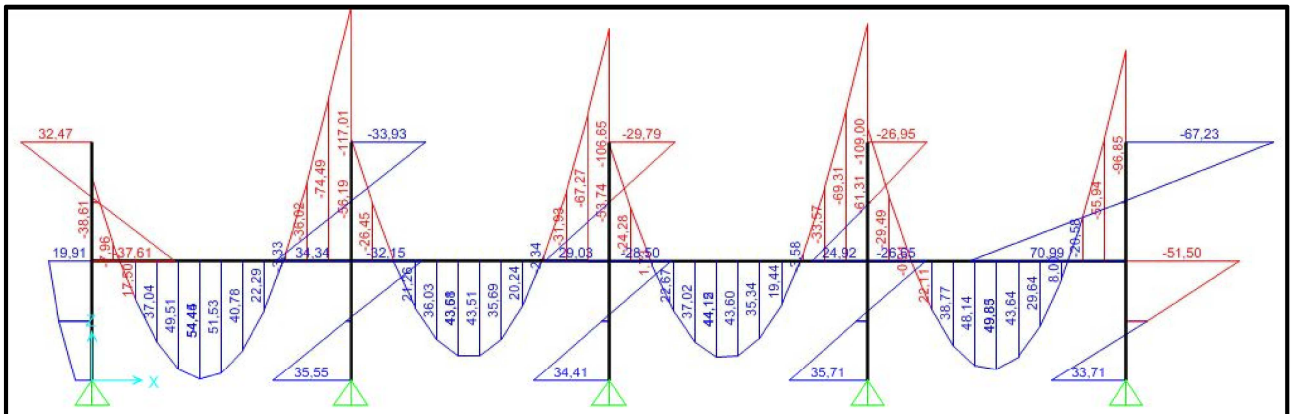
Figura 43: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico 3 para ISE



Fonte: Autoria Própria

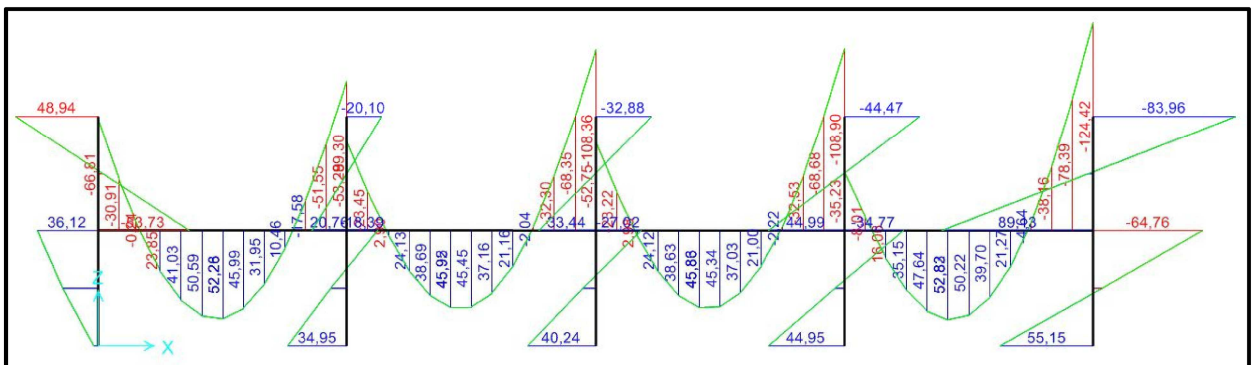
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico 3, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 11,2%, já nos pilares obtivemos uma variação considerável de 109%.

Figura 44: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 3 para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 45: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico 3 para ISE

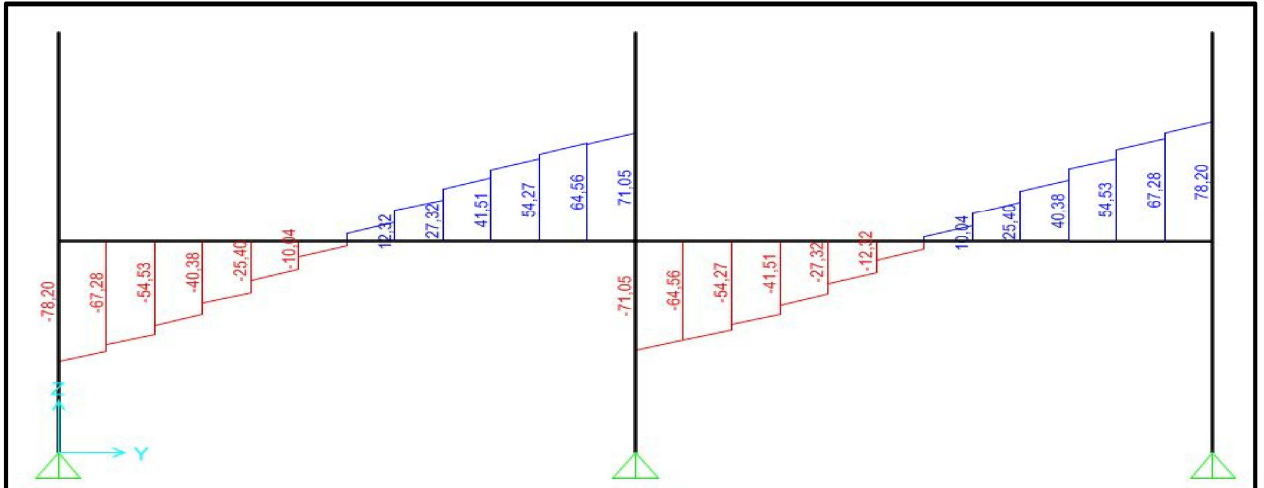


Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico 3, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 31,03% no que se refere ao momento fletor negativo, já nos pilares obtivemos uma variação considerável de 81,70%. Os momentos fletores positivos não sofreram grandes variações.

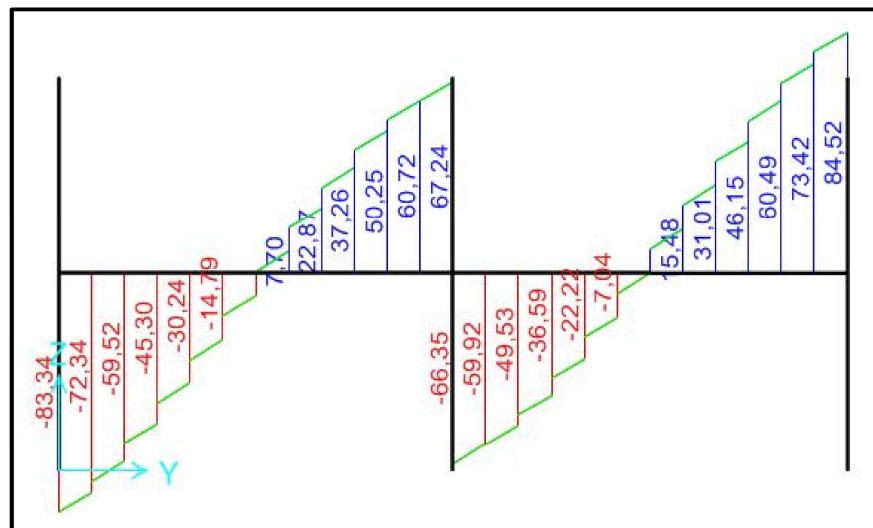
8.3.4 Pórtico A

Figura 46: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico A para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

