

**INTERAÇÃO SOLO–ESTRUTURA
PARA EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO
SOBRE FUNDAÇÕES DIRETAS**

Oswaldo Gomes de Holanda Júnior

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho

São Carlos

1998

Aos meus pais,
Oswaldo e Lourdinha,
grandes mestres da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Marcio Antonio Ramalho, pela excelente orientação, apoio e amizade durante toda a elaboração deste trabalho.

Aos professores Nelson Aoki e Antonio Oscar Cavalcanti da Fonte, pelas preciosas colaborações e orientações na fase inicial da pesquisa.

A Waldir Barbosa, pela gentileza em fornecer dados essenciais.

Aos meus pais, por todo o incentivo e apoio.

Aos amigos Alex Sander Clemente de Souza e Flávio José Craveiro Cunto, pelo agradável convívio, companheirismo e troca de conhecimentos.

A Kristiane Mattar Accetti, pelo carinho, apoio e atenção, especialmente nos últimos meses.

A Maria Nadir Minatel, Rosi Aparecida Jordão Rodrigues e Eliana Bertin, pelas importantes orientações.

Aos amigos, colegas, professores e funcionários do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, pela amizade e convívio.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

À CAPES, pela bolsa de estudos concedida.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	v
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS	4
1.3. VISÃO GERAL SOBRE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	6
1.4. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	18
2. PROPRIEDADES DO SOLO	20
2.1. COMPORTAMENTO DO SOLO	20
2.1.1. Generalidades.....	20
2.1.2. Tensões no solo	22
2.1.3. Fatores que influenciam o comportamento do solo	25
2.1.4. Comportamento real e teórico.....	27
2.2. RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	27
2.2.1. Módulo de elasticidade.....	29
2.2.2. Coeficiente de Poisson.....	31
2.2.3. Módulo de elasticidade volumétrico.....	32
2.2.4. Modulo edométrico.....	33
2.2.5. Módulo de elasticidade transversal	33

2.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS EM LABORATÓRIO.....	34
2.3.1. Ensaio de compressão triaxial convencional.....	34
2.3.2. Ensaio de compressão edométrica.....	36
2.4. MECANISMOS DE RUPTURA DO SOLO SOB FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS....	37
2.4.1. Curvas carga–recalque	38
2.4.2. Ruptura generalizada.....	39
2.4.3. Ruptura localizada	40
2.4.4. Ruptura por puncionamento.....	40
2.5. MODELOS DE SOLO PARA ANÁLISE DA INTERAÇÃO	40
2.5.1. Modelo de Winkler	41
2.5.2. Meio contínuo.....	44
2.6. INVESTIGAÇÃO DO SOLO	44
2.6.1. Ensaio de simples reconhecimento (SPT).....	45
3. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES.....	47
3.1. PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO	47
3.2. REGRAS PRÁTICAS	48
3.2.1. Dimensionamento geométrico	48
3.2.2. Dimensionamento estrutural	53
3.2.3. Disposições construtivas da NBR 6122 (1996)	54
3.3. FUNDAÇÕES DOS EDIFÍCIOS ANALISADOS.....	54
3.3.1. Edifício Maison Versailles.....	55
3.3.2. Edifício Manhattan	58
4. MODELAGEM.....	61
4.1. SUPERESTRUTURA	61
4.2. SUBESTRUTURA E MACIÇO DE SOLOS.....	63
4.2.1. Modificação do elemento sapata rígida	65
4.2.2. Parâmetros do solo.....	74
4.3. MODELAGEM DOS EDIFÍCIOS ANALISADOS	75
4.3.1. Edifício Maison Versailles.....	76
4.3.2. Edifício Manhattan	77

5. AÇÕES VERTICAIS.....	79
5.1. EDIFÍCIO MAISON VERSAILLES	80
5.1.1. Reações verticais nos pilares.....	80
5.1.2. Momentos fletores nos pilares	82
5.1.3. Esforços em vigas.....	86
5.1.4. Recalques	91
5.2. EDIFÍCIO MANHATTAN	95
5.2.1. Reações verticais nos pilares.....	95
5.2.2. Momentos fletores nos pilares	96
5.2.3. Esforços em vigas.....	100
5.2.4. Recalques	106
5.3. INFLUÊNCIA DA CAMADA INDESLOCÁVEL	110
5.4. ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA.....	111
5.4.1. Comparação entre resultados	113
6. AÇÕES HORIZONTAIS.....	130
6.1. EDIFÍCIO MAISON VERSAILLES	130
6.1.1. Ações na direção x	131
6.1.2. Ações na direção y	141
6.2. EDIFÍCIO MANHATTAN	150
6.2.1. Ações na direção x	151
6.2.2. Ações na direção y	161
7. CONCLUSÕES	170
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	176

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Hipóteses de projeto.....	3
Figura 1.2 Forma de variação dos recalques total e diferencial com a rigidez relativa estrutura–solo.	10
Figura 2.1 Representação esquemática da transmissão de força através do solo.	21
Figura 2.2 Causas do movimento relativo entre partículas do solo.....	21
Figura 2.3 Interpretação de tensão efetiva.....	23
Figura 2.4 (a) Relação tensão–deformação típica. (b) Modelo elastoplástico perfeito. (c) Modelo plástico perfeito. (d) Modelo elastoplástico com encruamento.....	28
Figura 2.5 Ensaio de compressão	30
Figura 2.6 Deformação devida à tensão de cisalhamento	33
Figura 2.7 Ensaio triaxial convencional.....	34
Figura 2.8 Gráficos do ensaio triaxial convencional.....	35
Figura 2.9 Diferentes formas de interpretação do ensaio triaxial convencional para obtenção do módulo de elasticidade.	36
Figura 2.10 Ensaio de compressão edométrica.	37
Figura 2.11 Curva carga–recalque genérica.	37
Figura 2.12 Tipos de ruptura e seus respectivos gráficos carga–recalque.....	39
Figura 2.13 Gráfico construído com ensaios de placa para obtenção de k_v	41
Figura 3.1 Esquema de uma sapata isolada.....	50
Figura 3.2 Esquema de uma sapata associada com viga de rigidez.	51
Figura 3.3 Dimensionamento estrutural de uma sapata rígida.	53
Figura 3.4 Situação de fundações próximas, mas em cotas diferentes.....	54
Figura 3.5 Planta baixa do ed. Maison Versailles com seus pilares e eixos das vigas principais.....	55

Figura 3.6	Fundação do edifício Maison Versailles.....	57
Figura 3.7	Planta baixa do ed. Manhattan com seus pilares e eixos das vigas principais.....	58
Figura 3.8	Fundação do edifício Manhattan.....	60
Figura 4.1	Elemento barra com seu sistema de coordenadas locais.	62
Figura 4.2	Geometria da sapata.....	64
Figura 4.3	Curva recalque–profundidade para meio contínuo, semi-infinito, isotrópico, homogêneo, elástico.	65
Figura 4.4	Correção dos recalques quando da presença de camada indeslocável segundo artifício de Steinbrenner.....	66
Figura 4.5	Componentes do tensor de deslocamentos fundamentais.....	69
Figura 4.6	Espaço semi-infinito de Mindlin.	70
Figura 4.7	Planta de forma do ed. Maison Versailles.....	76
Figura 4.8	Modelagem do edifício Maison Versailles.	77
Figura 4.9	Planta de forma do ed. Manhattan.....	78
Figura 4.10	Modelagem do edifício Manhattan.....	78
Figura 5.1	Aspecto da deformada de recalques do ed. Maison Versailles para ações verticais.....	81
Figura 5.2	Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, ações verticais.....	83
Figura 5.3	Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, ações verticais.....	87
Figura 5.4	Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1, ed. Maison Versailles, ações verticais.....	94
Figura 5.5	Deslocamentos verticais dos nós do pilar P5, ed. Maison Versailles, ações verticais.....	94
Figura 5.6	Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, ações verticais.	97
Figura 5.7	Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, ações verticais.....	102
Figura 5.8	Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1, ed. Manhattan, ações verticais.....	109
Figura 5.9	Deslocamentos verticais dos nós do pilar P2, ed. Manhattan, ações verticais.....	109
Figura 5.10	Processo seqüencial direto da análise incremental interativa.....	113

Figura 5.11	Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1, ed. Manhattan, com análise incremental.	114
Figura 5.12	Deslocamentos verticais dos nós do pilar P2.	115
Figura 5.13	Deslocamento vertical diferencial entre os pilares P1 e P9.	119
Figura 5.14	Deslocamento vertical diferencial entre os pilares P7 e P19.	119
Figura 5.15	Deslocamento vertical diferencial entre os pilares P19 e P21.	120
Figura 5.16	Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, com análise incremental.	121
Figura 5.17	Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, com análise incremental.	126
Figura 6.1	Esquema de aplicação das ações horizontais ao pórtico do ed. Maison Versailles.	131
Figura 6.2	Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, vento x	135
Figura 6.3	Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, vento x	138
Figura 6.4	Aspecto da deformada de recalques do ed. Maison Versailles para vento na direção x	140
Figura 6.5	Translações do ed. Maison Versailles na direção x devidas a vento nesta direção.	141
Figura 6.6	Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, vento y	145
Figura 6.7	Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, vento y	148
Figura 6.8	Aspecto da deformada de recalques do ed. Maison Versailles para vento na direção y	149
Figura 6.9	Translações do ed. Maison Versailles na direção y devidas a vento nesta direção.	150
Figura 6.10	Esquema de aplicação das ações horizontais ao pórtico do ed. Manhattan.	151
Figura 6.11	Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento x	155
Figura 6.12	Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, vento x	158
Figura 6.13	Translações do ed. Manhattan na direção x devidas a vento nesta direção.	160

Figura 6.14	Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento y	163
Figura 6.15	Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, vento y	168
Figura 6.16	Translações do ed. Manhattan na direção y devidas a vento nesta direção.	169

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Valores de E (MN/m^2) em função de N-SPT	30
Tabela 2.2	Módulos de elasticidade típicos.....	31
Tabela 2.3	Coefficientes de Poisson típicos.....	32
Tabela 2.4	Valores de k_{s1} em MN/m^3	42
Tabela 2.5	Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.....	43
Tabela 2.6	Compacidade de solos granulares e consistência de solos argilosos de acordo com N-SPT.	45
Tabela 3.1	Fundação do edifício Maison Versailles.	56
Tabela 3.2	Fundação do edifício Manhattan.	59
Tabela 5.1	Reação nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para ações verticais.....	81
Tabela 5.2	Momentos fletores nos pilares do ed. Maison Versailles para ações verticais.....	85
Tabela 5.3	Momentos fletores nas vigas do ed. Maison Versailles para ações verticais.....	90
Tabela 5.4	Esforços cortantes nas vigas do ed. Maison Versailles para ações verticais.....	91
Tabela 5.5	Deslocamentos verticais dos nós do 1º pavimento do ed. Maison Versailles para ações verticais.	92
Tabela 5.6	Deslocamentos verticais dos nós do último pavimento do ed. Maison Versailles para ações verticais.	93
Tabela 5.7	Reação nas bases dos pilares do ed. Manhattan para ações verticais.95	
Tabela 5.8	Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan para ações verticais.....	100

Tabela 5.9 Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan para ações verticais.....	105
Tabela 5.10 Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan para ações verticais.....	106
Tabela 5.11 Deslocamentos verticais dos nós do 1 ^o pavimento do ed. Manhattan para ações verticais.	107
Tabela 5.12 Deslocamentos verticais dos nós do último pavimento do ed. Manhattan para ações verticais.	108
Tabela 5.13 Reação nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles, com e sem camada indeslocável.	111
Tabela 5.14 Recalques na fundação.	116
Tabela 5.15 Reação nas bases dos pilares do ed. Manhattan, com análise incremental.	117
Tabela 5.16 Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan, com análise incremental.	124
Tabela 5.17 Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan, com análise incremental.	125
Tabela 5.18 Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan, com análise incremental.	129
Tabela 6.1 Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção x	132
Tabela 6.2 Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção x	133
Tabela 6.3 Momentos fletores nos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção x	134
Tabela 6.4 Momentos fletores nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção x	137
Tabela 6.5 Esforços cortantes nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção x	139
Tabela 6.6 Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção y	142
Tabela 6.7 Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção y	143

Tabela 6.8	Momentos fletores nos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção y	144
Tabela 6.9	Momentos fletores nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção y	147
Tabela 6.10	Esforços cortantes nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção y	149
Tabela 6.11	Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção x	152
Tabela 6.12	Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção x	153
Tabela 6.13	Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan para vento na direção x	154
Tabela 6.14	Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção x	159
Tabela 6.15	Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção x	159
Tabela 6.16	Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção y	161
Tabela 6.17	Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção y	162
Tabela 6.18	Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan para vento na direção y	166
Tabela 6.19	Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção y	167
Tabela 6.20	Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção y	167

RESUMO

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

Interação solo–estrutura é o objeto de estudo deste trabalho. O principal objetivo é verificar a verdadeira importância desse fenômeno na análise estrutural de edifícios usuais em concreto armado sobre fundações diretas. Inicialmente apresenta-se um estudo sobre o comportamento do solo. Logo após são descritos os processos de dimensionamento de fundações superficiais, com base na NBR 6122 (1996). Descrevem-se em seguida os elementos barra e sapata rígida, utilizados na modelagem do sistema superestrutura–subestrutura–maciço de solos. Discute-se a modificação do elemento sapata rígida, que representa fundação e solo, para a consideração de uma camada indeslocável no interior do solo. De acordo com a teoria apresentada, dois exemplos são submetidos a duas análises, com ou sem a consideração da interação solo–estrutura, para que os resultados sejam comparados. Aplicam-se separadamente as ações verticais e horizontais. A influência de uma camada indeslocável no interior do solo e os efeitos da seqüência construtiva dos edifícios também são analisados.

Palavras–chave: interação solo–estrutura, análise estrutural, edifícios de concreto armado, fundações superficiais.

ABSTRACT

HOLANDA JR., O. G. (1998). ***Soil-structure interaction for reinforced concrete buildings on shallow foundations***. São Carlos. 191 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Soil-structure interaction is the subject of this work. The foremost aim is to verify the real importance of that phenomenon on the structural analysis of usual reinforced concrete buildings on shallow foundations. At first, it is presented a study of soil behaviour. Design procedures of shallow foundations based on NBR 6122 (1996) are described afterwards. Then, the beam and rigid footing elements, used for modelling the superstructure–infrastructure–foundation soil system, are described. It is discussed the modification of the rigid footing element, which represents foundation and soil, to consider a rigid layer within soil. According to the theory above presented, two examples are subjected to two analysis, with or without the consideration of soil-structure interaction, in order to compare the results. Vertical and horizontal loads are separately applied. The influence of a rigid layer within soil and the effects of the sequence of buildings construction are also analysed.

Keywords: soil-structure interaction, structural analysis, reinforced concrete buildings, shallow foundations.

1. INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

Para que um edifício seja dimensionado, sua estrutura é usualmente dividida em diversos elementos, que são submetidos a uma análise numérica com o objetivo de se determinarem os esforços neles atuantes. Normalmente, discretiza-se uma estrutura em barras representativas de vigas e pilares, responsáveis pela garantia da estabilidade e transferência de todo o carregamento do edifício ao solo.

Vários modelos teóricos de análise já foram criados na busca da melhor representação de uma estrutura real. Seguindo esse raciocínio, desenvolveram-se as teorias de viga contínua, pórtico plano, grelha e pórtico espacial, citadas como exemplos bastante comuns na prática, tanto atual quanto de alguns anos atrás.

A evolução dessas teorias está vinculada não apenas ao avanço do conhecimento científico sobre o comportamento das estruturas, mas também ao desenvolvimento tecnológico de computadores que permitam o cálculo cada vez mais elaborado. Como ambos os pré-requisitos estão em constante aprimoramento, é de se esperar que novas considerações mais próximas de situações reais sempre sejam implementadas aos modelos de análise correntes.

Atualmente, seja qual for o modelo utilizado pelo projetista na discretização da estrutura de um edifício, esta é normalmente considerada como apoiada sobre uma superfície rígida indeformável. Ou seja, seus apoios são indeslocáveis.

Antes de serem absorvidas pelo solo, as reações dos apoios devem passar pelas estruturas de fundação. Supõe-se que a fundação em conjunto com o solo garante a indeslocabilidade das bases dos pilares. No seu dimensionamento utilizam-se os valores das reações determinadas anteriormente e alguns parâmetros do solo, como sua capacidade de carga.