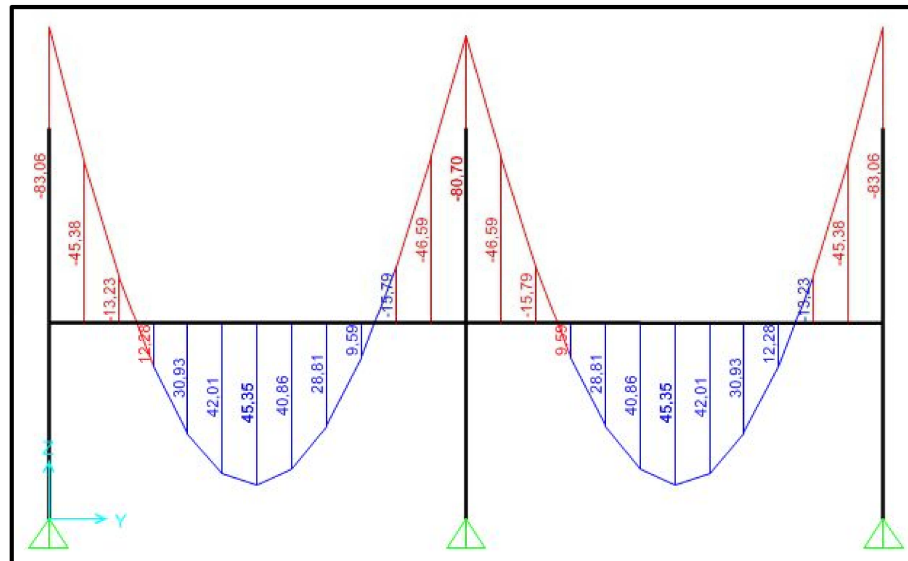
Figura 47: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico A para ISE



Fonte: Autoria Própria

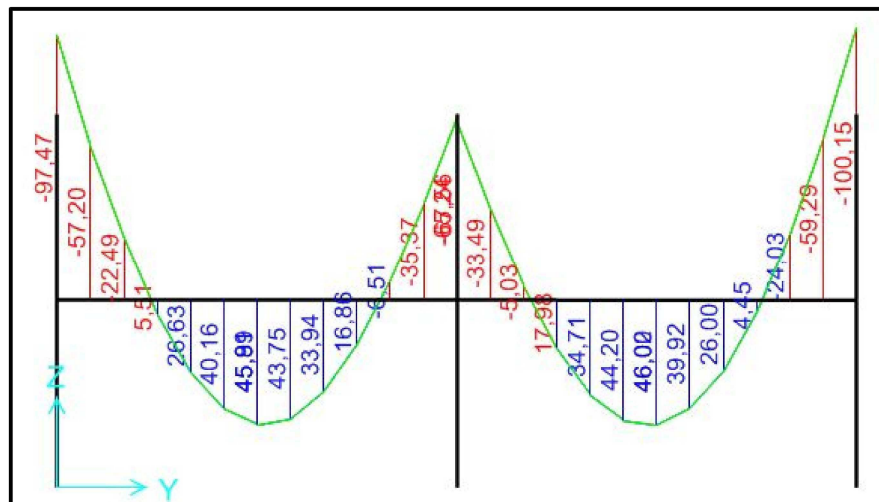
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico A, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 7,12%.

Figura 48: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico A para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 49: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico A para ISE

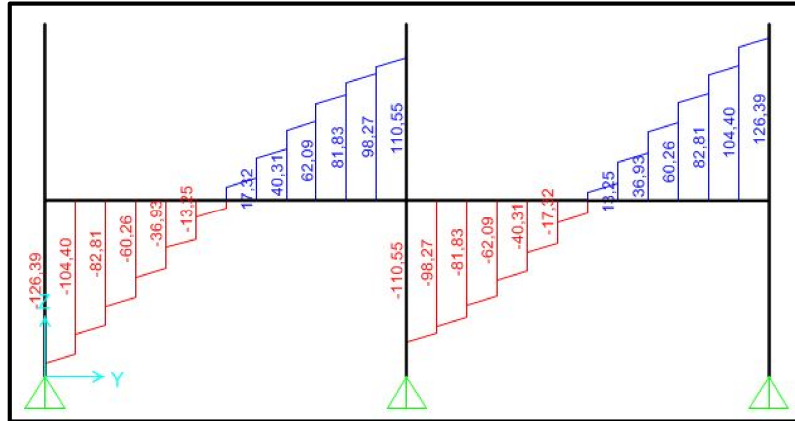


Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico A, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 20,57%. Pode-se observar que as grandes variações ocorrem nos momentos fletores negativos.

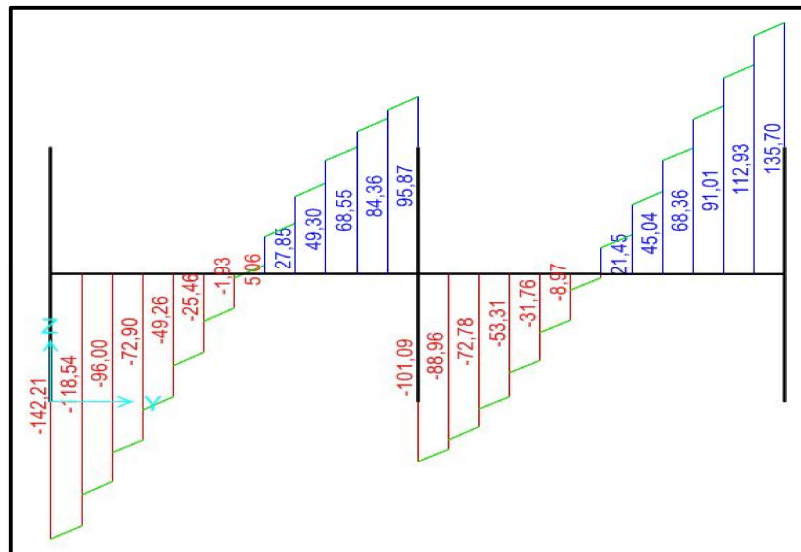
8.3.5 Pórtico B

Figura 50: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico B para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