Verifica-se na prática, porém, que o solo, quando submetido ao carregamento de um edifício, também se deforma. Isso provoca uma perturbação na estrutura, alterando seu fluxo de cargas, o que resulta numa mudança nos valores dos esforços das peças estruturais. Essa redistribuição de esforços pode inclusive provocar o aparecimento de fissuras em lajes e vigas, além de esmagamento de pilares. (AOKI, 1987; GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1990.)

Portanto, o desempenho estrutural de um edifício é função da interação entre seus elementos e o maciço de solo subjacente. As edificações passam então a ser definidas como constituídas de três partes interligadas: superestrutura, subestrutura e maciço de solos em contraposição à concepção anterior que considerava apenas a ligação estrutura-base rígida, como esquematizado na Figura 1.1**b**. Esta forma mais elaborada de interpretação de uma edificação constitui um passo à frente na evolução dos modelos de análise no sentido de melhor representar situações reais.

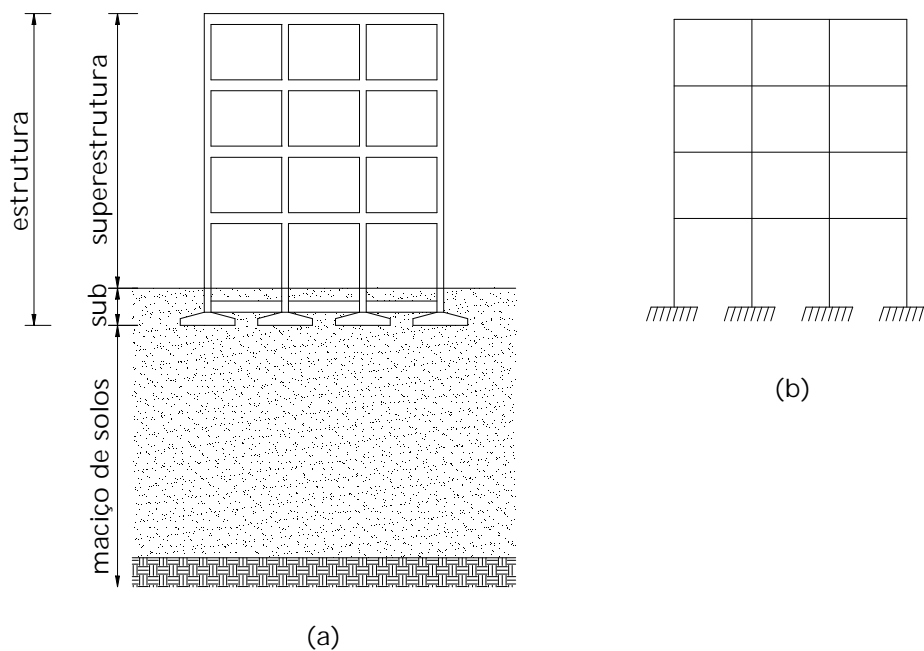


Figura 1.1 Hipóteses de projeto. (a) Sistema superestrutura-subestrutura-macço de solos. (b) Sistema estrutura-base rígida.

Chama-se de interação solo-estrutura esse mecanismo de interação superestrutura-subestrutura-macço de solos. O processo inicia-se na fase de construção e continua até que se atinja um estado de equilíbrio, em que as tensões e deformações tanto da estrutura como do solo subjacente estão estabilizadas. Sendo dada atenção a este processo, pretende-se minimizar os erros cometidos na determinação dos esforços e recalques, entre outras variáveis.

A consideração da deslocabilidade dos apoios permite que se chegue a valores mais próximos da realidade para os esforços nas peças estruturais e os recalques são calculados de forma mais acurada se for levada em conta a rigidez da superestrutura e a interconectividade dos seus elementos. Dessa forma, pode-se até perceber a viabilidade de alguns projetos de fundação que seriam rejeitados em uma análise sem consideração da interação solo-estrutura (GUSMÃO, 1994).

Outro fator importante para uma análise mais rigorosa seria a consideração do efeito incremental da construção, que consiste na aplicação gradual do carregamento e a variação da rigidez estrutural de acordo com o

ritmo do processo construtivo. Pode-se considerar que este seria mais um passo a ser dado na teoria de análise estrutural.

Tanto pelo fator da segurança, por possibilitar a previsão de possíveis catástrofes, quanto pelo fator econômico, por viabilizar dimensionamentos menos onerosos, é de grande interesse o desenvolvimento do conhecimento técnico sobre o real comportamento das estruturas.

1.2. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

De acordo com o exposto no item anterior, é prática comum negligenciar a interação entre estrutura e solo ao ser projetado um edifício. Na verdade, não se possui atualmente uma base profunda de conhecimentos dos efeitos imediatos dessa interação sobre os elementos estruturais. Sabe-se, entretanto, que a resposta do solo ao carregamento que lhe é transmitido nem sempre é igual à prevista. Casos exemplares podem ser citados, desde os tempos remotos, como o tombamento da Torre de Pisa, até problemas atuais, como os recalques excessivos de diversos prédios na cidade de Santos-SP. (HACHICH, 1997.)

Os recalques, apesar de já terem sido bastante estudados, ainda desafiam as teorias. Boa parte das dificuldades impostas à sua previsão advém da própria heterogeneidade do solo. Outra fonte de erro nesses cálculos é a desconsideração da rigidez da estrutura. Portanto, melhoria das técnicas de investigação do solo, modelos representativos desse meio mais bem elaborados e análise interativa com a estrutura são vias para conseguir uma determinação dos recalques mais precisa.

Por outro lado, os esforços solicitantes dos elementos estruturais também são afetados pela deformação da estrutura provocada por deslocamentos da fundação. Esse fenômeno, no entanto, normalmente não é levado em conta. Espera-se que essa mudança nos valores dos esforços seja absorvida pela parte da estrutura que cabe ao coeficiente de segurança. Infelizmente, isso nem sempre acontece e as conseqüências são indesejáveis.

Cabe ao projetista a decisão da consideração do mecanismo interativo, mesmo tendo-se em mente que ele é inevitável. Analisar a estrutura isoladamente pode ser justificável em muitos casos, desde que se tenha a certeza que o solo é capaz de suportar todo o carregamento sem possibilitar o aparecimento de deslocamentos inaceitáveis ou que tenha sido tratado a fim de adquirir resistência e rigidez suficientes.

Fundações em estacas normalmente apresentam a propriedade de serem rígidas e geralmente podem permitir a análise isolada da estrutura, ou seja, a representação dos apoios da edificação como engastes. Por imposições econômicas principalmente, soluções como essas nem sempre devem ser adotadas, especialmente quando o solo favorece o uso de fundações diretas.

Dada a relativa falta de conhecimentos sobre a qualidade e a grandeza dos efeitos da interação solo-estrutura nas edificações, verifica-se a necessidade de pesquisas que abordem tal assunto. Elas são importantes para dar o devido embasamento teórico aos profissionais de engenharia, permitindo que seja feito um dimensionamento estrutural mais adequado, e alertá-los para este problema tão comumente negligenciado.

Com esse trabalho deseja-se contribuir para o conhecimento do processo interativo, verificando sua importância em estruturas assentes sobre fundação direta. O aspecto da distribuição de esforços internos em edifícios com a consideração da interação entre estrutura e solo constitui o assunto a que se pretende dar ênfase.

Com o intuito de verificar a importância da consideração da interação solo-estrutura e de observar o comportamento das estruturas usuais de edifícios levando-se em conta a flexibilidade de suas fundações, propõe-se aqui o estudo de alguns efeitos dessa interação para o caso de edifícios de concreto armado sobre fundação direta. Serão verificados dois casos quanto ao carregamento da estrutura.

Inicialmente a edificação será submetida a cargas verticais. Pretende-se estudar a influência da interação com o solo na distribuição das reações nos

pilares, verificando inclusive sua eventual relação com o desenvolvimento de recalques diferenciais.

O segundo caso de carregamento corresponde à aplicação de ações horizontais à estrutura. Nessa situação, almeja-se comparar os esforços nos elementos estruturais, em especial junto à fundação, para análises efetuadas com ou sem a consideração da interação solo-estrutura.

1.3. VISÃO GERAL SOBRE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O problema de interação solo-estrutura, apesar de pouco incorporado na prática cotidiana de projetistas estruturais, já vem sendo visado há pelo menos quatro décadas. MEYERHOF (1953), após discutir brevemente sobre capacidade de cargas de fundações superficiais e profundas, preocupa-se com a previsão de recalques, considerando no cálculo as características do solo e da fundação e a rigidez da estrutura. A partir de análises com adoção de diferentes valores de rigidez relativa estrutura-solo verificou-se que o recalque total máximo não é muito afetado por esse índice, apesar de sofrer leve decréscimo com o aumento da rigidez relativa. Em contrapartida, o recalque diferencial máximo diminui rapidamente com esse aumento.

Ressalta-se nesse estudo a importância da consideração da rigidez de toda a estrutura, e não apenas da sua fundação, pois esta última é praticamente desprezível em relação à primeira, especialmente quando a estrutura consiste de pórtico preenchido por paredes. Foi utilizado um método aproximado para a determinação da rigidez relativa estrutura-solo.

A participação de paredes de vedação numa estrutura real de edifício foi investigada, juntamente com a consideração da interação com o solo. Os esforços observados nos elementos do pórtico foram consideravelmente menores que os estimados, por causa da influência das paredes. Houve coincidência de valores entre os recalques estimados e observados.

Atenção também foi dada para as ações horizontais. Concluiu-se que embora o recalque seja geralmente o movimento mais importante das fundações, deslocamentos horizontais e rotações exercem considerável influência no

comportamento de paredes, estruturas de apenas um pavimento e na parte inferior de edifícios de muitos andares. Ensaios em modelos metálicos de um pórtico composto por dois pilares e uma viga foram realizados para dar suporte a essas inferências.

Em sua pesquisa sobre interação solo-estrutura, LEE & BROWN (1972) avaliaram os esforços desenvolvidos em uma viga de fundação para um problema bidimensional de pórtico submetido a carregamento vertical. Quatro análises foram realizadas. A primeira adotava o modelo Winkler para o solo, por ser simples e bastante difundido, chamado pelos autores de "método convencional" quando não considerada a rigidez relativa entre fundação e solo. Outra representação do solo utilizada foi o modelo elástico linear, que trata o solo como meio contínuo semi-infinito, elástico, linear, homogêneo e isotrópico. As demais análises empregaram os mesmos modelos já citados, mas considerando a interação solo-estrutura.

O modelo Winkler é o mais simples que tem sido usado para o solo, em que se assume que o deslocamento superficial do solo em qualquer ponto é diretamente proporcional à pressão aplicada no ponto e independente das pressões ou deslocamentos de pontos adjacentes. Isto é irreal por implicar em falta de continuidade. O solo é melhor representado como meio contínuo. Vários modelos contínuos têm sido desenvolvidos, desde os que consideram o solo como homogêneo, isotrópico e linearmente elástico até os mais complexos, que levam em conta a não homogeneidade, a anisotropia e a não linearidade do solo.

Comparações entre os valores máximos de momento fletor na viga de fundação foram apresentadas, verificando-se diferenças relativamente pequenas entre os valores obtidos com os modelos Winkler e linear elástico. Contudo afirma-se que isso é válido para pórticos com no máximo três vãos entre pilares, que foi o caso estudado. No caso de pórticos maiores, assegurou-se que essas diferenças tornam-se grandes, sendo aconselhável um estudo interativo para o desenvolvimento de um método lógico de análise. Os autores ressaltaram ainda a grande influência da rigidez da superestrutura em relação à fundação na distribuição dos esforços nos elementos estruturais e das reações nos pilares.

BURLAND et al. (1977) publicaram um extenso artigo sobre o estado da arte abordando temas relacionados com o comportamento de fundações e estruturas. O trabalho é bastante abrangente e serve de referência para muitos outros editados posteriormente. Dentre outros assuntos foram tratados condições de uso das estruturas, danos provocados pela interação com o solo, limitação e previsão de recalques.

No tópico específico sobre interação solo-estrutura são ressaltadas as principais dificuldades na idealização de um problema real: geometria, propriedades do material e carregamento, tanto referentes ao solo quanto à estrutura. Também foram feitas observações com respeito à ocorrência de recalques em cada fase da construção e à influência da não-homogeneidade do solo. Ressaltou-se ainda a importância da instrumentação de edifícios reais para a evolução dos conhecimentos nessa área.

Devido à grande abrangência desse estudo, não serão incluídas nesta revisão minúcias sobre os pontos nele tratados. Oportunamente, alguns tópicos relevantes serão abordados durante o desenvolvimento deste trabalho.

Alguns estudos têm sido realizados com o objetivo de verificar o comportamento de estruturas reais ao ser considerada a interação com o maciço de solos. RAMALHO & CORRÊA (1991) analisaram dois edifícios submetidos a ações verticais e horizontais, considerando a interação com o meio elástico. Montou-se um modelo de pórtico tridimensional que foi calculado para três situações distintas no que se refere ao comportamento da fundação. Inicialmente ela foi considerada rígida e depois adotaram-se dois módulos de elasticidade para o solo, de forma a caracterizar situações reais extremas. Os resultados das duas últimas análises foram confrontados com os obtidos adotando-se fundação rígida.

Quando da análise referente a carregamento horizontal, foi verificado que os esforços nos pilares tendem a uma homogeneização, embora algumas exceções a esse comportamento tenham sido observadas. Não foi pesquisada, porém, a possível correlação desse fenômeno com o aparecimento de recalques diferenciais. Um aumento significativo da flecha no topo do edifício foi observado: para o valor real estimado do módulo de elasticidade do solo houve

um acréscimo de aproximadamente 100% quando considerada a flexibilidade da fundação.

A influência da interação solo-estrutura para ações verticais foi também estudada. Observou-se uma sensível variação nos resultados, o que não era esperado pelos autores. Em relação às normais nos pilares, as diferenças encontradas foram consideradas significativas. Momentos fletores e cortantes nas vigas do pavimento térreo sofreram importantes acréscimos, associados ao desenvolvimento de recalques diferenciais.

Vários autores estabeleceram que o mecanismo interativo é governado pela rigidez relativa entre estrutura e solo. Partindo dessa premissa, LOPES & GUSMÃO (1991) investigaram diversos fatores importantes na interação solo-estrutura com ênfase no desenvolvimento de recalques. Modelou-se um pórtico representante de um edifício fictício de concreto armado apoiado sobre meio elástico, analisado para carregamento vertical uniformemente distribuído nas vigas.

Para possibilitar um melhor entendimento desses fatores e de seus efeitos, define-se um parâmetro denominado rigidez relativa estrutura-solo:

$$K_{ss} = \frac{E_c I_b}{E_s \ell^4}$$

em que: 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.

A análise foi feita para diferentes valores de K_{ss} e observou-se que quanto maior a rigidez relativa estrutura-solo, menores são os recalques máximos absoluto e diferencial, embora este último seja mais afetado, ratificando as observações de MEYERHOF (1953) sobre o assunto. Na Figura 1.2 vê-se o formato das curvas dos recalques em função da rigidez relativa estrutura-solo obtidas nas análises efetuadas por LOPES & GUSMÃO (1991).

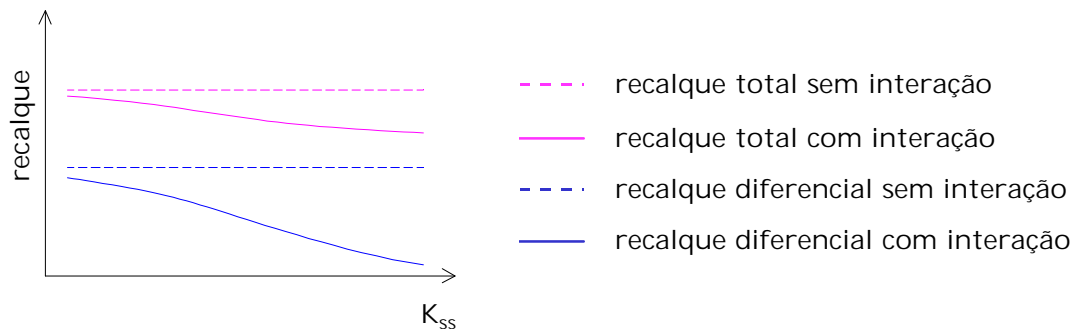


Figura 1.2 Forma de variação dos recalques total e diferencial com a rigidez relativa estrutura-solo.

Para cada valor de K_{ss} repetidas análises de pórticos com números de pavimentos diferentes foram realizadas. Devido a uma maior rigidez da estrutura, os recalques diferenciais diminuíram para um aumento na quantidade de pavimentos. Após uma análise incremental do número de pavimentos, pôde ser visto que os primeiros andares exerceram papel preponderante na redução dos recalques diferenciais, principalmente para maiores valores de K_{ss} .