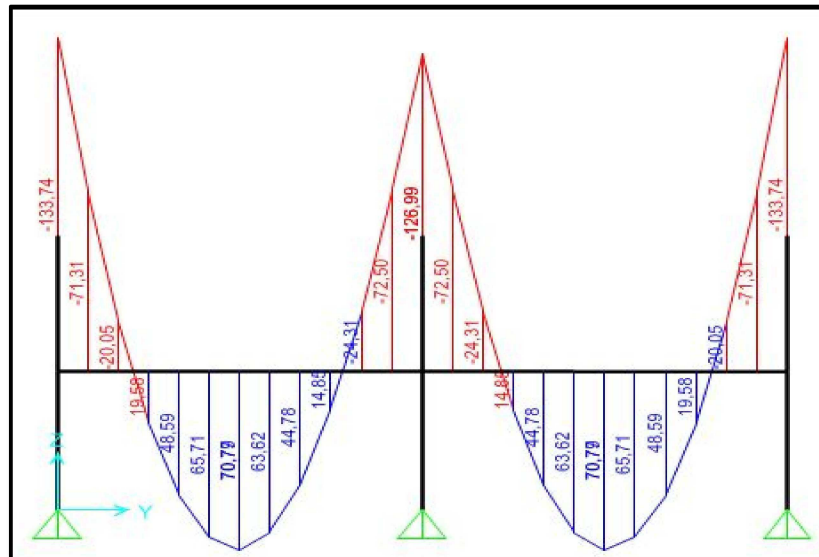
Figura 51: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico B para ISE



Fonte: Autoria Própria

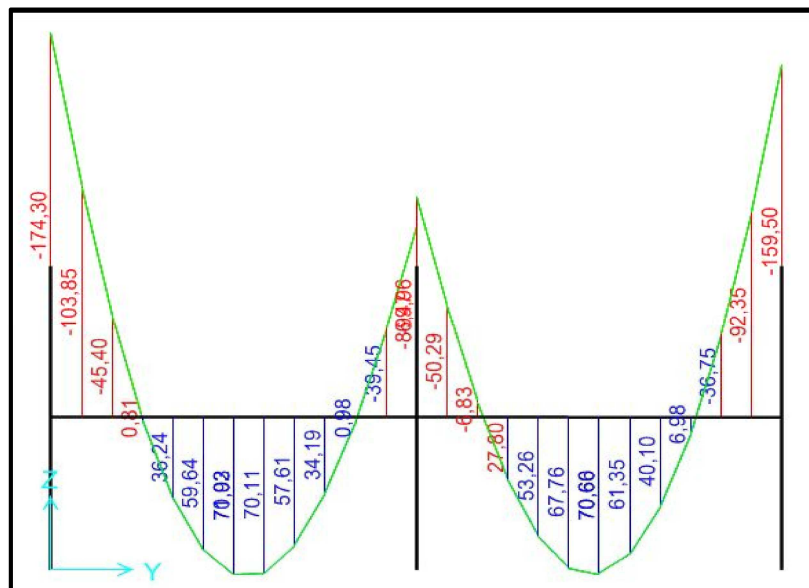
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico B, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 15,31%.

Figura 52: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico B para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 53: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico B para ISE

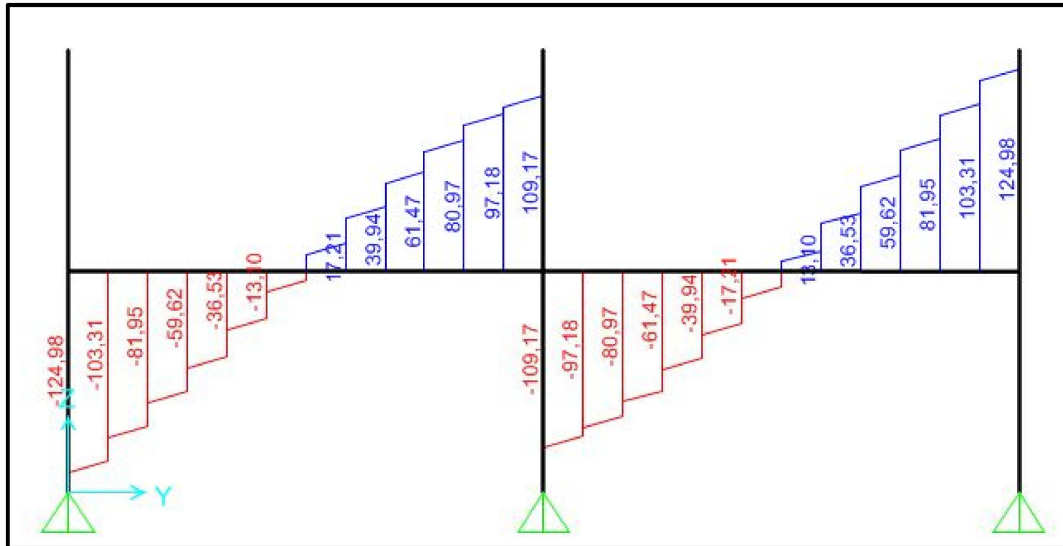


Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico B, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 20,57%. Pode-se observar que as grandes variações ocorrem nos momentos fletores negativos.

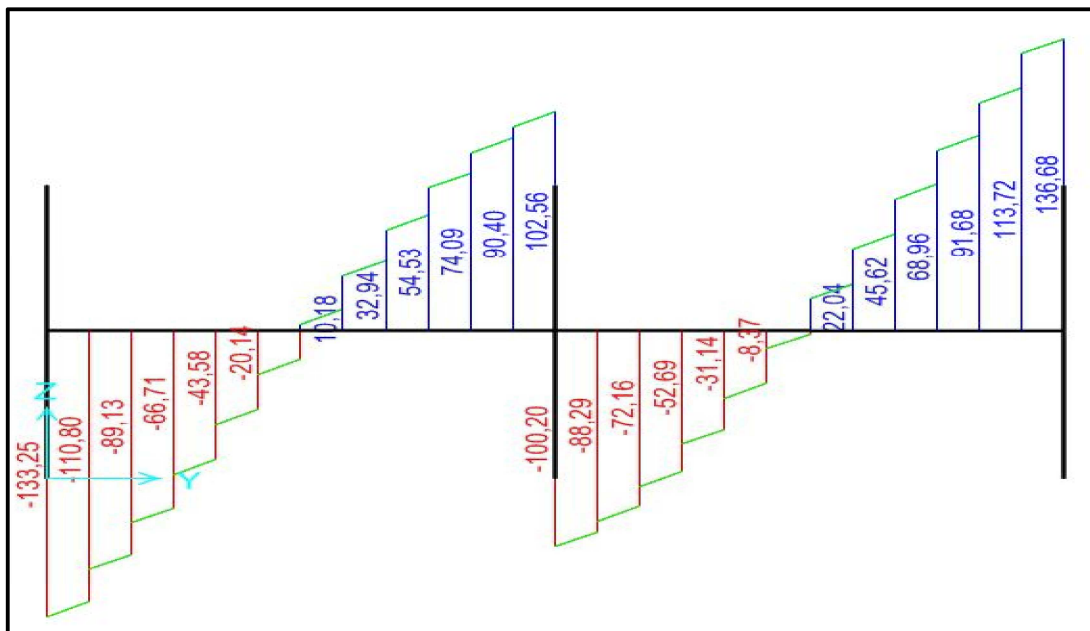
8.3.6 Pórtico C

Figura 54: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico C para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

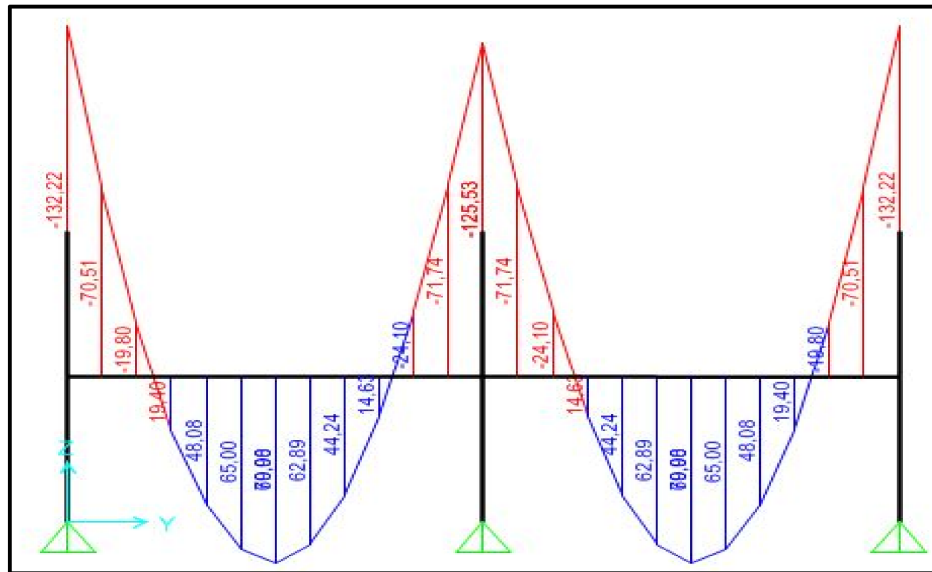
Figura 55: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico C para ISE



Fonte: Autoria Própria

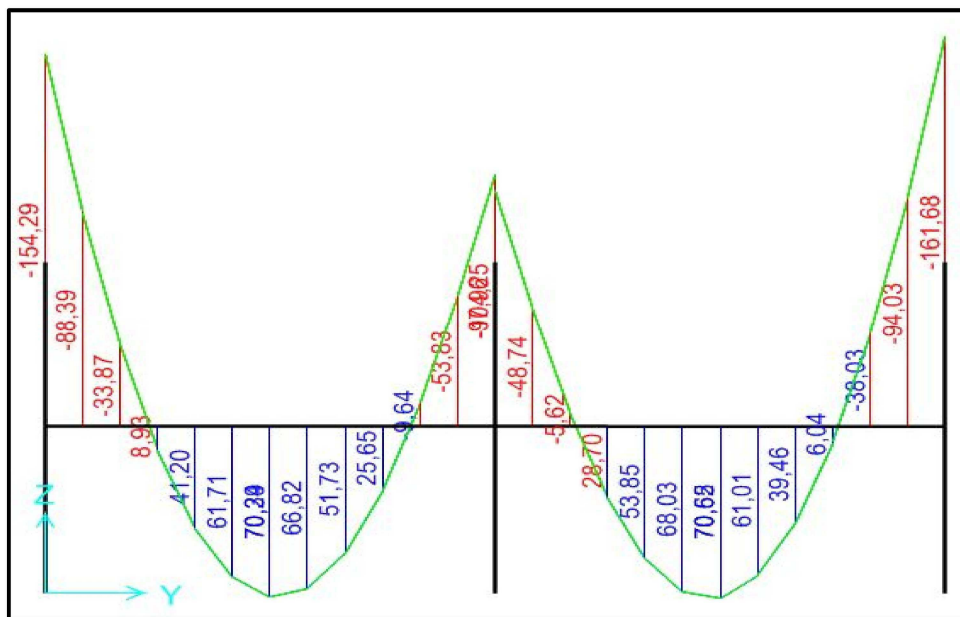
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico C, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 9,36%.

Figura 56: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico C para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 57: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico C para ISE

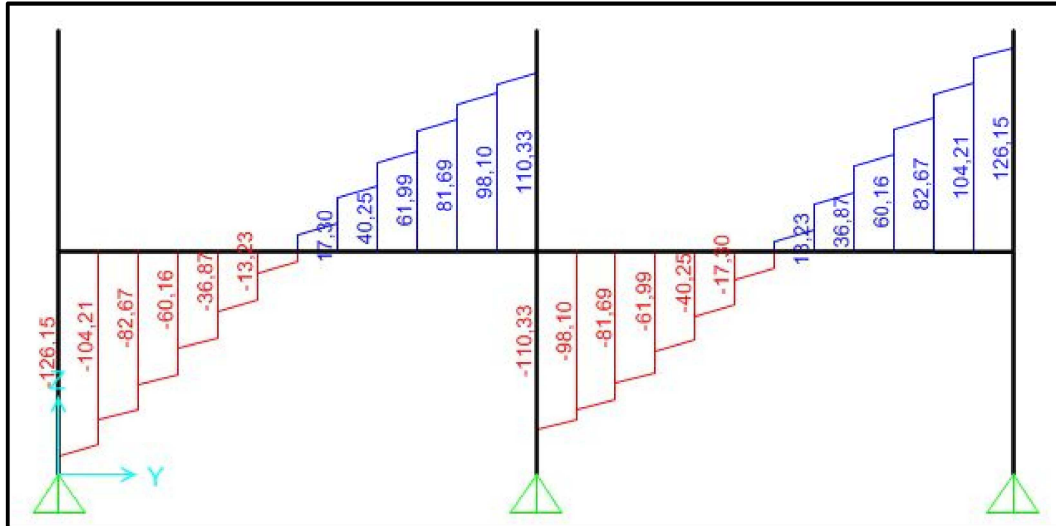


Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico C, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 72,20%. Pode-se observar que as grandes variações ocorrem nos momentos fletores negativos.