O efeito da planta baixa da estrutura também foi avaliado. Como resultado, obteve-se que o recalque diferencial diminui quando a forma da planta tende a um quadrado, sendo esse resultado menos significativo para K_{ss} altos.

Dois aspectos importantes no estudo da interação solo-estrutura apontados por BURLAND et al. (1977) são a estimativa da grandeza dos recalques e, conseqüentemente, da deformada de recalques da edificação; e o cálculo da real distribuição das cargas e esforços na estrutura, que envolve um grau de sofisticação e complexidade bem maior. O primeiro item, usado para uma avaliação quanto ao surgimento de danos e escolha do tipo de fundação, foi o merecedor das investigações apresentadas por GUSMÃO (1994) e por GUSMÃO & GUSMÃO FILHO (1994).

Nestes trabalhos ressalta-se que a deformada de recalques se torna mais suave com a consideração da interação da estrutura com o solo, pois há uma solidariedade entre os elementos estruturais que impede um maior deslocamento relativo dos pilares. Esta ligação é desprezada na previsão dos

recalques através dos métodos convencionais, entendidos aqui como aqueles que negligenciam a interação.

Admitiu-se que a distribuição de recalques pode ser associada à dispersão de curvas de frequência. Comprovou-se a influência da rigidez relativa estrutura-solo ao se observar que os coeficientes de variação das curvas diminuíam com o aumento da rigidez da estrutura. Ou seja, os recalques diferenciais tornavam-se menores. Por outro lado, ao ser feita uma análise incremental no número de pavimentos, verificou-se que a rigidez da estrutura atingia um valor limite nos primeiros pavimentos, a partir do qual o recalque absoluto médio era função apenas do carregamento.

Com o auxílio de exemplos práticos de edifícios onde se mediu o deslocamento vertical dos apoios, enfatizou-se a tendência à uniformização desses deslocamentos, acompanhada de redistribuição das reações dos pilares. Cargas seriam transferidas dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos. Os esforços, entretanto, não foram quantificados.

O efeito da aplicação gradual das cargas e da variação também gradual da rigidez da estrutura foi motivo de pesquisas realizadas por BROWN & YU (1986) e FONTE et al. (1994).

Os primeiros avaliaram o problema para dois tipos de pórticos: um espacial de planta baixa quadrada e um plano, visto como representativo de edifícios muito longos e estreitos. Os resultados mostraram que, para ambos os exemplos, a análise incremental equivale a uma análise onde se aplica toda a carga ao edifício completo, mas com cerca de metade da sua rigidez total. Como se chegou à mesma conclusão para casos extremos, considerou-se ser razoável extrapolar para edificações com qualquer forma de planta baixa.

Em outras palavras, concluiu-se que, para fins de previsão da redistribuição de reações nos pilares e dos recalques, a rigidez efetiva de um edifício carregado progressivamente durante sua construção é de aproximadamente metade da rigidez do edifício completo.

FONTE et al. (1994), por sua vez, iniciaram o desenvolvimento de um módulo de interação solo-estrutura a ser inserido num sistema de análise

estrutural. Estudaram o comportamento de um edifício de concreto armado de catorze andares sobre fundações superficiais, prevendo os recalques segundo quatro modelos distintos: dois levando em conta tanto o efeito incremental da edificação quanto a interação solo-estrutura, um considerando apenas a interação aplicada à estrutura completa, e outro utilizando métodos empíricos de uso corrente. Os valores obtidos numericamente foram comparados com os medidos *in situ*.

Concluiu-se que o modelo adotado para carregamento instantâneo e sem considerar a interação (último deles) superestima os recalques. Por outro lado, aquele que considera a flexibilidade da fundação e aplicação instantânea das cargas produz valores subestimados, devido à adoção de uma rigidez da estrutura maior que a efetiva. Os melhores resultados foram obtidos com uso dos modelos que representam o carregamento progressivo com enrijecimento crescente da estrutura e sua interação com o solo.

Para obtenção de um maior embasamento teórico sobre análise incremental construtiva, dois artigos adicionais foram pesquisados, apesar de neles não ser considerada a interação da estrutura com o solo.

O primeiro deles, de autoria de CHOI & KIM (1985), inicia com a proposta de um modelo de análise incremental. Em seguida são apresentados dois exemplos numéricos, em que se verifica a importância desse tipo de análise a partir de sua comparação com o método tradicional de pôr toda a carga sobre uma estrutura totalmente construída. São observadas as deformações axiais dos pilares e os momentos fletores nas vigas.

Constituíram os exemplos um pórtico metálico de 60 pavimentos e um de concreto armado de 10 pavimentos, sendo este último analisado com e sem parede de concreto armado complementando a subestrutura de contraventamento. Com a análise incremental, obtiveram-se deformações axiais dos pilares menores, principalmente nos pavimentos superiores. As deformações axiais diferenciais também tiveram valores reduzidos para todos os exemplos, atingindo um máximo a meia altura do pórtico. Encontraram-se as maiores divergências de resultados no topo.

Portanto, à meia altura, os momentos fletores em vigas foram maiores, enquanto que no topo tinham valor pequeno como resultado da análise incremental, diferindo bastante do obtido com a análise convencional, em que os momentos em vigas do topo são grandes. Nos pavimentos inferiores de todos os exemplos, os valores calculados mostraram-se semelhantes. Foi concluído então que a análise incremental construtiva é importante, sobretudo no caso de edifícios altos.

O segundo artigo, de KRIPKA & SORIANO (1992), apresenta os resultados comparativos entre as análises convencional e incremental de um pórtico de 23 pavimentos. Comenta-se ainda sobre o programa computacional utilizado, bem como sobre o procedimento de simulação do efeito incremental adotado, conhecido por processo seqüencial direto.

Verificou-se para o carregamento permanente a variação ao longo da altura dos deslocamentos verticais entre os nós situados em um mesmo andar do pórtico, com muita diferença entre os resultados dos procedimentos convencional e incremental. Tal fato permite prever grandes diferenças em relação a esforços, o que foi observado nos momentos nas extremidades dos elementos componentes dos pilares, percebendo-se até um deslocamento do ponto de inflexão de tais elementos.

Concluiu-se que a análise incremental é importante, independentemente do número de pavimentos, pois em edifícios de pouca altura, apesar das cargas verticais serem menores, a influência das cargas laterais é menor. Cargas horizontais, segundo observado pelos autores, têm a propriedade de reduzir as diferenças entre esforços calculados por ambas análises quando se considera a envoltória desses esforços.

Uma formulação para consideração conjunta da interação solo-estrutura e da rigidez das lajes por meio dos elementos finitos foi apresentada por VILADKAR et al. (1992). Aplicou-se o modelo a um pórtico espacial apoiado sobre fundação em radier. Para o caso estudado, verificou-se uma influência significativa tanto da interação com o solo quanto da rigidez das lajes na distribuição dos esforços. Houve uma variação nos valores de momentos em vigas, pilares e radier, eventualmente ocorrendo também mudança de sinal.

O comportamento de sistemas tridimensionais constituídos de pilares–parede foi avaliado por NADJAI & JOHNSON (1996). Representou-se a flexibilidade da fundação por meio de molas, tanto para deslocamentos verticais quanto para rotações. Exemplos de estruturas compostas por pilares–parede, núcleo e associação de ambos foram submetidos a uma análise linear elástica. Verificou-se que a flexibilidade da base da estrutura pode desempenhar um importante papel no comportamento da edificação. Afeta sobretudo as tensões desenvolvidas nas porções inferiores, não apresentando, entretanto, influência significativa em regiões mais próximas do topo da estrutura. Nesse trabalho afirma-se também que, para fins práticos, pode-se considerar fundações em rocha ou areia compacta como rígidas.

Trabalhos sobre interação solo–estrutura com intuito de verificar os efeitos para tipos de solo diferentes têm sido realizados, geralmente aplicados a pórticos planos.

NOORZAEI et al. (1993) consideraram a não-homogeneidade do solo e a não-linearidade da sua relação tensão–deformação. Estudaram o caso de um pórtico plano sobre uma viga de fundação. A estrutura, a fundação, o solo e a interface entre os dois últimos foram discretizados utilizando o método dos elementos finitos. Adotaram um módulo de elasticidade do solo variando linearmente com a profundidade para representar a característica de não-homogeneidade.

Foram atribuídos diversos valores para a rigidez da fundação, verificando a redistribuição dos esforços ocorrida. O recalque diferencial, apontado como um dos principais fatores de influência no comportamento do sistema estrutura–fundação–solo, aumenta para menores rigidezes da viga de fundação. Como consequência, verificou-se que com a diminuição de rigidez da fundação, esta absorveu menos momentos, elevando assim os momentos fletores nas vigas do pórtico. Seguindo a mesma seqüência de análise, houve uma transferência de cargas verticais dos pilares centrais para os externos, como esperado.

Observou-se também que os deslocamentos horizontais da estrutura decrescem com o aumento da rigidez da viga de fundação, havendo, porém, um valor limite, a partir do qual os deslocamentos tendem a se estabilizar.

A mesma idealização da estrutura foi utilizada por VILADKAR et al. (1994) para consideração da não-linearidade do solo com emprego de um modelo hiperbólico da relação tensão-deformação. Comparações entre análises interativas linear e não-linear foram feitas. Verificaram que os valores de momentos fletores nos elementos da estrutura podem não apenas ser aliviados ou acrescidos, mas podem também mudar de sinal ao se levar em conta a interação solo-estrutura. O recalque total obtido através da análise não-linear foi cerca do dobro do calculado com a análise linear.

Alguns tipos de solo apresentam características predominantemente viscoelásticas quando sujeitos ao carregamento de um edifício. Esse problema foi tratado por VILADKAR et al. (1993), em cujo trabalho apresentaram uma formulação tridimensional para aplicação a elementos finitos. Verificou-se a ocorrência de uma rápida redistribuição inicial de esforços cortantes e momentos fletores e de torção, que continua lentamente de acordo com a fluência do solo. Como conseqüência do caráter assintótico da evolução das deformações do solo, as tensões nos elementos estruturais tendem a se estabilizar com o tempo.

O comportamento elastoplástico de solos compressíveis e sua plastificação foram consideradas por NOORZAEI et al. (1995). Modelou-se um sistema pórtico plano-viga de fundação-macço de solo utilizando o método dos elementos finitos. Foram feitas comparações com o solo comportando-se como perfeitamente plástico ou de modo elástico linear. O comportamento linear e elastoplástico coincidiram para uma carga de até 36% da carga de ruptura.

ONU (1996) propôs um procedimento simplificado para a análise linear e não-linear do sistema estrutura-fundação-solo em duas dimensões sujeito a carregamento rápido. O método é particularmente interessante para estruturas cujas reações precisam ser resistidas lateralmente pelo solo.

Qual modelo utilizar para a representação do solo também tem sido motivo de vários trabalhos. RAO et al. (1995) enfatizam que o macço de solo

pode ser considerado como elástico linear, elástico não-linear, elastoplástico etc., sendo geralmente tratado como elástico linear por ser apenas levemente tensionado, particularmente quando estruturas de concreto armado são analisadas para um carregamento vertical. No seu estudo foi feita uma comparação entre modelar o solo como meio contínuo semi-infinito ou aproximar para estado plano de deformação o que na realidade seria um problema tridimensional.

Fez-se uma verificação se a presença de outros pórticos influencia nos resultados, concluindo-se que não ocorre uma mudança relevante nos momentos ao se utilizar o modelo de meio contínuo semi-infinito para o solo. Aproximar para estado plano de deformação o problema de pórticos interiores de um edifício longo não foi tido como realístico.

A interação entre a estrutura e o solo em camadas foi objeto de estudo teórico e experimental de CHANDRASHEKHARA & ANTONY (1993). Soluções analíticas foram obtidas usando dois modelos distintos para o solo: Winkler e semiplano em camadas. O segundo modelo, freqüentemente utilizado, caracteriza-se por considerar o solo como composto de várias camadas com módulos de elasticidade diferentes.

Também foi utilizado um modelo de semiplano homogêneo equivalente, em que se adotou o módulo de elasticidade equivalente sugerido por PALMER & BARBER¹ apud CHANDRASHEKHARA & ANTONY (1993). Na análise experimental foi utilizado o método fotoelástico bidimensional. Comprovou-se, mais uma vez, que a rigidez relativa entre estrutura e solo afeta os valores de momento fletor. O modelo Winkler mostrou-se inadequado para o caso de solo em camadas apresentado, enquanto que o modelo equivalente apresentou resultados bem melhores em alguns aspectos. Os resultados experimentais estão coerentes com os teóricos, provando que este tipo de problema de interação solo-estrutura pode ser resolvido com eficiência através do método fotoelástico.

¹ PALMER, L. A.; BARBER, E. S. (1940). Soil displacement under a loaded circular area. *Highway Research Board*, v. 20, p. 279.

Ensaaios com areia e um método não-linear para solo desse tipo foram desenvolvidos por GEORGIADIS (1993). Experimentalmente observou-se que o recalque e a rotação da fundação na ruptura e a carga última aumentam significativamente com o aprofundamento da fundação na areia, e que os recalques na ruptura diminuem com o aumento da excentricidade da carga, enquanto que a rotação aumenta. O critério de ruptura foi dado por expressões que caracterizam a carga de ruptura.

Dentre os trabalhos supracitados, grande parte preocupou-se em aplicar suas teorias a exemplos numéricos, muitas vezes confrontando os resultados obtidos com ensaios de laboratório ou mesmo com medições *in situ*. Portanto, um problema bastante presente nesses estudos foi a forma de idealização do sistema.

Vários métodos foram utilizados, merecendo destaque o dos elementos finitos, com o qual se chegou a discretizar todo o conjunto superestrutura-subestrutura-macço de solos. Entretanto, objetivando-se aplicar o método que melhor se adapta a cada parte desse sistema, dentre os de que se dispõe na atualidade, destacam-se o dos elementos finitos e o dos elementos de contorno. O primeiro é bastante apropriado para a representação das duas partes componentes da estrutura e o segundo é o que melhor caracteriza meios como o solo, especialmente quando considerado homogêneo, elástico e linear.

Por tal motivo, RAMALHO (1990) desenvolveu um elemento de sapata rígida inserido em um sistema de análise estrutural através do método dos elementos finitos. O solo foi representado por meio do método dos elementos de contorno.

A compatibilização entre esses dois métodos tem sido objeto de várias pesquisas recentes, dentre as quais se pode citar MANG et al. (1989), FENG & OWEN (1996) e QIAN et al. (1996).

Pode-se considerar que uma certa preocupação sobre o assunto de interação solo-estrutura já é demonstrada pelas normas brasileiras, apesar de não tratarem especialmente do tema. A NBR 6118 (1978), que versa sobre

projeto e execução de obras de concreto armado, traz em seu item 3.1.1.9 — Deslocamento de apoio — o texto:

“Em estruturas sensíveis a deslocamento de apoio deverá ser levado em consideração o respectivo efeito no cálculo dos esforços solicitantes.”

Enquadram-se nesse item, portanto, os recalques da fundação, cabendo ao engenheiro a avaliação da relevância desses deslocamentos na alteração dos esforços estruturais.

Por sua vez, a norma de projeto e execução de fundações, NBR 6122 (1996), considera de especial interesse a instrumentação de edifícios para observação do comportamento das fundações e da interação estrutura-solo (item 4.7.1). Justifica ser este procedimento importante “não só para o controle da obra em si como também para o progresso da técnica e da melhoria dos conhecimentos obtidos sob condições reais”. No item 6.2, a mesma norma cita que as “características da obra, em especial a rigidez da estrutura,” constituem um dos fatores a serem considerados na determinação da pressão admissível. Percebe-se ser ainda pequena a presença do assunto nas normas brasileiras.

O American Concrete Institute vai além em suas sugestões de procedimentos de análise e projeto de fundações superficiais. Dedicou todo o Capítulo 2 do ACI-336.2R/88 (1994) ao tema “Interação solo-estrutura”. Nele estão descritos alguns fatores a serem considerados, como o tipo de solo, a forma e o tamanho da fundação e as rigidezes tanto da fundação, quanto da estrutura. Outra observação é feita para alertar que se tenha cuidado na obtenção dos parâmetros envolvidos no problema, principalmente no que diz respeito ao solo.

1.4. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No próximo capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o solo, para proporcionar uma melhor compreensão do fenômeno da interação solo-estrutura. Estuda-se o comportamento do solo com ênfase ao que se refere a fundações superficiais. São apresentados os principais parâmetros do solo envolvidos no problema e seus modos de obtenção. Descrevem-se ainda os dois

modelos de representação do solo mais utilizados nos estudos de interação solo-estrutura.

Em seguida, no terceiro capítulo são descritos os procedimentos para projeto de fundações superficiais, com base na NBR 6122 (1996). As fundações dos edifícios analisados neste trabalho são então apresentadas.

Um estudo da modelagem do sistema superestrutura-subestrutura-macço de solos está presente no capítulo 4. Inicia-se com a descrição do elemento de barra, utilizado na discretização do pórtico tridimensional, e do elemento sapata rígida, usado na modelagem do conjunto composto pela subestrutura e pelo macço de solos. Logo após discute-se a modificação necessária na formulação deste último elemento para a consideração de uma camada indeslocável no interior do macço de solo. Finalizando o capítulo, são apresentadas as modelagens dos edifícios estudados.

Os dois capítulos seguintes trazem as discussões dos resultados obtidos com as análises realizadas. No quinto capítulo são apresentados os esforços e deslocamentos das superestruturas quando os edifícios são submetidos a ações verticais. Verifica-se ainda a importância da consideração de uma camada indeslocável no interior do solo. A seguir discute-se o problema da consideração da seqüência construtiva dos edifícios. Para que se verifiquem seus efeitos nos esforços e deslocamentos, realiza-se uma outra análise de acordo com o procedimento apresentado.

Os resultados das análises relativas a ações horizontais são discutidos no capítulo 6. Foram aplicadas separadamente ações do vento em duas direções perpendiculares entre si.

Finalmente, no sétimo capítulo apresentam-se as conclusões do trabalho.

2. PROPRIEDADES DO SOLO

Para um melhor entendimento dos efeitos da interação solo–estrutura é interessante conhecer como ela se processa. Portanto, torna-se pertinente um estudo do comportamento do maciço de solo quando submetido ao carregamento de uma edificação, bem como dos fatores envolvidos.

Durante uma análise interativa, verifica-se a necessidade de representação do maciço de solo como um modelo apropriado, baseado no seu comportamento e nas suas propriedades. Deve-se então conhecer as propriedades do solo e seus principais métodos de obtenção.

Esses assuntos constituem o objeto de estudo deste capítulo.

2.1. COMPORTAMENTO DO SOLO

2.1.1. Generalidades

O solo é composto de partículas sólidas que possuem uma certa liberdade de se deslocarem em relação às outras. Entretanto, esse movimento não ocorre tão facilmente como nos fluidos. Essa propriedade dos solos é o que basicamente os difere tanto dos sólidos quanto dos fluidos.

Ao se aplicar cargas a um solo seco, surgem forças de contato entre as partículas. A Figura 2.1 mostra uma esquematização da situação imaginada e das forças de contato, já divididas em componentes normal e tangencial.

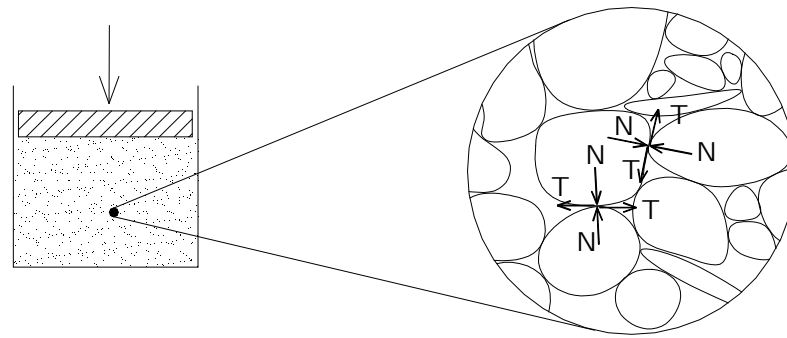


Figura 2.1 Representação esquemática da transmissão de força através do solo.

Ocorre então uma deformação elástica ou plástica das partículas sólidas, aumentando a área de contato entre elas (Figura 2.2a). Em alguns casos pode haver esmagamento de partículas. Na existência de partículas em forma de placa, estas podem fletir, como representado na Figura 2.2b, permitindo movimento relativo entre partículas adjacentes. O escorregamento entre partículas (Figura 2.2c) pode acontecer quando a tensão de cisalhamento for maior que a resistência ao cisalhamento na interface de contato.

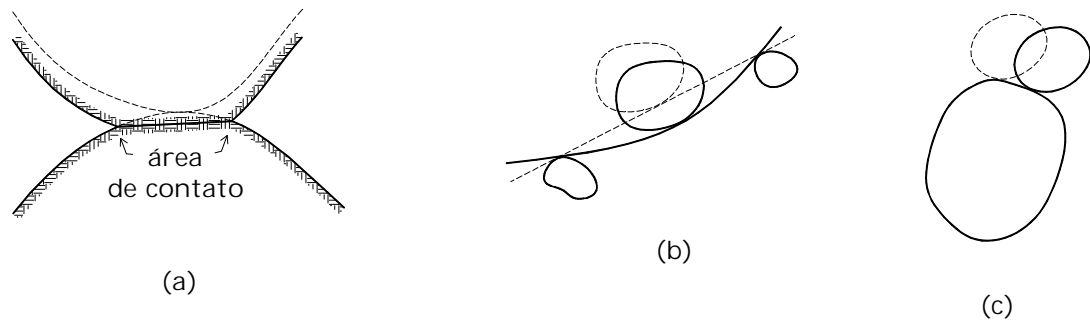


Figura 2.2 Causas do movimento relativo entre partículas do solo.

A deformação total de um maciço de solo é então função das deformações individuais de cada partícula e do movimento relativo entre elas, sendo este segundo evento geralmente bem mais importante. Como o escorregamento entre partículas é uma deformação não-linear e irreversível, é de se esperar que o comportamento tensão-deformação apresente as mesmas características.

Não é viável, entretanto, determinar o comportamento do solo a partir do que ocorre em cada interface de contato entre partículas, mesmo que isso fosse possível. Portanto, as suas propriedades são avaliadas para um sistema composto de um grande número delas. O estudo do que tipicamente acontece em cada contato serve todavia para uma melhor compreensão do comportamento do solo e possibilita uma melhor interpretação de medidas experimentais.

Partículas sólidas de forma aleatória não conseguem ocupar todo o volume disponível, mesmo estando confinadas. Dessa maneira, o espaço vazio entre os grãos do solo é preenchido por ar e/ou líquido, normalmente água. Conseqüentemente, o solo pode ser entendido como um sistema multifásico.

A presença da fase fluida interfere nos processos de transmissão de forças, alterando o comportamento do solo. Mesmo não estando em contato direto, duas partículas sólidas adjacentes podem transmitir forças normais ou até tangenciais por meio do fluido existente entre elas. O espaçamento entre essas partículas pode aumentar ou diminuir de acordo com as forças de compressão, introduzindo uma nova componente à deformação total.

Devido à característica de permeabilidade do solo, um fluxo de água pode surgir quando há diferenças de pressões na água entre regiões distintas do maciço. Esse fluxo altera as forças de contato entre os grãos sólidos, influenciando nas resistências à compressão e ao cisalhamento do solo.

Quando a carga aplicada ao solo sofre uma mudança brusca, esta mudança é absorvida juntamente pela fase fluida e pela fase sólida. A diferença de pressões no fluido causa um fluxo de água através do solo. Karl Terzaghi descobriu, por volta de 1920, que uma conseqüência desse fenômeno é a variação das propriedades do solo com o tempo.

2.1.2. Tensões no solo

Se fosse possível introduzir uma placa plana horizontal numa massa de solo sem perturbar seu arranjo (plano S na Figura 2.3), ela estaria sujeita ao carregamento transmitido pelos grãos que se situam acima dela. As forças que atuam na placa podem ser decompostas em componentes normal e tangencial à

superfície. Não sendo possível desenvolver uma formulação matemática que represente todas as forças envolvidas, a situação é representada através do conceito de tensão. Dessa forma, as somatórias das componentes normais e tangenciais divididas pela área da placa (A) são definidas, respectivamente, como tensões normal (σ) e tangencial (τ):

$$\sigma = \frac{\sum N}{A} \tag{2.1}$$

$$\tau = \frac{\sum T}{A} \tag{2.2}$$

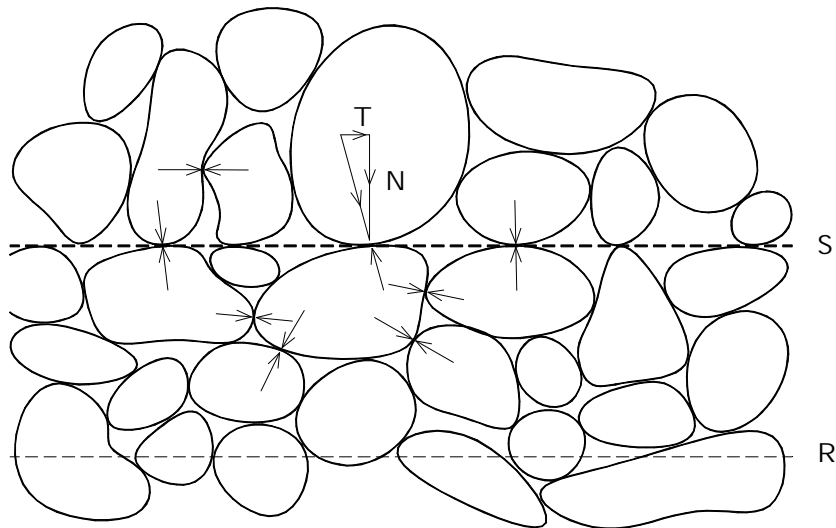


Figura 2.3 Interpretação de tensão efetiva.

Tensões assim definidas podem ser relacionadas a qualquer plano, como por exemplo o plano R na Figura 2.3, mesmo que este intercepte grãos e vazios. Neste caso, deve-se considerar, na determinação das tensões, as forças transmitidas no interior das partículas seccionadas. Esse processo corresponde ao da mecânica do contínuo, que calcula tensões atuantes num ponto, não interessando se ele está materialmente ocupado por um grão ou que seja um vazio.

Se o solo estiver seco, as tensões definidas anteriormente serão **tensões totais**. Porém, em solos saturados, ou seja, solos em que os vazios estejam completamente ocupados por água, deve-se adicionar nas tensões totais a

pressão da água. A partir desse raciocínio e baseado em dados experimentais, Terzaghi apresentou em 1923 uma relação intuitiva denominada princípio da tensão efetiva. O princípio é aplicável apenas a solos saturados e relaciona três tipos de tensão, cujos conceitos apresentam-se a seguir:

- a) **tensão normal total** (σ) num plano no interior de uma massa de solo é a força por unidade de área transmitida numa direção normal ao plano, imaginando-se o solo como um material sólido;
- b) **pressão neutra** (u) é a pressão da água que preenche o espaço vazio entre as partículas sólidas;
- c) **tensão normal efetiva** (σ') no plano representa a tensão transmitida apenas pelos grãos.

Percebe-se agora que a tensão definida no início deste item corresponde à tensão efetiva. A relação dada por Terzaghi é então:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.3)$$

Caso ocorra um aumento da tensão total numa massa de solo provocando um acréscimo apenas na pressão neutra, as forças de contato entre as partículas sólidas não se alteram. Justifica-se tal fato com a verificação de que a pressão neutra atua igualmente em todas as direções ao redor da superfície de cada partícula. As áreas de contato entre grãos, não influenciadas pela pressão da água, podem ser consideradas desprezíveis, pois não atingem sequer 1% da superfície total dos grãos.

Ressalta-se ainda que a pressão neutra não afeta as tensões de cisalhamento, já que a água não possui resistência a tais esforços. Portanto, uma tensão de cisalhamento será sempre uma tensão efetiva.

As tensões atuantes no solo têm origem tanto nos carregamentos externos quanto no seu peso próprio. Considerando horizontal a superfície do solo, a parcela de tensão num plano a uma dada profundidade devida ao peso próprio é calculada como a razão entre o peso de um prisma de solo sobre o plano dividido por sua área. Em outras palavras, pode ser definido como o peso específico do solo multiplicado pela profundidade:

$$\sigma = \gamma \cdot z \quad (2.4)$$

2.1.3. Fatores que influenciam o comportamento do solo

2.1.3.1. Tensão efetiva

No solo, a ruptura se dá preferencialmente nos contatos entre os grãos, já que a resistência à compressão dessas partículas sólidas é geralmente bem maior que a resistência do maciço ao cisalhamento. Isso significa que um material desse tipo possui propriedades mecânicas dependentes das forças que atuam entre as partículas, ou seja, da tensão efetiva.

Para a determinação da tensão efetiva é necessário saber não só a tensão total no solo, mas também sua pressão neutra. Daí percebe-se o importante papel desempenhado pela água subterrânea em problemas de engenharia. Mudanças na pressão neutra sem alteração da tensão total decorrentes, por exemplo, de variação do nível do lençol freático causam mudanças na tensão efetiva. Propriedades mecânicas do solo são alteradas, resultando num diferente comportamento seu, algumas vezes perigoso.

Solos constituídos de grãos finos, como as argilas, apresentam baixa permeabilidade. Por esse motivo, mudanças na tensão efetiva ocorrem lentamente, mesmo que haja uma alteração brusca na tensão total. Inicialmente, grande parte da diferença de tensão será absorvida sob a forma de pressão neutra, o que causa um desequilíbrio nas tensões da água. Isso gera um fluxo de água até que seja atingido o equilíbrio hidrostático. Nesse intervalo de tempo, o valor da tensão efetiva sofre alterações, permitindo induzir que as propriedades mecânicas do solo são função também do tempo e do nível de tensões.

2.1.3.2. História das tensões

Normalmente, o aumento da tensão num solo provoca um aumento da resistência ao cisalhamento, uma diminuição da compressibilidade e uma diminuição da permeabilidade. O contrário acontece ao se reduzir a tensão. Porém, para um mesmo valor absoluto de variação de tensão, os efeitos causados

com sua redução são geralmente menores que os produzidos a partir do seu aumento.

Durante a formação de um solo sedimentar ou a execução de um aterro, por exemplo, as tensões em um determinado ponto aumentam com o depósito de novas camadas sobre a superfície. Como consequência, as propriedades do solo sofrem alterações continuamente. Se por motivo de erosão, escavação feita pelo homem ou qualquer outro fator uma parte do solo sobre aquele ponto é retirada, o nível de tensões é reduzido, mudando novamente as suas características.

No parágrafo anterior são citados eventos geológicos, como a formação do solo e a erosão, que podem influenciar a história das tensões de uma vasta região geográfica, e fatores de abrangência local, exemplificados pela execução de aterros e escavações.

A máxima tensão à qual um solo já esteve submetido é denominada tensão de pré-adensamento. Sua determinação tem importância em alguns problemas de engenharia, especialmente obras de retenção e túneis, por exercer influência no estado de tensões, mesmo após relaxamento do solo.

Considera-se o estado de tensões de pré-adensamento como um divisor entre o comportamento elástico e plástico do solo. Até esse nível de tensões, o solo apresenta comportamento tipicamente elástico, que passa a plástico quando solicitado a partir daí.

2.1.3.3. Não-homogeneidade do solo

A variação da rigidez do solo ao longo da profundidade ou a existência de diversas camadas de rigidez diferente superpostas influencia significativamente na forma e área de abrangência da deformada de recalques. Alguns estudos realizados indicam que em solos caracterizados por apresentar rigidez crescente com a profundidade ou compostos por uma camada rígida abaixo de uma mais flexível, os recalques se concentram em torno da área carregada. Por outro lado, solos cuja camada rígida se encontra acima tendem a

favorecer o aparecimento de recalques numa área maior em volta do local das cargas.

Além disso, nem sempre as camadas são superpostas e as subestruturas geotécnicas normalmente possuem forma geral de nuvens.

Variações laterais de compressibilidade também são vistas como importantes, apesar de poucos trabalhos terem sido realizados para verificar sua real influência.

2.1.4. Comportamento real e teórico

Verifica-se após os comentários anteriores a respeito do comportamento do solo que a variabilidade das características é mais uma regra que uma exceção. Entretanto, mesmo não sendo possível a fiel representação do solo para cada obra, modelos teóricos podem ser suficientes para propósitos de engenharia.

A mecânica aplicada aproxima as propriedades de um material real pelas de um modelo idealizado. Porém é importante ter consciência de que a teoria deve ser combinada com o conhecimento das características físicas do solo real e de que há diferença de comportamento entre o solo em laboratório e no campo.