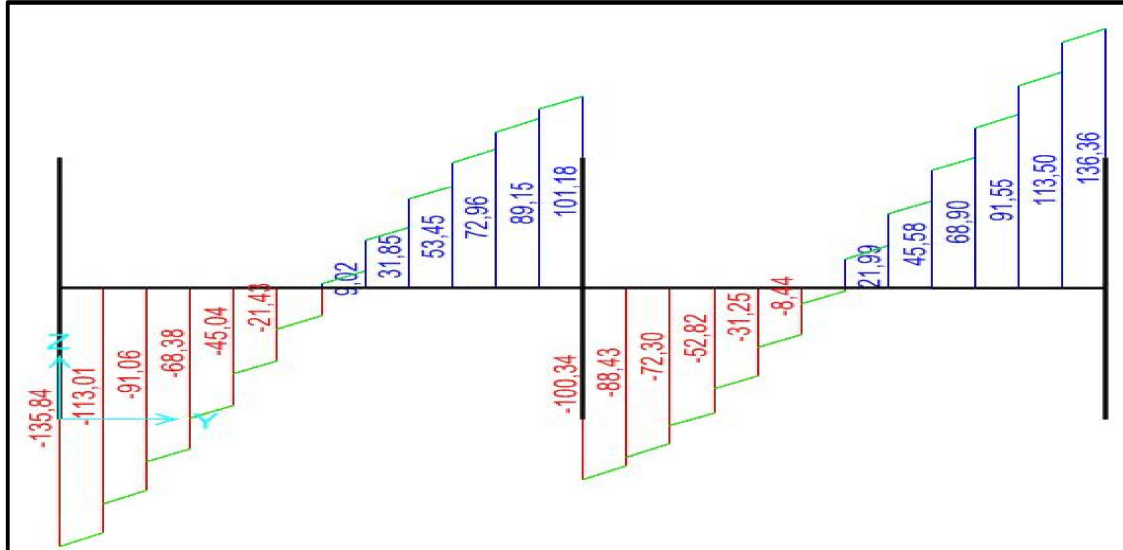
8.3.7 Pórtico D

Figura 58: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico D para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

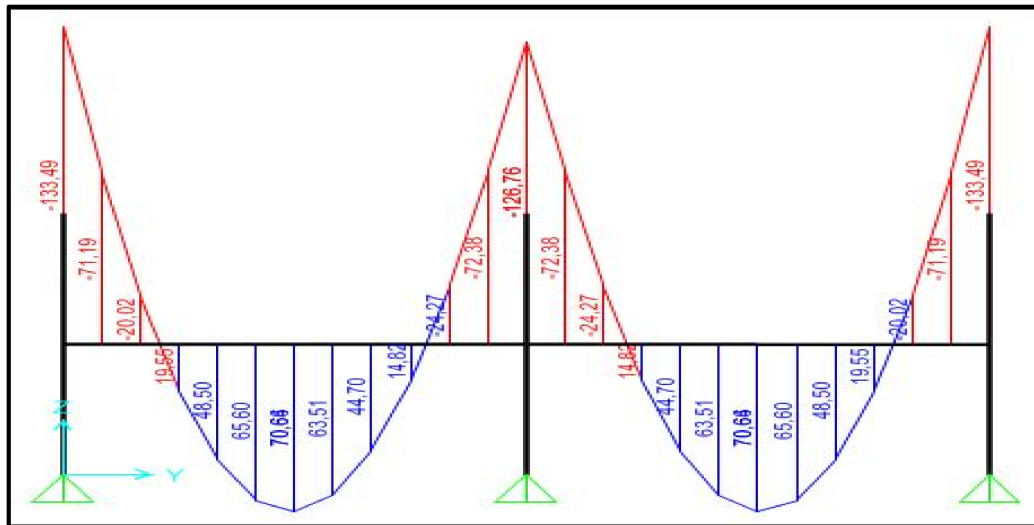
Figura 59: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico D para ISE



Fonte: Autoria Própria

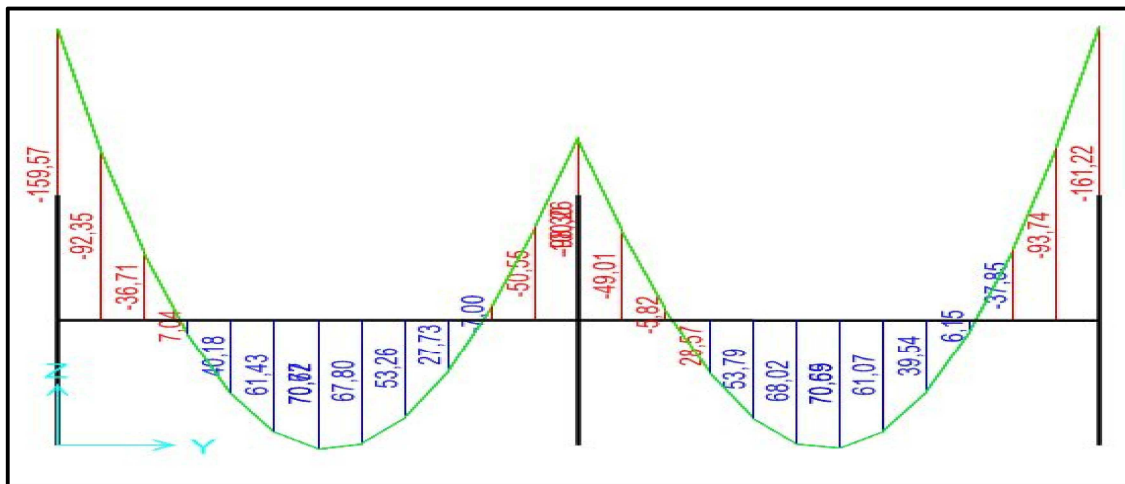
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico D, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 7,35%

Figura 60: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico D para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 61: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico D para ISE

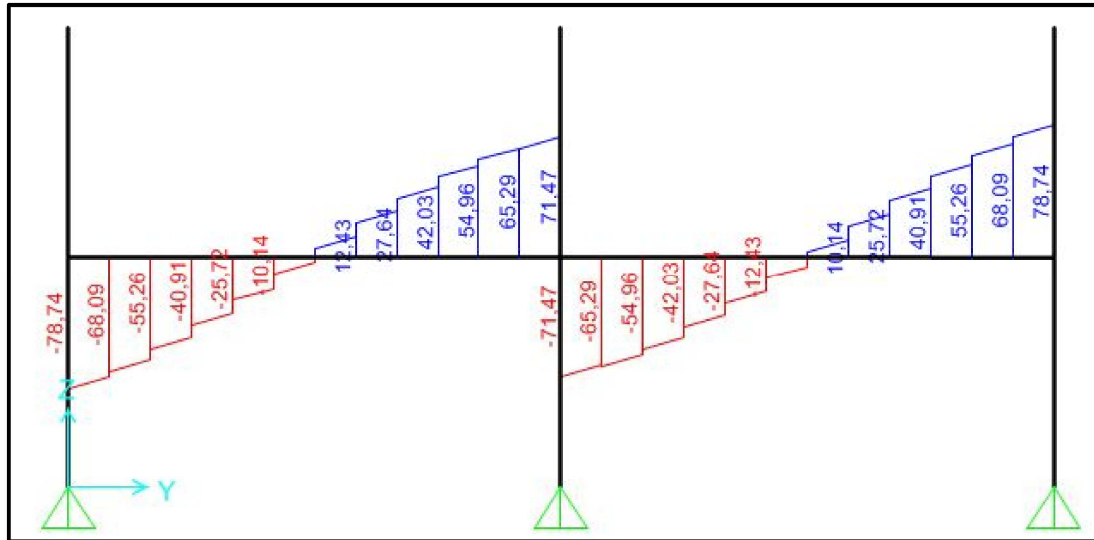


Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico D, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 16,36%. Pode-se observar que as grandes variações ocorrem nos momentos fletores negativos.

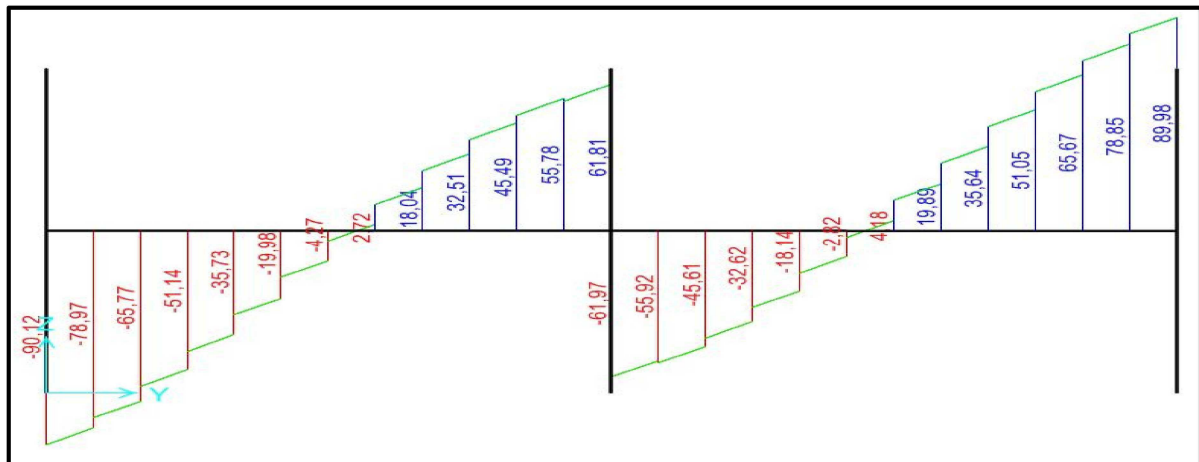
8.3.8 Pórtico E

Figura 62: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico E para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

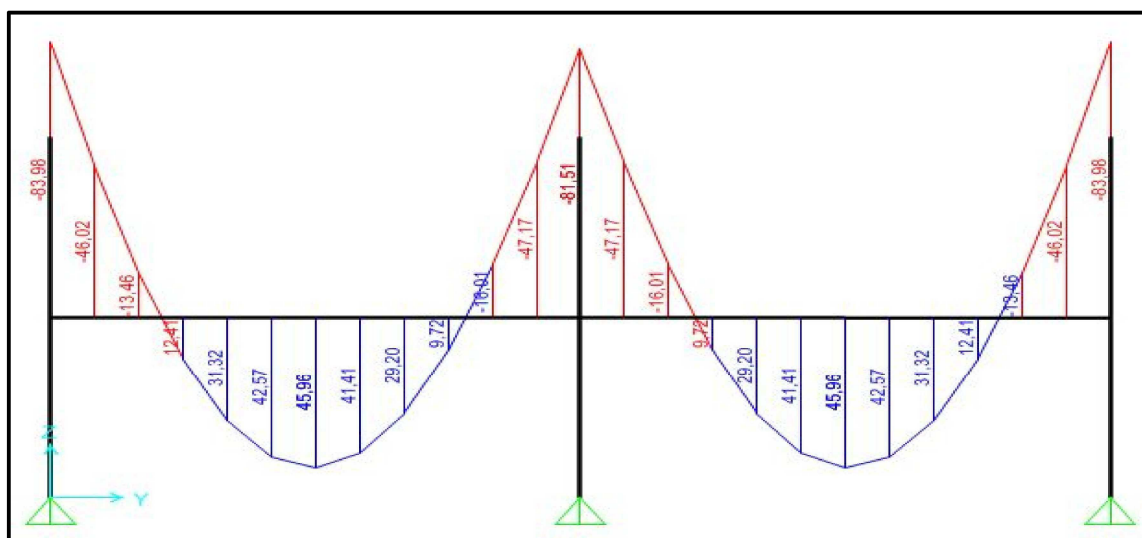
Figura 63: Diagrama dos esforços cortantes no Pórtico E para ISE



Fonte: Autoria Própria

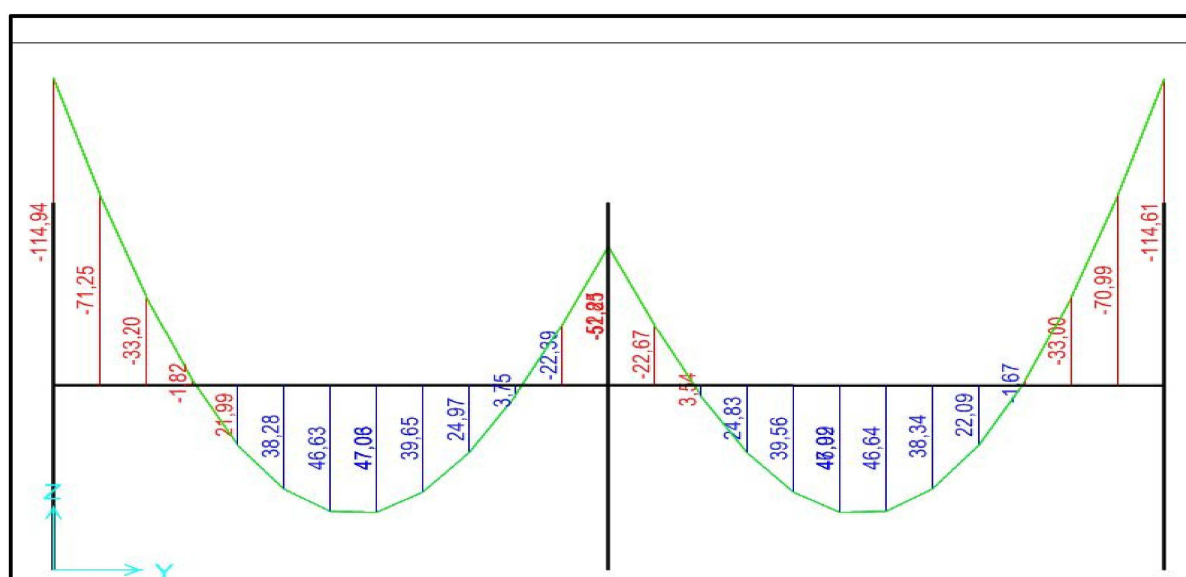
Analisando os diagramas dos esforços cortantes no pórtico E, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 14,45%

Figura 64: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico E para estrutura indeslocável



Fonte: Autoria Própria

Figura 65: Diagrama dos momentos fletores no Pórtico E para ISE



Fonte: Autoria Própria

Analisando os diagramas dos momentos fletores no pórtico E, nota-se que a maior variação causada nas vigas foi de 55,85%. Pode-se observar que as grandes variações ocorrem nos momentos fletores negativos.