2.2. RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

É de grande importância o conhecimento do desenvolvimento das deformações em cada material utilizado em engenharia de acordo com o seu nível de tensões. Nesse sentido, as teorias da elasticidade e da plasticidade apresentam alguns modelos de idealização do comportamento tensão-deformação. Ao se realizar uma análise, deve-se ter o cuidado de aplicar ao problema aquele que lhe for mais apropriado.

Na teoria da elasticidade está prevista uma relação tensão-deformação linear. Contudo, normalmente os solos são não-homogêneos, anisotrópicos e apresentam relação tensão-deformação não-linear.

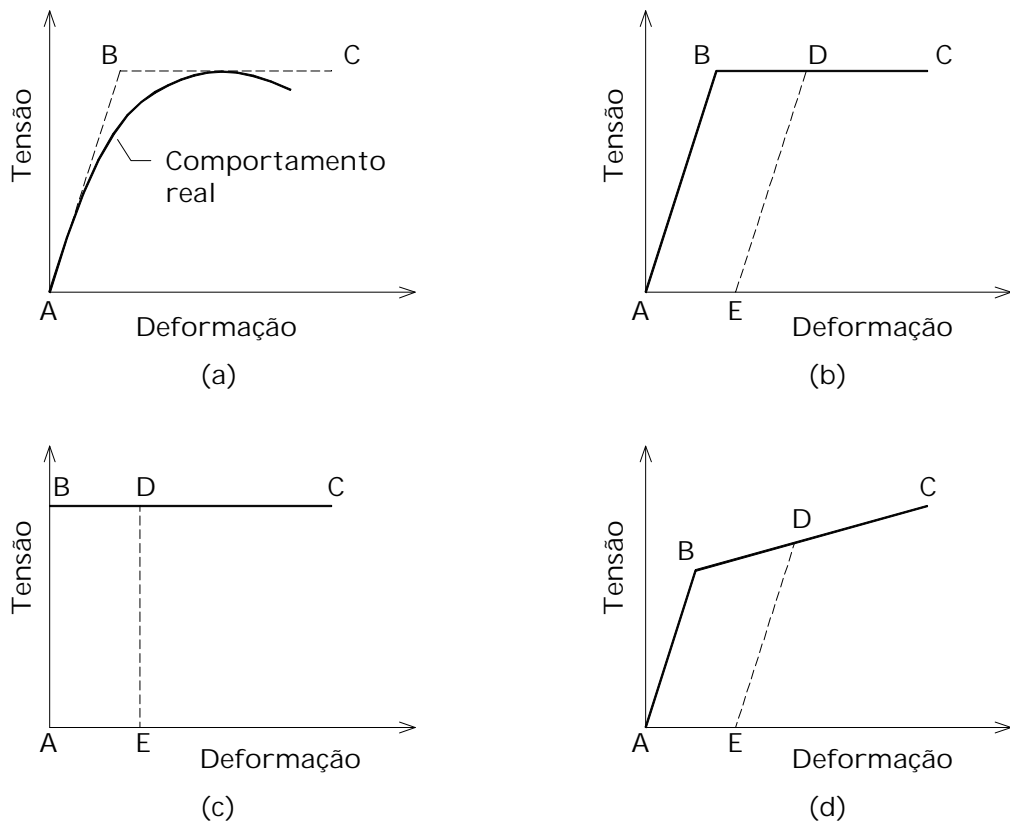


Figura 2.4 (a) Relação tensão-deformação típica. (b) Modelo elastoplástico perfeito. (c) Modelo plástico perfeito. (d) Modelo elastoplástico com encruamento.

Idealizações mais bem adaptadas para o solo podem ser encontradas na teoria da plasticidade. Uma delas está representada pela linha tracejada da Figura 2.4a, tendo sido considerado comportamento linear elástico entre os pontos A e B. B corresponde ao limite de proporcionalidade, que inicia um trecho de deformação plástica contínua (escoamento) a tensão constante (tensão de escoamento). Esta idealização, que é mostrada separadamente na Figura 2.4b, é conhecida como modelo elastoplástico perfeito.

Se no problema prático apenas a condição de ruptura é de interesse, então a fase elástica pode ser omitida e o modelo perfeitamente plástico pode ser usado (Figura 2.4c). Uma terceira idealização é o modelo elastoplástico com encruamento, que pode ser visto na Figura 2.4d. Nele, deformações plásticas após o limite de proporcionalidade necessitam de novos acréscimos de tensão. Havendo um descarregamento e posterior recarregamento neste último modelo após o ponto B do gráfico, situação representada pela linha tracejada DE da Figura 2.4d,

o material adquire um novo limite de proporcionalidade a um nível de tensão mais alto que aquele em B. O acréscimo na tensão de escoamento é uma característica do modelo elastoplástico com encruamento. Tal acréscimo não acontece no caso perfeitamente plástico, onde a tensão em D é igual à tensão em B (figuras 2.4**b** e **c**). Em ambos os casos, contudo, o material apresenta uma deformação plástica irreversível, correspondente aos trechos AE nas figuras 2.4**b**, **c** e **d**.

De acordo com BURLAND² apud CRAIG (1996), o acréscimo da tensão vertical no solo devido ao carregamento da fundação é, na maioria dos casos, insensível à heterogeneidade, anisotropia e não-linearidade da relação tensão-deformação. Como as análises são geralmente baseadas nessa tensão, soluções obtidas através da teoria da elasticidade, com a consideração de solo homogêneo e isotrópico, são normalmente suficientes. Exceção deve ser feita para solos constituídos por areia fofa ou argila mole, principalmente.

Seguindo a teoria da elasticidade, a relação entre tensão e deformação é expressa por módulos, cujos conceitos são resumidos a seguir.

2.2.1. Módulo de elasticidade

Submetendo-se um corpo de prova a um ensaio de compressão não confinado (Figura 2.5), com tensão (σ) uniformemente distribuída nas suas faces opostas, a razão entre o encurtamento provocado e o comprimento inicial do corpo corresponde à deformação (ϵ). Sendo o material elástico, há uma proporcionalidade entre tensão e deformação, expressa pelo módulo de elasticidade (E), conforme a lei de Hooke:

$$E = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1} \quad (2.5)$$

$$\epsilon_1 = \frac{\Delta h}{h} \quad (2.6)$$

² BURLAND, J. B. (1970). Discussion. In: CONFERENCE ON IN SITU INVESTIGATIONS IN SOILS AND ROCKS. *Proceedings*. London, British Geotechnical Society. p. 61.

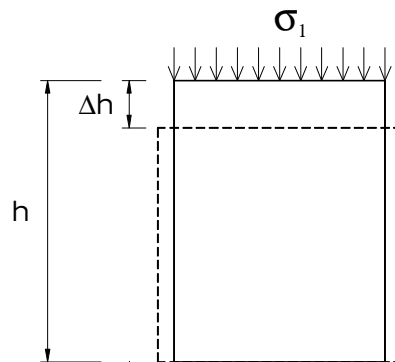


Figura 2.5 Ensaio de compressão não confinado.

Pode-se obter o valor do módulo de elasticidade por meio de ensaios cujos resultados sejam o próprio módulo ou permitam uma correlação, ou pode-se fazer uma estimativa a partir de valores divulgados na literatura.

Discute-se na próxima seção a obtenção de parâmetros elásticos do solo através de ensaios de laboratório.

Algumas correlações com resultados do ensaio SPT (**Standard Penetration Test**) estão disponíveis. Partiu-se de uma relação em princípio válida somente para fundações circulares rígidas sobre qualquer solo. Como aperfeiçoamento, estabeleceram-se recentemente correlações fazendo distinção entre três tipos de solo e reconhecendo a não-linearidade da variação de E com o nível de tensão e/ou de deformação. A Tabela 2.1 traz essas expressões aprimoradas, aplicáveis a sapatas quadradas rígidas com recalques da ordem de 1% do seu lado.

Tabela 2.1 Valores de E (MN/m²) em função de N-SPT
Sapatas quadradas rígidas, recalque = 1% do lado

TIPO DE SOLO	E (MN/m ²)
Areias	3,5 N ₇₂
Solos intermediários	3,0 N ₇₂
Argilas saturadas	2,5 N ₇₂

Fonte: DÉCOURT³ apud HACHICH et al. (1996)

³ DÉCOURT, L. (1995). Prediction of load-settlement relationships on the basis of the SPT-T. In: CICLO DE CONFERENCIAS INTERNACIONALES LEONARDO ZEEVAERT, México. p. 87-104.

O índice de N_{72} na tabela anterior refere-se à eficiência de 72% no ensaio SPT. Tal é o valor mais comum nos ensaios feitos no Brasil, conforme comentado no item específico.

Em seguida transcreve-se uma tabela contendo faixas de valores típicos do módulo de elasticidade para cada tipo de solo retirada de BOWLES (1988):

Tabela 2.2 Módulos de elasticidade típicos.

SOLO	E (MPa)
Argila muito mole	2 — 15
Argila mole	5 — 25
Argila média	15 — 50
Argila dura	50 — 100
Argila arenosa	25 — 250
Areia siltosa	5 — 20
Areia fofa	10 — 25
Areia compacta	50 — 81
Areia fofa e pedregulhos	50 — 150
Areia compacta e pedregulhos	100 — 200
Silte	2 — 20

2.2.2. Coeficiente de Poisson

Proporcionalmente a ϵ_1 , ocorrem também deformações laterais (ϵ_2 e ϵ_3), em direções normais à de aplicação da força (Figura 2.5). O coeficiente de Poisson (ν) relaciona essas deformações da seguinte forma:

$$\epsilon_2 = \epsilon_3 = -\nu\epsilon_1 \tag{2.7}$$

As deformações correspondentes a cada eixo somam-se no caso de haver tensões nas três direções ortogonais:

$$\begin{aligned} \epsilon_1 &= \frac{1}{E}(\sigma_1 - \nu\sigma_2 - \nu\sigma_3) \\ \epsilon_2 &= \frac{1}{E}(\sigma_2 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_3) \\ \epsilon_3 &= \frac{1}{E}(\sigma_3 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_2) \end{aligned} \tag{2.8}$$

Somando-se os três valores define-se a variação volumétrica (ϵ_v), que pode ser também expressa em função das tensões:

$$\begin{aligned} \epsilon_v &= \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \\ \epsilon_v &= \frac{1}{E}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)(1 - 2\nu) \end{aligned} \quad (2.9)$$

Facilmente percebe-se que para $\nu = 0,5$ não há variação de volume, independentemente do estado de tensões.

Em problemas práticos costuma-se assumir valores para o coeficiente de Poisson, pois grandes dificuldades estão envolvidas na sua medição. Na tabela a seguir, retirada de BOWLES (1988), encontram-se valores típicos relativos a diversos tipos de solo.

Tabela 2.3 Coeficientes de Poisson típicos.

SOLO	ν		
Argila saturada	0,40	—	0,50
Argila parcialmente saturada	0,10	—	0,30
Argila arenosa	0,20	—	0,30
Silte	0,30	—	0,35
Areia, comumente usada	0,30	—	0,40

2.2.3. Módulo de elasticidade volumétrico

No caso de compressão isotrópica, em que as três tensões ortogonais são iguais, pode-se definir a deformação volumétrica como:

$$\epsilon_v = 3\epsilon_1(1 - 2\nu) \quad (2.10)$$

Analogamente ao módulo de elasticidade (E), define-se o módulo de elasticidade volumétrico (K) como a relação:

$$K = \frac{\sigma}{\epsilon_v} = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.11)$$

Quando as tensões nas três direções possuem valores diferentes, pode-se calcular a deformação como uma soma de duas: uma volumétrica sem alteração de forma e outra com simples alteração de forma sem mudança de volume.

2.2.4. Módulo edométrico

Este módulo representa a razão entre a tensão aplicada e a deformação correspondente quando se impedem deformações laterais. A partir das relações tensão-deformação (2.8) anteriormente apresentadas, faz-se $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ para obter a expressão do módulo edométrico (D):

$$D = \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} E \tag{2.12}$$

Da mesma forma chega-se à proporção entre as tensões para que não haja deformação lateral:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_1 \tag{2.13}$$

2.2.5. Módulo de elasticidade transversal

Também conhecido como módulo de cisalhamento, é definido como a relação entre a tensão de cisalhamento (τ) e a distorção (γ), conforme esquematizado na Figura 2.6. Pode ser expresso em função de E e ν :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{2.14}$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{2.15}$$

$$\gamma = \frac{\delta}{\ell} \tag{2.16}$$

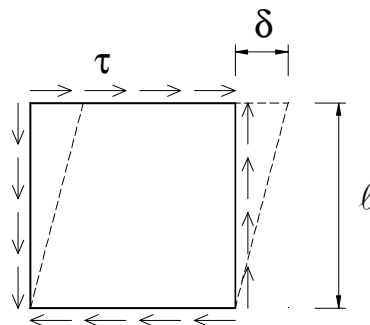


Figura 2.6 Deformação devida à tensão de cisalhamento

2.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS EM LABORATÓRIO

Quando o uso de correlações e valores tabelados não oferecer precisão suficiente para o tratamento que se deseja, os parâmetros elásticos descritos na seção anterior podem ser determinados em laboratório a partir de amostras do solo em questão. Dentre os ensaios existentes, dois bastante difundidos no Brasil serão apresentados.

2.3.1. Ensaio de compressão triaxial convencional

Parâmetros de deformabilidade podem ser obtidos através de ensaios de compressão axial. O ensaio dito convencional consiste na aplicação de um estado de tensões hidrostático constante, correspondente à chamada tensão confinante (σ_3), e de um carregamento axial, dado por σ_1 , sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Um esquema pode ser visto na Figura 2.7. Obtém-se então o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson com as seguintes relações:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1} \tag{2.17}$$

$$\nu = \frac{\Delta r/r}{\Delta h/h} = -\frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} \tag{2.18}$$

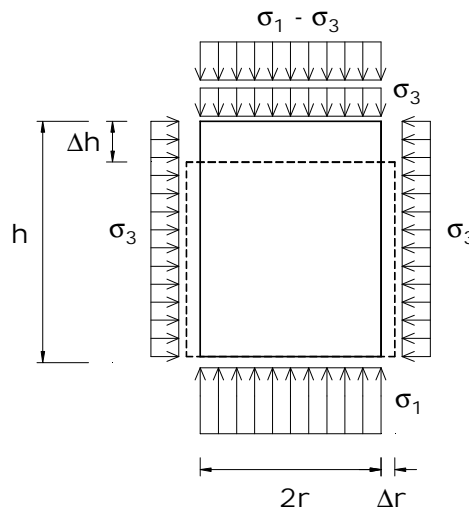


Figura 2.7 Ensaio triaxial convencional.

Durante a fase de adensamento isotrópico, ou hidrostático, pode-se determinar o módulo de elasticidade volumétrico a partir de:

$$K = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_v} \tag{2.19}$$

O gráfico construído com dados provenientes do ensaio triaxial convencional está exemplificado na Figura 2.8a. Se for utilizado um procedimento mais rigoroso, em que a amostra sofre um adensamento anisotrópico antes da fase de carregamento uniaxial, representando o estado de tensões em campo, o módulo de elasticidade é tirado na faixa de variação de tensões esperada (Figura 2.8b).

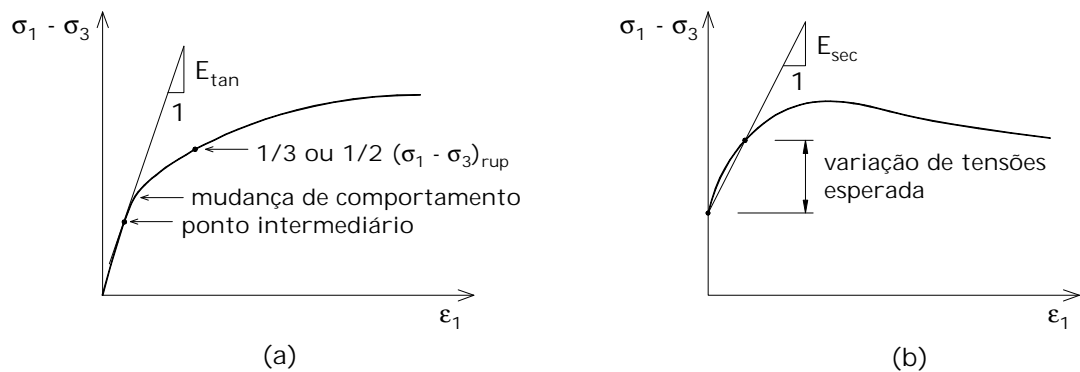


Figura 2.8 Gráficos do ensaio triaxial convencional.

De posse do gráfico tensão–deformação, há diversas maneiras de se calcular o módulo de elasticidade. Na Figura 2.8a pode ser visto um módulo tangente, calculado num ponto intermediário entre a origem e uma tensão correspondente a 1/2 ou 1/3 da tensão de ruptura. O uso desse ponto justifica-se pela suposição de que a tensão de trabalho não ultrapassará esse valor em função do coeficiente de segurança. Um módulo secante está indicado na Figura 2.8b. As diversas formas de se calcular o módulo de elasticidade estão exemplificadas na Figura 2.9, onde se encontram:

- módulo tangente na origem ($E_{t,0}$);
- módulo tangente na variação de tensões esperada ($E_{t,\Delta\sigma}$);

- módulo de descarregamento–recarregamento (E_{ur});
- módulo secante entre a origem e a tensão esperada ou de referência ($E_{sec,0-\sigma_{ref}}$);
- módulo secante na variação de tensões esperada ($E_{sec,\Delta\sigma}$);
- módulo secante no nível de deformação esperado ou de referência ($E_{sec,0-\epsilon_{ref}}$).

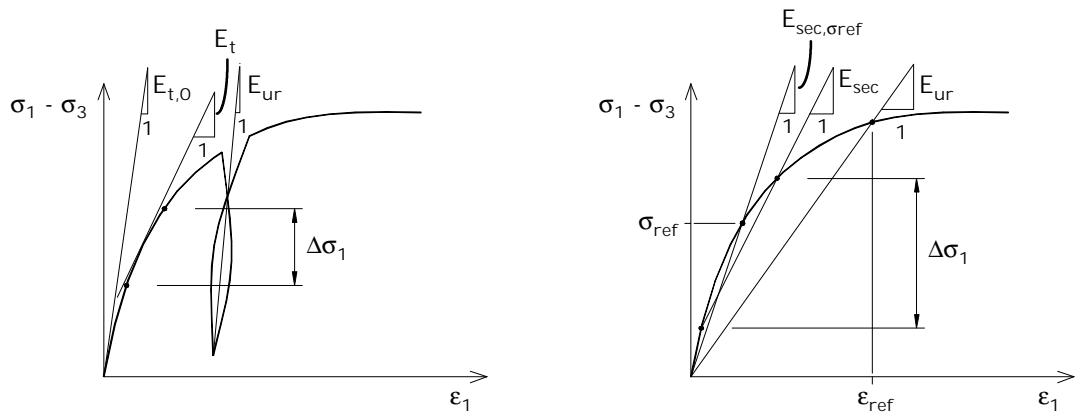


Figura 2.9 Diferentes formas de interpretação do ensaio triaxial convencional para obtenção do módulo de elasticidade.

2.3.2. Ensaio de compressão edométrica

Este ensaio é muito útil para a determinação da compressibilidade do solo, sendo inclusive o mais utilizado na previsão de recalques em argilas. Consiste na aplicação de tensão axial a uma amostra do solo, em que se impedem as deformações laterais.

Do ensaio de compressão edométrica obtém-se o módulo de elasticidade edométrico, através da relação:

$$D = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\epsilon_1} \tag{2.20}$$

A Figura 2.10 apresenta um esquema do ensaio e o tipo de gráfico tensão–deformação obtido.

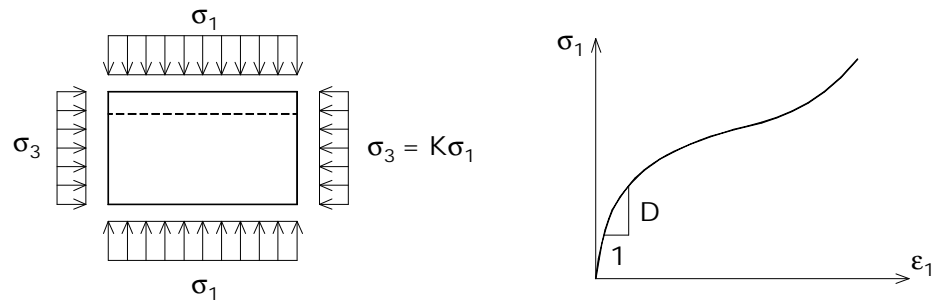


Figura 2.10 Ensaio de compressão edométrica.

2.4. MECANISMOS DE RUPTURA DO SOLO SOB FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Inicialmente, almejando fazer uma análise qualitativa do processo de ruptura do solo, exemplifica-se um caso de sapata assente sobre a superfície de um terreno e sujeita a um carregamento vertical crescente a partir de zero. Analisa-se a ocorrência de recalque vinculado a cada valor da carga aplicada, o que pode ser visualizado na Figura 2.11.

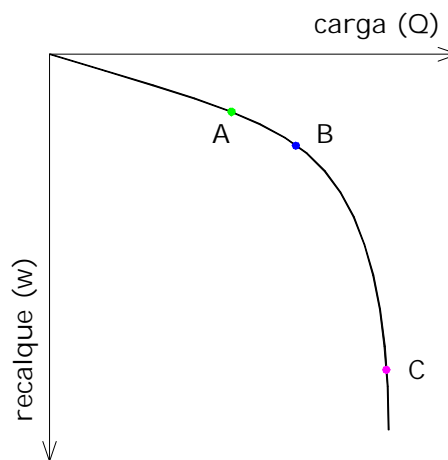


Figura 2.11 Curva carga–recalque genérica.

Na etapa inicial do carregamento, em que o solo está pouco solicitado, há proporcionalidade entre os recalques desenvolvidos e a carga aplicada seguindo um comportamento aproximadamente linear. Os deslocamentos até então são reversíveis, justificando chamar essa primeira etapa como fase elástica.

Após um certo valor da carga (ponto A da Figura 2.11), começam a surgir zonas de plastificação na região imediatamente abaixo das bordas da

sapata. Entretanto não há mudança brusca no comportamento do solo, pois essa pequena região está ainda cercada por material capaz de suportar aumento de tensões sem plastificar. Portanto, um acréscimo na carga provoca deslocamentos plásticos nessa região e deslocamentos elásticos à sua volta. Contudo, gradualmente a zona plastificada alastra-se para sua vizinhança. Pouco após o início do escoamento do solo, observa-se um aumento de declividade na curva carga–recalque (ponto B), que corresponde à chamada ruptura localizada. Em seguida, os recalques ocorridos para cada acréscimo unitário da força aplicada são cada vez maiores e a zona plástica atinge regiões além da área carregada.

Como conseqüência, os recalques crescem rapidamente, até que se chega a uma condição em que um pequeno incremento na carga causa grandes deslocamentos verticais (a partir do ponto C). Fica então caracterizada a ruptura generalizada do solo, cujo valor da força aplicada corresponde à capacidade de carga na ruptura da fundação.

2.4.1. Curvas carga–recalque

Todavia, as curvas carga–recalque para fundações superficiais nem sempre possuem a mesma forma que a do caso supracitado. Elas podem ser basicamente de dois tipos, em função das características do solo e do embutimento da fundação no maciço.

O primeiro refere-se ao comportamento da fundação sobre os solos mais rígidos, como areias compactas ou muito compactas e argilas rijas ou duras. Neste caso, a carga responsável pela ruptura generalizada é apenas pouco maior que a correspondente à ruptura localizada (Figura 2.12a). A curva possui uma tangente vertical e o solo apresenta uma configuração de ruptura generalizada.

Constata-se que o gráfico da Figura 2.12b é semelhante ao do caso genérico mencionado, mostrando-se como uma curva mais abatida que a do primeiro tipo, e possuindo tangente inclinada no seu ponto extremo. Corresponde a solos mais deformáveis, como areias fofas e argilas médias e moles, cuja ruptura é localizada.

Em solos tipo areia muito fofa, define-se um novo tipo de ruptura, denominado ruptura por puncionamento, que pode ser visto como um caso extremo da ruptura localizada. A curva carga–recalque, entretanto, é semelhante à obtida para a ruptura localizada (Figura 2.12c).

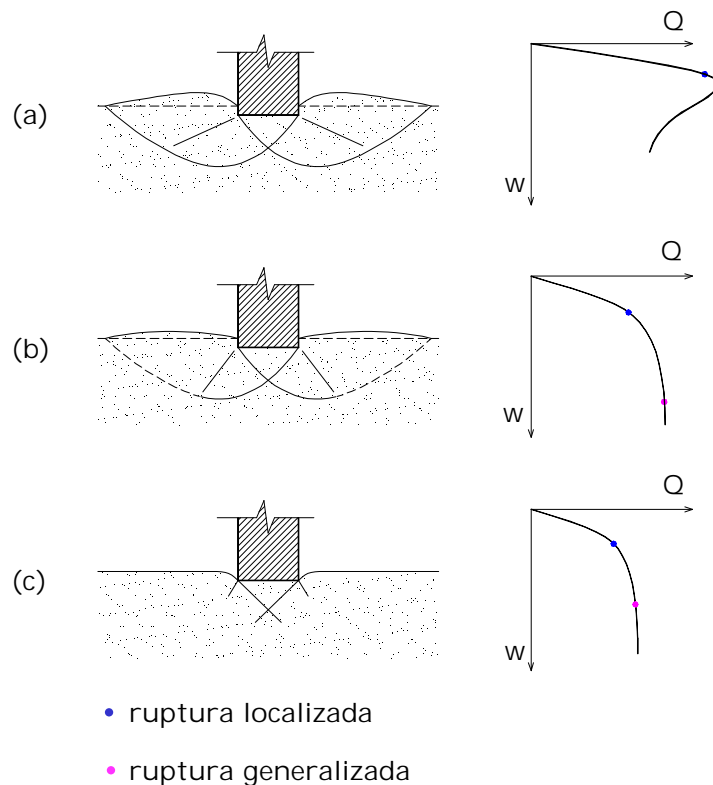


Figura 2.12 Tipos de ruptura e seus respectivos gráficos carga–recalque. (a) Ruptura generalizada. (b) Ruptura localizada. (c) Ruptura por puncionamento. (VESIC⁴ apud LAMBE & WHITMAN, 1979)

A seguir descrevem-se com mais detalhes as características de cada tipo de ruptura:

2.4.2. Ruptura generalizada

A ruptura geral ou generalizada caracteriza-se pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento que vai de um bordo da fundação à superfície do terreno. Ilustra-se

⁴ VESIC, A. S. (1963). Bearing capacity of deep foundations in sand. *Highway Research Board Record*, n. 39, p. 112-53.

tal configuração na Figura 2.12**a**. Em condições de tensão controlada, que é o modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica. Durante o processo de carregamento, registra-se um levantamento do solo em torno da fundação. Ao atingir a ruptura, o movimento se dá em um único lado da fundação.

2.4.3. Ruptura localizada

Caracteriza-se por um modelo que é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação (Figura 2.12**b**). Esse modelo consiste de uma cunha e de superfícies de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, tal como no caso da ruptura generalizada. Há uma tendência de elevação do terreno em torno da fundação. Entretanto, a compressão vertical sob a fundação é significativa e as superfícies de deslizamento não atingem o nível do terreno, apesar disso ser possível caso ocorram deslocamentos verticais apreciáveis. Não acontece colapso ou tombamento da fundação, que permanece embutida no terreno, mobilizando a resistência de camadas mais profundas.

2.4.4. Ruptura por punção

Este mecanismo é de difícil observação. À medida que a carga cresce, o movimento da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. O solo fora da área carregada praticamente não participa do processo, como representado na Figura 2.12**c**.

2.5. MODELOS DE SOLO PARA ANÁLISE DA INTERAÇÃO

Há dois modelos básicos para a representação do solo quando se deseja fazer uma análise de interação solo-estrutura. Pode-se idealizar o solo como um conjunto de molas de comportamento linear, o que constitui o chamado modelo de Winkler, ou como um meio contínuo.

2.5.1. Modelo de Winkler

O modelo Winkler é o mais simples que tem sido usado para o solo, em que se assume que o deslocamento superficial em qualquer ponto é diretamente proporcional à pressão aplicada:

$$q = k_v w \tag{2.21}$$

A constante de proporcionalidade k_v recebe as denominações de coeficiente de reação vertical, coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola. Sua determinação pode ser feita através de:

- ensaio de placa;
- uso de tabelas de valores típicos;
- cálculo do recalque de fundações reais.

No ensaio de placa obtém-se uma curva pressão–recalque. A inclinação do trecho inicial correspondente à faixa de pressões prevista é o próprio coeficiente de reação vertical ($k_{v,prim}$ na Figura 2.13). Caso seja desejado, pode-se tirá-lo do gráfico após ciclos de carga, representado por $k_{v,ur}$ na Figura 2.13. Usualmente refere-se a esse coeficiente como k_0 ou k_{s1} , indicando que foi obtido a partir de um ensaio de placa quadrada de 1 pé de lado.

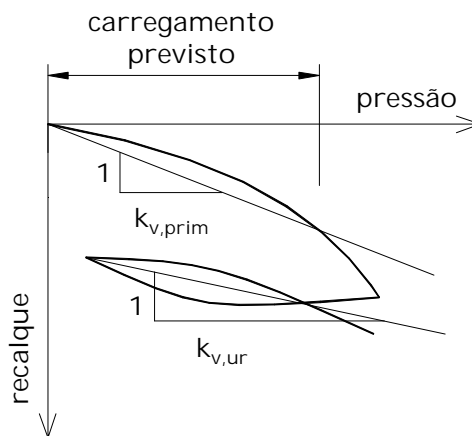


Figura 2.13 Gráfico construído com ensaios de placa para obtenção de k_v .

Valores típicos fornecidos na literatura podem ser utilizados como uma estimativa do coeficiente de reação. Na Tabela 2.4 são apresentados valores

de k_v para uma placa quadrada de 30,48 cm (1 ft) divulgados por Terzaghi⁵, aqui adaptados para unidades do SI.

Tabela 2.4 Valores de k_{s1} em MN/m³

ARGILA	Rija	Muito rija	Dura
q_u (MPa)	0,1 - 0,2	0,2 - 0,4	> 0,4
faixa de valores	16 - 32	32 - 64	> 64
valor proposto	24	48	96
AREIA	Fofa	Med. compacta	Compacta
faixa de valores	6 - 19	19 - 96	96 - 320
areia acima do nível da água	13	42	160
areia submersa	8	26	96

Já que esse coeficiente não é uma propriedade apenas do solo, mas uma resposta do solo a um carregamento aplicado por uma dada estrutura, os valores decorrentes de ensaios de placa ou fornecidos na literatura devem ser corrigidos em termos de dimensão e forma. Associando o solo a um meio elástico homogêneo e semi-infinito, pode-se escrever:

$$k_{v,B} = k_{v,b} \frac{b I_{s,b}}{B I_{s,B}} \quad (2.22)$$

em que: b = menor dimensão da placa;

B = menor dimensão da base da fundação;

I_s = fator de forma.

Os índices b e B da fórmula (2.22) referem-se à placa e à fundação, respectivamente. Valores para os fatores de forma podem ser retirados da tabela sugerida por PERLOFF⁶ apud VELLOSO & LOPES (1996):

⁵ TERZAGHI, K. (1955). Evaluation of coefficient of subgrade reaction. *Geotechnique*, v. 5, n. 4, p. 297-326.

⁶ PERLOFF, W. H. (1975). Pressure distribution and settlement. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H.-Y., ed. *Foundation engineering handbook*. New York, Van Nostrand Reinhold. Chap. 4.

Tabela 2.5 Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.

FORMA	FLEXÍVEL			RÍGIDO
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo L/B ^(*) = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

(*) L e B são as dimensões da base da fundação.

Segundo o AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1988), a passagem do k_{s1} , obtido do ensaio de placa, para o k_v , a ser utilizado no cálculo da fundação, pode ser feita com:

$$k_v = k_{s1} \left(\frac{b}{B} \right)^n \tag{2.23}$$

em que n varia entre 0,5 e 0,7. Se a espessura da camada compressível abaixo da fundação for menor que $4B$, deve-se adotar o limite inferior de n .

Resultados provenientes de ensaios de placa têm a limitação de neles ser solicitada apenas uma camada superficial do terreno, enquanto que as pressões provocadas por uma fundação real atingem uma profundidade bem maior.