Tendo em vista a análise de todos os pórticos, pode-se concluir que as variações significativas ocorreram em geral nos esforços negativos dos elementos, onde apresentaram grandes variações em porcentagem.

8.4 Comparação das reações das fundações

A análise dos esforços transmitidos para as fundações para a combinação proposta no presente trabalho, apresentou variações de aumento das solicitações como de alívio, como mostrado no Quadro 43 abaixo.

Para tal combinação os esforços horizontais são aplicados na face do eixo x da edificação.

Quadro 43: Análise da variação das reações das fundações

ESFORÇOS NORMAIS TRANSMITIDOS PARAS FUNDAÇÕES - ELU 1 NL					
n° Barra	ELEMENTO	P (IND)	P (ISE)	ISE/IND	% DE VARIÇÃO
33	Pilar	-2741,59 kN	-2832,40 kN	1,03	3%
194	Pilar	-1632,46 kN	-1733,45 kN	1,06	6%
204	Pilar	-2928,19 kN	-3094,63 kN	1,06	6%
214	Pilar	-2885,03 kN	-2889,29 kN	1,00	0%
224	Pilar	-2920,32 kN	-2946,98 kN	1,01	1%
234	Pilar	-1746,33 kN	-1956,46 kN	1,12	12%
244	Pilar	-1632,46 kN	-1793,15 kN	1,10	10%
254	Pilar	-2928,19 kN	-2926,11 kN	1,00	0%
264	Pilar	-2885,03 kN	-3004,68 kN	1,04	4%
274	Pilar	-2920,32 kN	-2940,05 kN	1,01	1%
284	Pilar	-1746,33 kN	-1956,98 kN	1,12	12%
324	Pilar	-2915,58 kN	-2848,55 kN	0,98	-2%
344	Pilar	-4887,56 kN	-4682,69 kN	0,96	-4%
375	Pilar	-4988,04 kN	-4509,65 kN	0,90	-10%
385	Pilar	-4975,16 kN	-4617,50 kN	0,93	-7%

Fonte: Autoria Própria

8.5 Deslocamentos horizontais

A análise dos deslocamentos horizontais gerados pela estrutura mostra a importância da adoção da interação solo estrutura nas edificações. Nota-se que a influência do vento no eixo X da edificação é maior do que no eixo Y, onde o pior caso de variação chegou a apresentar cerca de 28% a mais de deslocabilidade, como mostrado (Quadro 44).

Quadro 44: Comparação dos deslocamentos horizontais

COORDENADA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS ISE				DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS IND		COMPARAÇÃO ISE/IND			
	PONTO	COMBINAÇÃO	EIXO X (m)	EIXO Y (m)	EIXO X (m)	EIXO Y (m)	EIXO X		EIXO Y	
							RAZÃO	DIFERENÇA (%)	RAZÃO	DIFERENÇA (%)
1A	131	ELS - CF - X	0,014	0,002	0,012	0,000	1,1569	16%	1,0757	8%
	131	ELS - CF - Y	0,001	0,032	0,000	0,030				
1B	140	ELS - CF - X	0,014	0,002	0,012	0,000	1,1569	16%	1,0513	5%
	140	ELS - CF - Y	0,001	0,031	0,000	0,030				
1C	149	ELS - CF - X	0,014	0,001	0,012	0,000	1,1565	16%	1,0267	3%
	149	ELS - CF - Y	0,001	0,030	0,000	0,030				
1D	158	ELS - CF - X	0,013	0,000	0,012	0,000	1,1558	16%	1,0022	0%
	158	ELS - CF - Y	0,001	0,030	0,000	0,030				
1E	167	ELS - CF - X	0,013	0,000	0,012	0,000	1,1558	16%	0,9779	-2%
	167	ELS - CF - Y	0,001	0,029	0,000	0,030				
3A	176	ELS - CF - X	0,015	0,002	0,012	0,000	1,2795	28%	1,0757	8%
	176	ELS - CF - Y	0,003	0,032	0,000	0,029				
3B	185	ELS - CF - X	0,015	0,002	0,012	0,000	1,2795	28%	1,0512	5%
	185	ELS - CF - Y	0,003	0,031	0,000	0,029				
3C	194	ELS - CF - X	0,015	0,001	0,012	0,000	1,2791	28%	1,0266	3%
	194	ELS - CF - Y	0,003	0,030	0,000	0,029				
3D	203	ELS - CF - X	0,015	0,000	0,012	0,000	1,2786	28%	1,002	0%
	203	ELS - CF - Y	0,003	0,030	0,000	0,029				
3E	212	ELS - CF - X	0,015	-0,001	0,012	0,000	1,2787	28%	0,9775	-2%
	212	ELS - CF - Y	0,003	0,029	0,000	0,029				
2A	239	ELS - CF - X	0,014	0,002	0,012	0,000	1,2183	22%	1,0757	8%
	239	ELS - CF - Y	0,002	0,032	0,000	0,029				
2E	248	ELS - CF - X	0,014	-0,001	0,012	0,000	1,2173	22%	0,9777	-2%
	248	ELS - CF - Y	0,002	0,029	0,000	0,029				
2C	266	ELS - CF - X	0,014	0,001	0,012	0,000	1,2178	22%	1,0266	3%
	266	ELS - CF - Y	0,002	0,030	0,000	0,030				
2B	293	ELS - CF - X	0,014	0,002	0,012	0,000	1,2182	22%	1,0512	5%
	293	ELS - CF - Y	0,002	0,031	0,000	0,030				
2D	302	ELS - CF - X	0,014	0,000	0,012	0,000	1,2173	22%	1,0021	0%
	302	ELS - CF - Y	0,002	0,030	0,000	0,030				

Fonte: Autoria Própria

8.6 Comparação de resultados com trabalho similar

Foi realizado uma comparação de resultados com o trabalho realizado pela Antoniazzi (2011), os dados obtidos em seu trabalho apresentam resultados similares ao do presente projeto. Comparando as variações nos deslocamentos horizontais, reações nas fundações, esforços cortantes, e momentos fletores, chegamos aos seguintes resultados:

- Antoniazzi (2011) obteve uma variação no deslocamento horizontal no décimo pavimento de 21,74%, e o deslocamento máximo obtido neste projeto foi de 28%.
- Antoniazzi (2011) apresentou a variação dos esforços transmitidos para as fundações e chegou em um resultado máximo de 6,66%, o projeto em questão apresentou uma variação máxima de 12%.
- Em ambos os trabalhos, os esforços cortantes apresentaram variações em todos as vigas e pilares. Os momentos fletores mostraram uma variação

considerável em seus esforços negativos e até mesmo inversão de diagramas em determinados elementos.