A consideração das diversas camadas do solo e das diferentes solicitações pode ser feita com o cálculo do recalque de fundações reais. Neste caso, supõe-se a fundação rígida, submetida a um carregamento vertical igual ao somatório das cargas verticais. O recalque determinado com esse procedimento é denominado recalque médio (\bar{w}) e utilizado para obtenção do coeficiente de recalque da seguinte forma:

$$k_v = \frac{\bar{q}}{\bar{w}} \tag{2.24}$$

em que \bar{q} é o somatório das cargas verticais dividido pela área da fundação.

Há algumas correlações entre o coeficiente de reação vertical e ensaios *in situ*, como as que utilizam os valores de N provenientes do ensaio SPT. No entanto, essas correlações são fracas por ser grande a incerteza.

2.5.2. Meio contínuo

Para representar melhor a continuidade do solo, vários modelos contínuos têm sido desenvolvidos, desde os que consideram o solo como homogêneo, isotrópico e linearmente elástico até os mais complexos, que levam em conta a não-homogeneidade, a anisotropia e a não-linearidade do solo.

Para o caso elástico já foram desenvolvidas algumas soluções que podem ser aplicadas à análise de vigas e placas pela teoria da elasticidade. Soluções numéricas são requeridas nas demais situações e casos. Segundo VELLOSO & LOPES (1996), geralmente é desnecessária a consideração da não-linearidade do solo em projetos correntes.

Os parâmetros envolvidos na consideração do solo como meio elástico foram apresentados no item 2.2, bem como sua determinação em laboratório, no item subsequente.

2.6. INVESTIGAÇÃO DO SOLO

Heterogeneidade é uma característica marcante do solo. Portanto, a cada obra que se pretende construir é necessário conhecer as suas propriedades locais. Com esse objetivo são implementados os processos de investigação do solo, que compreendem principalmente a execução de poços, sondagens e ensaios. As sondagens podem ser a trado, à percussão, rotativas ou mistas, enquanto que os ensaios são usualmente o SPT (**Standard Penetration Test**), o CPT (**Cone Penetration Test**) e o pressiométrico.

As sondagens são executadas para o reconhecimento do solo, permitindo conhecer algumas características das suas camadas e o nível d'água.

Também permitem a retirada de amostras para ensaios em laboratório. Dentre os ensaios de campo, o SPT é o mais utilizado no Brasil e em grande parte dos demais países. Muitas correlações e métodos de previsão de recalques e capacidade de carga de fundações foram estabelecidos com base em seus resultados. Por esse motivo, será dada uma maior atenção a esse ensaio neste item.

Além disso, a NBR 6122 (1996) considera indispensáveis as sondagens de reconhecimento à percussão, as quais devem fornecer no mínimo a descrição das camadas atravessadas, os valores dos índices de resistência à penetração (N-SPT) e as posições dos níveis de água.

2.6.1. Ensaio de simples reconhecimento (SPT)

Normalizado pela NBR 6484 (1980), o ensaio é realizado a cada metro na sondagem à percussão ou mista. Consiste na cravação de um amostrador normatizado, chamado originalmente de Raymond-Terzaghi, por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em três conjuntos de golpes, para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais, desprezando-se, portanto, os primeiros 15 cm, embora o número de golpes para essa penetração seja também fornecido.

A norma de sondagem com SPT prevê que o relatório de sondagem apresente, junto com a classificação do solo, sua compacidade ou consistência de acordo com a tabela seguinte:

Tabela 2.6 Compacidade de solos granulares e consistência de solos argilosos de acordo com N-SPT.

SOLO	N	COMPACIDADE/CONSISTÊNCIA
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 — 8	Pouco compacta (o)
	9 — 18	Medianamente compacta (o)
	19 — 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 — 5	Mole
	6 — 10	Média (o)
	11 — 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Deve-se ter em mente que a energia efetivamente aplicada no ensaio SPT varia com o método de aplicação dos golpes. Portanto, a eficiência do SPT pode variar sensivelmente entre os ensaios executados em diversos países. Como consequência, é preciso ter cuidado ao utilizar tabelas e correlações elaboradas em países estrangeiros, sendo necessário proceder aos ajustes de eficiência, que podem ser feitos com a seguinte equação:

$$N_1 e_1 = N_2 e_2 \quad (2.25)$$

em que N_i são os valores de resistência à penetração obtidos com cada ensaio SPT e e_i são as eficiências.

No Brasil, quando o ensaio é rigorosamente executado de acordo com a NBR 6484, a eficiência é da ordem de 72%. O resultado assim obtido pode ser então indicado por N_{72} . Nos Estados Unidos a eficiência média é de aproximadamente 60% (obtem-se o N_{60}). Porém, é grande a variedade de equipamentos de execução do SPT, cujos valores de eficiência variam entre 40% e 95%.

Recentemente foram propostos, em âmbito nacional, alguns procedimentos adicionais com o objetivo de se obter mais dados deste ensaio, dada a sua importância no Brasil. Estes procedimentos consistem da aplicação de torque ao amostrador com vistas à estimativa do atrito lateral de estacas e na observação da penetração de um tubo que substitui o amostrador sob ação estática do peso de bater visando estimar a resistência de argilas muito moles.

O SPT será posteriormente utilizado na determinação dos parâmetros do solo, necessários para a realização das análises numéricas dos exemplos.

3. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

3.1. PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO

Segundo a NBR 6122 (1996), o dimensionamento de fundações pode ser feito tanto pelo processo das tensões admissíveis quanto pelo dos estados limites. Na prática, a diferença entre esses dois processos reside basicamente na adoção de coeficientes de segurança globais ou parciais, respectivamente.

No caso de tensões admissíveis, utiliza-se um único coeficiente de segurança, no qual estão embutidas todas as incertezas envolvidas no dimensionamento. Este coeficiente é aplicado à capacidade de carga do elemento de fundação, minorando-a. O resultado deste cálculo é a chamada carga admissível do elemento. As cargas para o projeto das fundações não sofrem majoração, ou seja, adotam-se os seus valores característicos.

Por sua vez, o processo de dimensionamento por estados limites faz uso de coeficientes de segurança parciais. Às cargas são aplicados coeficientes de majoração de acordo com a NBR 8681 (1984). O valor de cálculo da capacidade de carga do elemento de fundação é obtido ao ser feita uma minoração utilizando coeficientes de segurança parciais, cujos valores estão definidos na NBR 6122 (1996). Estes valores são função do método de determinação da capacidade de carga: a partir de provas de carga, métodos semi-empíricos ou empíricos, ou métodos teóricos.

O conceito de coeficientes de segurança parciais é relativamente novo na teoria do dimensionamento de fundações, tendo sido introduzido na norma de projeto e execução de fundações apenas na sua última revisão em 1996. Dimensionar a fundação por tensões admissíveis é prática mais comum atualmente, e é o processo que será utilizado neste trabalho, pois os dados do

solo que foram obtidos em empresas de sondagem são apropriados para esse processo e insuficientes para o cálculo por estados limites.

Dessa forma, para o projeto de uma fundação superficial torna-se necessário conhecer o valor da sua pressão admissível. A NBR 6122 (1996) a define como a “tensão aplicada por uma fundação superficial ao terreno, provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação”.

Diversos fatores estão envolvidos na determinação da tensão admissível de uma fundação superficial. Em especial destaca-se o tipo de solo em que ela se assenta.

Entende-se por fundação superficial (ou rasa, ou direta) os “elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação” (item 3.1 da NBR 6122).

Neste estudo será utilizada fundação em sapata, “elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim, pelo emprego da armadura” (item 3.2 da NBR 6122).

3.2. REGRAS PRÁTICAS

As fundações superficiais devem ser definidas por meio de dimensionamento geométrico e estrutural. Em seguida são apresentados os procedimentos de cálculo de acordo com ALONSO (1986).

3.2.1. Dimensionamento geométrico

Corresponde à determinação da área da base das sapatas e do seu arranjo no terreno da edificação. Neste dimensionamento devem ser consideradas as solicitações relativas a cargas centradas, excêntricas e horizontais.

A área da base de uma sapata solicitada por cargas centradas deve ser tal que a pressão transmitida ao terreno, admitida uniformemente distribuída, seja menor ou igual à pressão admissível. Para sapatas retangulares, determina-se a área da base a partir da expressão:

$$A = a \times b = \frac{V + pp}{\sigma_{adm}} \quad (3.1)$$

em que: A = área da base da sapata;
 a, b = dimensões da base da sapata;
 V = reação vertical na base do pilar;
 pp = peso próprio da sapata;
 σ_{adm} = pressão admissível no solo.

No entanto, o peso próprio da sapata é geralmente muito pequeno em relação às cargas advindas da superestrutura. Por tal motivo, é comum negligenciar esse valor, considerando que sua não utilização está dentro das imprecisões da estimativa da pressão admissível do solo (ALONSO, 1986). Além disso, costuma-se aumentar as dimensões calculadas para o múltiplo de 5 cm mais próximo, o que dá uma certa margem para a absorção de uma pequena parcela extra de carregamento. Assim, a expressão da área da base da sapata torna-se:

$$A = a \times b = \frac{V}{\sigma_{adm}} \quad (3.2)$$

Na Figura 3.1 pode ser visto um esquema de uma sapata genérica. As dimensões do pilar são representadas pelos valores a_0 e b_0 , enquanto c_1 e c_2 são os balanços da sapata nas duas direções ortogonais. A distância de 2,5 cm entre a face do pilar e o lado da base superior da sapata corresponde à espessura da forma. Antes da confecção da sapata, a superfície do solo deve ser regularizada com uma camada de aproximadamente 5 cm de concreto magro.

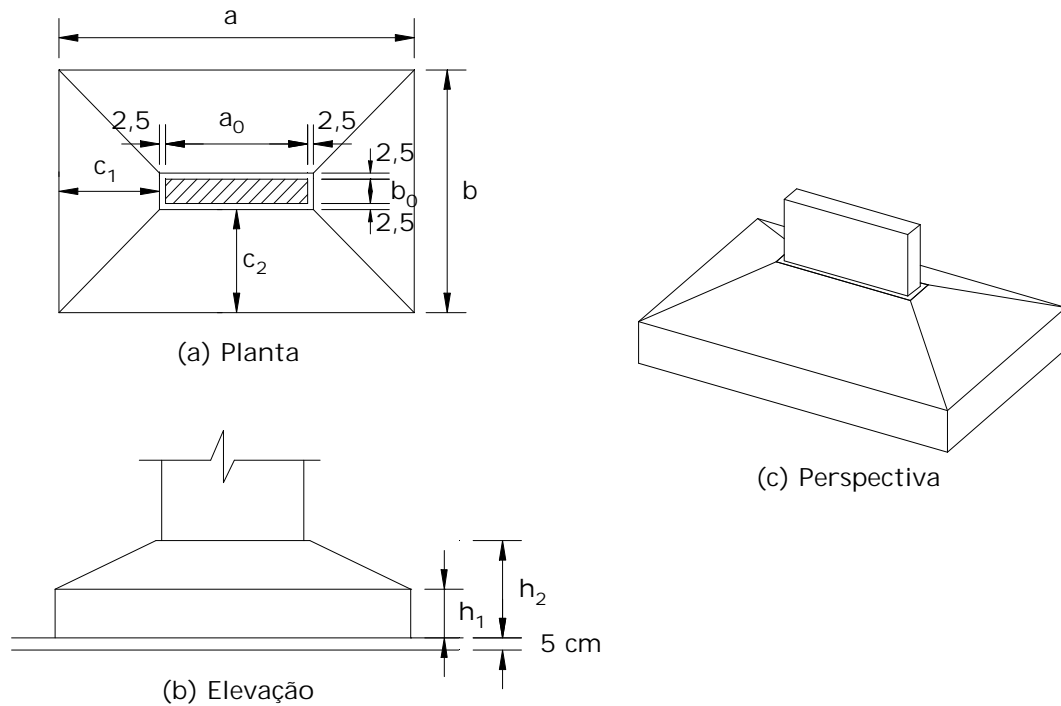


Figura 3.1 Esquema de uma sapata isolada.

Por motivos econômicos, é interessante que os valores **a** e **b** sejam escolhidos de forma a que os balanços da sapata, em relação às faces do pilar, sejam iguais nas duas direções, ou seja, $c_1 = c_2 = c$. Assim, distinguem-se três casos principais de formas do pilar:

3.2.1.1. Pilar de seção transversal quadrada ou circular

Neste caso, a sapata mais indicada possui forma quadrada em planta. Não havendo limitação de espaço, seu lado é dado por:

$$a = \sqrt{\frac{V}{\sigma_{adm}}} \tag{3.3}$$

3.2.1.2. Pilar de seção transversal retangular

Quando não há limitação de espaço, pode-se escrever de acordo com a Figura 3.1 **a**:

$$a \times b = \frac{V}{\sigma_{adm}} \tag{3.4}$$

$$\left. \begin{aligned} a - a_0 &= 2c \\ b - b_0 &= 2c \end{aligned} \right\} \therefore a - b = a_0 - b_0 \tag{3.5}$$

3.2.1.3. Pilar de seção transversal poligonal qualquer

Faz-se a substituição do pilar real por um fictício, de seção retangular, que o circunscribe e cujo centro de gravidade coincide com o centro de carga do pilar em questão. Dessa forma, recai-se no caso anterior.

3.2.1.4. Sapata associada

O centro geométrico da base de uma sapata associada deve estar na mesma vertical do centro de carga dos pilares envolvidos. No caso de apenas dois pilares, faz-se a sapata com uma viga de rigidez, cujo eixo coincide com a linha que interliga os dois pilares, como exemplificado na Figura 3.2.

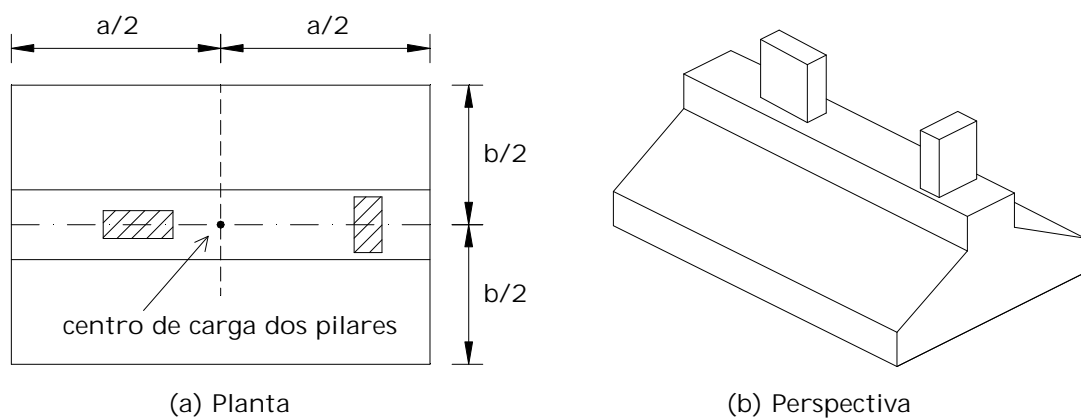


Figura 3.2 Esquema de uma sapata associada com viga de rigidez.

Visando o dimensionamento mais econômico, as dimensões **a** e **b** da sapata são determinadas a partir da análise de duas lajes em balanço de vão **b/2** submetidas a uma carga uniformemente distribuída de valor s_{adm} , e de uma viga simplesmente apoiada nos pilares, à qual se aplica uma carga $p = s_{adm} \times b$.

Geralmente, a análise da viga é preponderante no dimensionamento quando se almeja maior economia. Portanto, deve-se dar atenção à obtenção de momentos negativos aproximadamente iguais em módulo aos positivos, na viga.

Para o caso de sapata associada com mais de dois pilares não colineares, deve-se também projetar a base da sapata de forma a colocar o seu centro de gravidade na mesma vertical do centro de carga dos pilares. As dimensões da sapata devem ser tais que propiciem a transmissão de pressões uniformemente distribuídas ao solo na interface com sua base. Por esse motivo, sapatas associadas são projetadas como rígidas.

De acordo com a maioria dos autores, é recomendável evitar, sempre que possível, soluções em sapata associada por serem mais onerosas que as sapatas isoladas.

3.2.1.5. Sapata submetida a momento

Nos casos em que, além da carga vertical, atua ainda um momento na sapata, este deve ser transformado em uma excentricidade da carga vertical para fins de cálculo. Essa excentricidade deve estar contida no núcleo central da sapata. Assim, dado o momento M determina-se a excentricidade:

$$e = \frac{M}{V} \quad (3.6)$$

$$e \leq \frac{a}{6} \quad (3.7)$$

Nesse caso, as tensões máxima e mínima aplicadas ao solo serão:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} \end{array} \right\} = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right) \quad (3.8)$$

Essas tensões devem ser tais que:

$$\sigma_{\text{máx}} \leq 1,3\sigma_{\text{adm}} \quad (3.9)$$

$$\frac{\sigma_{\text{máx}} + \sigma_{\text{mín}}}{2} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (3.10)$$

3.2.2. Dimensionamento estrutural

Nesta parte do dimensionamento são determinadas as alturas das sapatas e suas armaduras. No caso específico deste trabalho, não há interesse no detalhamento das peças. Portanto, neste item será abordado somente o cálculo das alturas.