9. CONCLUSÃO

Os resultados obtidos no presente trabalho comprovam a importância da análise da interação Solo-Estrutura ratificada na revisão bibliográfica no que diz respeito a redistribuição dos esforços ao longo da estrutura, tal ocorrência pode gerar mudanças significativas no dimensionamento dos elementos estruturais devido à verificação de variações significativas dos momentos fletores e esforços cortantes. Em alguns casos, as vigas apresentaram inversões de momentos fletores, podendo resultar em dimensionamentos errôneos.

A consideração dessa hipótese pode gerar dimensionamentos que fujam do quesito economia (aumento ou diferentes alocações de armaduras, redimensionamento dos elementos estruturais e entre outros), porém segue válido para o quesito segurança da estrutura, fator este totalmente relevante perante os demais.

Os resultados obtidos pela consideração ISE no software SAP2000v12 são baseados em uma edificação sobre fundações profundas do tipo estacas (hélice contínua), não considera o efeito de vizinhança ou efeito de grupos. No entanto percebe-se que mesmo de forma simplificada tal consideração resulta em conclusões satisfatórias, ou seja, o fato de levar em consideração essa hipótese representa um avanço em relação ao projetos simplistas.

O grande fator que gera desarmonia na consideração da ISE é a forma com que os projetos de edificações são produzidos, onde o projetista de estruturas na maioria dos casos não integra os trabalhos com o projetista de fundações, dando assim a grande parte dos projetos características e resultados mais distantes da realidade da construção.

10. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS E ANÁLISES QUE PODERIAM SER RESOLVIDAS

- Realizar o projeto das fundações baseadas no método DECÓURT-QUARESMA;

- Escolher outros modelos de fundações profundas e comparar os resultados com o presente trabalho;
- Utilizar o Modelo B de transferência de cargas para calcular os coeficientes horizontais e verticais;
- Analisar os esforços e flechas nas lajes;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, V. S. (2003). **Análise da interação solo não homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF**. São Carlos, 192p. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ALONSO, U. R. (1989). **Dimensionamento de fundações profundas**. Editora Edgard Blücher LTDA.

Antoniuzzi (2011). **Interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais**. Tese (Mestrado). Universidade Federal de Santa Maria, UFSM.

AOKI, N. (1979). Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas. **Seminário de Fundações. Sociedade mineira de Engenharia**, Belo Horizonte, 29p.

AOKI, N. (1987). Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão. **III Ciclo de palestras sobre Engenharia de Fundações**, ABMS/NR Nordeste, Recife.

AOKI, N. (1989). Discussion to session 14, **Proceedings**, □□□□ **ICSMFE**, Rio de Janeiro, v. 5, pp. 2963-2966.

AOKI, N. (1997). Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macizo de solos, **XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**, vol. 1, São Carlos, pp. VII – XX.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. (1996). Influência da variabilidade do macizo de solos no comprimento de estacas. **3º Seminário de Engenharia de fundações Especiais e Geotecnia**, v. I – São Paulo. Novembro, ABEF/ABMS-SP.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. (2004). **Notas de aula disciplina SGS-404 Fundações**, EESC-USP Departamento de Geotecnia, EESC, USP, São Carlos.

AOKI, N.; LOPES, F. R. (1975). Estimating stress and settlements due to deep foundation. In: **V TH Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Buenos Aires, Tomo I, p.377-386.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). Na approximate method to estimate the bearing capacity of piles, **Proceedings**, □□□ **Pan American CSMFE**, Buenos Aires, v. 1, pp.367-376.

CHAMECKI, S. (1954). Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. In: **Congresso Brasileiro de mecânica dos solos**, 1., 1954, Porto Alegre, v.1.

CHAMECKI, S. (1969). Calcul des tassements progressifs des fondations en tenant compte de l'interaction des structures et du sol, **Annales de l'ITBTP**, n°.261.

COLARES, G. M. (2006). **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 82 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

FERRO, N. C. P.; VENTURINI, W. S. (1995). Estudos de efeitos de segunda ordem em estruturas de edifícios considerando-se a ligação elástica com o semi-espaço infinito. In. **XXVII Jornadas Sudamericanas de Engenharia Estructural**, Tucumán, Argentina.

GOSCHY, B. (1978). Soil – foundation – structure interaction. **Journ. Structural Division ASCE**, v.104, ST-5, p. 759-761.

GUSMÃO, A. D.; LOPES, F.R. (1991). On the influence of soil – structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. **X ECSMEF Deformation of Soil and Displacements of Structures**, Vol II. Firenze – Itália.

GUSMÃO, A. D. (1994). Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.17, n.1, p.47-55.

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

HOLANDA JÚNIOR, O.G. (1998). **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 191 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

IWAMOTO, R.K. (2000). **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 140.p Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

JORDÃO, D. R. (2003). **Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas considerando a interação estrutura-solo**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 142p.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. (1991). On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. **Proc. ECSMEF**, Florence, Italy, vol. 1, pp.475-478.

MATOS E FILHO, R. F. (1999). **Análise da interação estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com método dos elementos de contorno**. São Carlos, 116p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MENDONÇA, A. V. (1997). **Análise da interação placa-estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com elementos de contorno**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo.

MENDONÇA, A. V.; PAIVA, J. B. (2000). **A boundary element method for the static analysis of raft foundations on piles**. Engng. Boundary Elements, Vol. 24, pp. 237 – 247.

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

MINDLIN, R. D. (1936). **Force at a point in the interior of a semi-infinite solid.** Physics, 7, p. 195-202.

PAIVA, J. B. (1993). **Formulação do método dos elementos de contorno para análise da interação solo-estrutura.** Tese de Livre – docência. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

POULOS, H. G. (1968). **Analysis of the settlement of pile groups.**Géotechnique, London,England, 18 (4), PP. 449-471.

POULOS, H. G. (1975).**Settlement analysis of structural foundation systems.** In: SOUTH-EAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 4.,Malásia.

RIBEIRO, B. D. (2005). **Análise da interação solo-estrutura via acoplamento MEC-MEF.** 120p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RIBEIRO, B. D. (2009). **Estudo e aplicação de um elemento de contorno infinito na análise da interação solo-estrutura via combinação MEC/MEF.** 214p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

STEINBRENNER, W. (1934).**Tafeln sur Setzungberechnung.** Die Strasse, v. 1, 121p.

TIETZ, W. (19??).**Fundações profundas sobre tubulões.** Revista ESTRUTURA – N° 76.

TQS Informática Ltda (2009). Programa computacional CAD/TQS 9.0. São Paulo. <www.tqs.com.br>

VESIC, A. S. (1975). **Principles of pile foundation design.** SM – N° 38, Duke University.

LONGO, Henrique I. (2003). **Projeto de Estruturas de Edificações de concreto armado de acordo com a norma NBR 6118 (2003),** apostila, nov. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118:2014 - **Projeto de estruturas de concreto** - (2014)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6123:1988 - **Forças devidas ao vento em edificações** - (1988)