Sapatas flexíveis são dimensionadas à flexão analogamente às placas, com verificação de cisalhamento devido à flexão e ao puncionamento.

As sapatas rígidas, objetos do estudo deste trabalho, são dimensionadas através do método das bielas e tirantes. Para a dimensão d da sapata, como vista na Figura 3.3, adota-se o maior dentre os seguintes valores:

$$d \geq \begin{cases} \frac{a - a_0}{4} \\ \frac{b - b_0}{4} \\ 1,44 \sqrt{\frac{V}{\sigma_c}} \end{cases} \quad (3.11)$$

$$\text{em que: } \sigma_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{1,96}$$

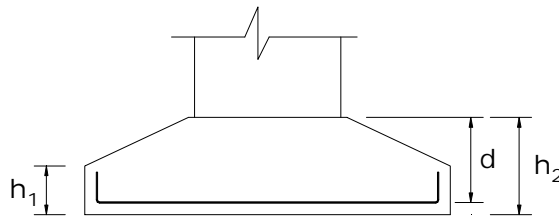


Figura 3.3 Dimensionamento estrutural de uma sapata rígida.

O cobrimento inferior da armadura normalmente adotado é de 5 cm. Portanto, $h_2 = d + 5 \text{ cm}$. A dimensão h_1 é determinada de acordo com o comprimento de ancoragem da armadura.

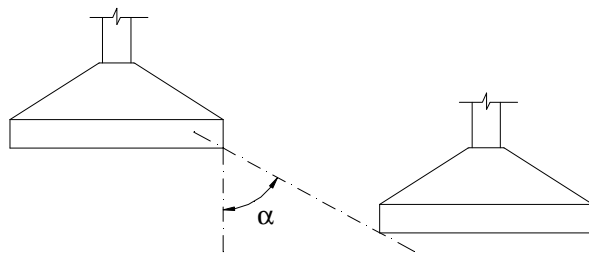
Para fins de dimensionamento estrutural, as pressões abaixo da fundação podem ser admitidas como uniformemente distribuídas, exceto quando

a fundação é apoiada sobre rocha, caso em que se deve utilizar o diagrama de distribuição correspondente presente na NBR 6122 (1996).

3.2.3. Disposições construtivas da NBR 6122 (1996)

Em planta, as sapatas não devem ter dimensão inferior a 60 cm.

No caso de fundações próximas, porém situadas em cotas diferentes, a reta de maior declive que passa pelos seus bordos deve fazer, com a vertical, um ângulo α como mostrado na Figura 3.4, com os seguintes valores:



solos pouco resistentes: $\alpha \geq 60^\circ$

solos resistentes: $\alpha = 45^\circ$

rochas: $\alpha = 30^\circ$

Figura 3.4 Situação de fundações próximas, mas em cotas diferentes.

3.3. FUNDAÇÕES DOS EDIFÍCIOS ANALISADOS

Os edifícios analisados neste trabalho são projetos reais, mas não necessariamente possuem fundação direta, pois o tipo de fundação não é uma variável considerada normalmente na concepção das estruturas. Portanto, para cada exemplo, foram dimensionadas as sapatas de todos os seus pilares de acordo com as regras práticas de projeto apresentadas anteriormente e seguindo o método das tensões admissíveis. Todos os exemplos de edifícios foram cedidos pela TECSOF ENGENHARIA DE ESTRUTURAS.

Para o cálculo das cargas na fundação de cada exemplo foram utilizados os resultados das análises dos pavimentos do edifício, em que se encontravam as cargas nos pilares. Portanto, a carga na base de cada pilar pôde ser obtida como a soma das cargas deste pilar em todos os pavimentos. Frisa-se aqui que essas cargas são valores característicos.

Imaginou-se que os edifícios foram projetados para um determinado maciço, composto por uma camada de solo arenoso, cujo valor da tensão admissível é 343 kPa (3,5 kgf/cm²).

Nos itens a seguir serão apresentadas as fundações dos edifícios analisados com suas respectivas planilhas de cálculo.

3.3.1. Edifício Maison Versailles

Este exemplo é uma edificação constituída de 21 pavimentos, divididos entre térreo, 16 pavimentos tipo, 2 de cobertura e 2 pavimentos adicionais correspondentes ao barrilete e ao reservatório elevado de água. Chegam à sua fundação 22 pilares, conforme a Figura 3.5:

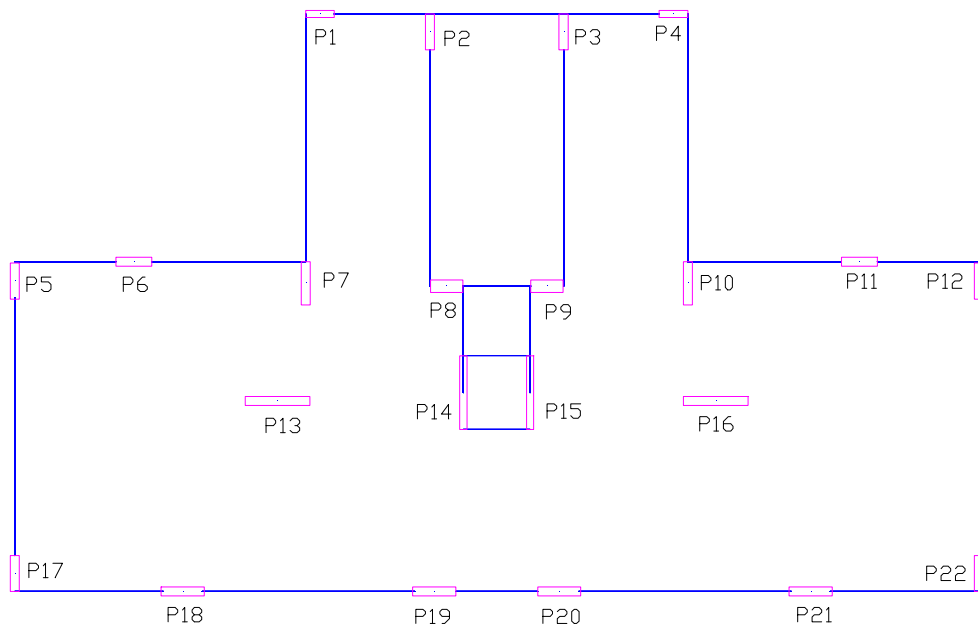


Figura 3.5 Planta baixa do ed. Maison Versailles com seus pilares e eixos das vigas principais.

As sapatas foram dimensionadas para cargas centradas, uma vez que a máxima excentricidade calculada na fundação foi de apenas 2 cm. A seguir encontra-se a planilha utilizada no projeto das sapatas, em que se pode ver as cargas transferidas à fundação por cada pilar, a área da base da sapata necessária, as dimensões dos pilares e as dimensões adotadas para as bases das sapatas e suas alturas conforme a Figura 3.3.

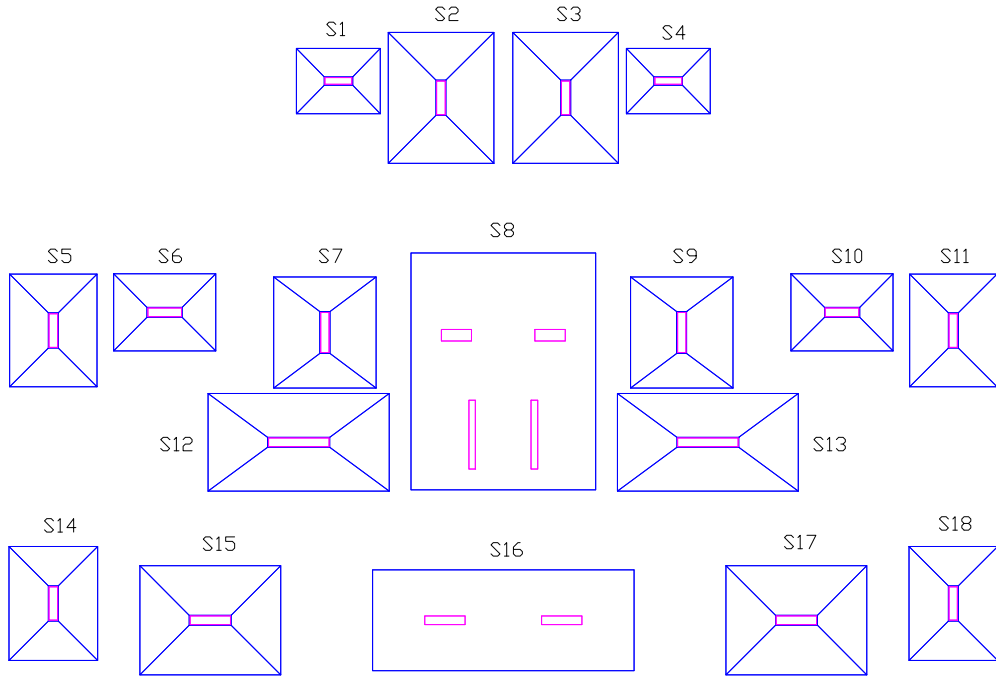
Tabela 3.1 Fundação do edifício Maison Versailles.

	CARGA NA	ÁREA DA	PILAR		SAPATA		h_2	h_1
	FUNDAÇÃO (kN)	SAPATA (m ²)	a_0 (cm)	b_0 (cm)	a (m)	b (m)	(m)	(m)
P 1	1704,16	4,96	20	80	1,95	2,50	0,65	0,30
P 2	4191,66	12,21	25	100	3,15	3,90	0,95	0,35
P 3	4137,19	12,05	25	100	3,15	3,90	0,95	0,35
P 4	1546,61	4,50	20	80	1,95	2,50	0,65	0,30
P 5	3022,75	8,80	25	100	2,60	3,35	0,85	0,30
P 6	2388,36	6,96	25	100	2,30	3,05	0,75	0,30
P 7	3445,17	10,03	25	120	3,05	3,30	0,90	0,30
P 8	4236,65	12,34	35	90	7,05	5,50	1,00	1,00
P 9	4204,17	12,24	35	90				
P 10	3379,89	9,84	25	120	3,05	3,30	0,90	0,30
P 11	2392,09	6,97	25	100	2,30	3,05	0,75	0,30
P 12	2996,41	8,73	25	100	2,60	3,35	0,85	0,30
P 13	5393,85	15,71	25	180	2,90	5,40	1,10	0,40
P 14	2424,81	7,06	20	205				
P 15	2399,58	6,99	20	205				
P 16	5397,42	15,72	25	180	2,90	5,40	1,10	0,40
P 17	3099,81	9,03	25	100	2,65	3,40	0,85	0,30
P 18	4631,90	13,49	25	120	3,25	4,20	1,00	0,35
P 19	4018,94	11,71	25	120	3,00	7,80	0,95	0,95
P 20	4016,85	11,70	25	120				
P 21	4651,12	13,55	25	120	3,25	4,20	1,00	0,35
P 22	3108,98	9,05	25	100	2,65	3,40	0,85	0,30

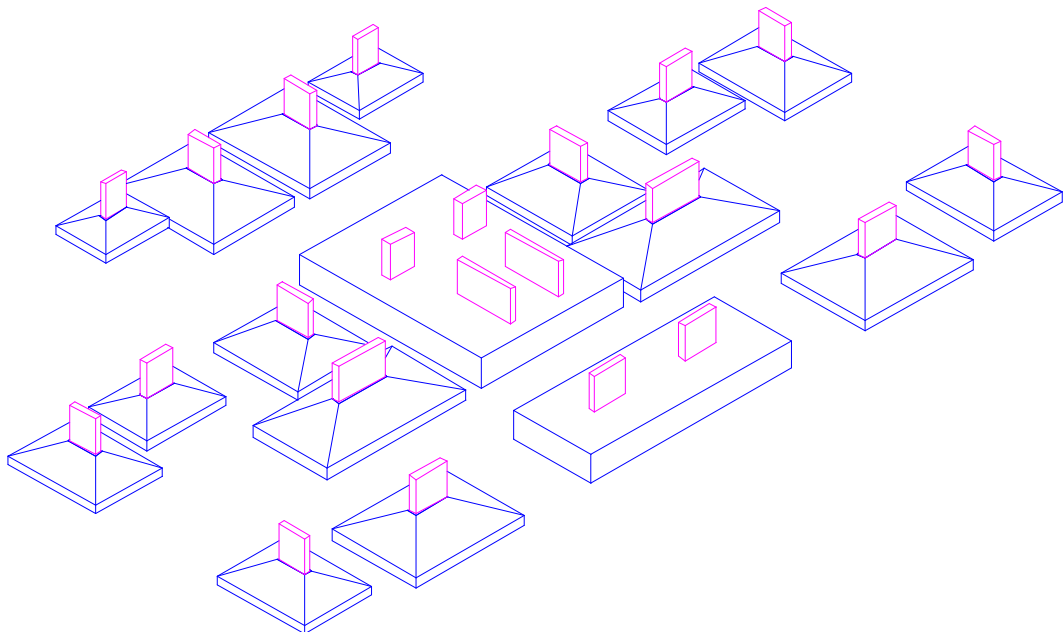
Todos os valores adotados para as dimensões das sapatas foram arredondados para múltiplos de 5 cm. Essa prática é bastante comum por simplificar o trabalho de locação da fundação no terreno. Seguiu-se ao máximo o procedimento para o dimensionamento mais econômico como descrito anteriormente neste capítulo. Entretanto, algumas sapatas tiveram suas dimensões alteradas para evitar superposição.

Nos casos em que a superposição não pôde ser evitada, foi necessária a adoção de sapatas associadas. Na fundação deste exemplo encontram-se duas delas: uma recebe as cargas dos pilares P8, P9, P14 e P15, enquanto que a outra é responsável pela transferência ao solo das cargas provenientes dos pilares P19 e P20. Ambas foram projetadas de forma a ter os centróides de suas bases nas mesmas verticais dos respectivos centros de cargas dos pilares que nelas chegam.

A seguir são apresentadas duas ilustrações que permitem uma melhor compreensão do projeto desta fundação.



(a) Planta baixa



(b) Perspectiva

Figura 3.6 Fundação do edifício Maison Versailles.

3.3.2. Edifício Manhattan

Este edifício é composto de 13 pavimentos tipo e possui 27 pilares, conforme a Figura 3.7.

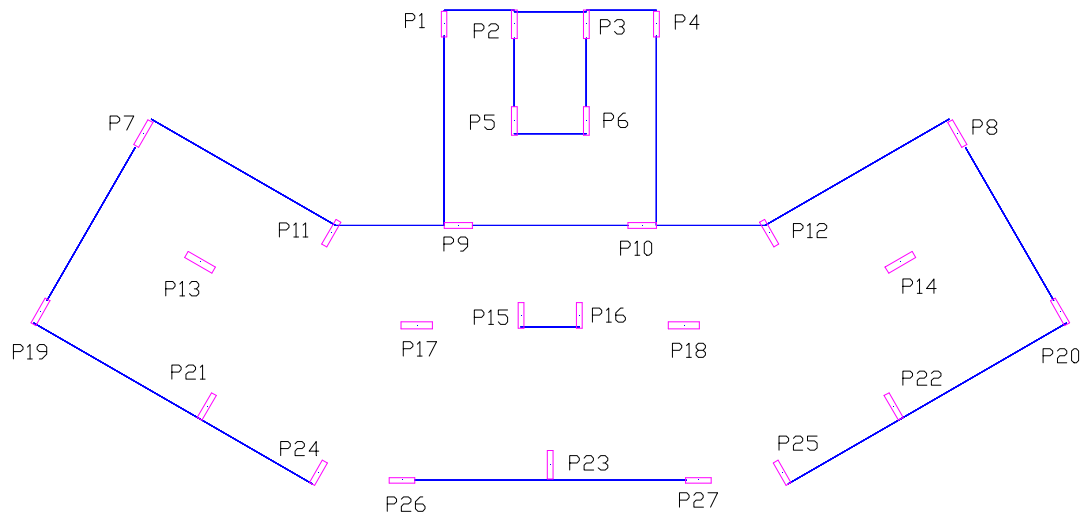


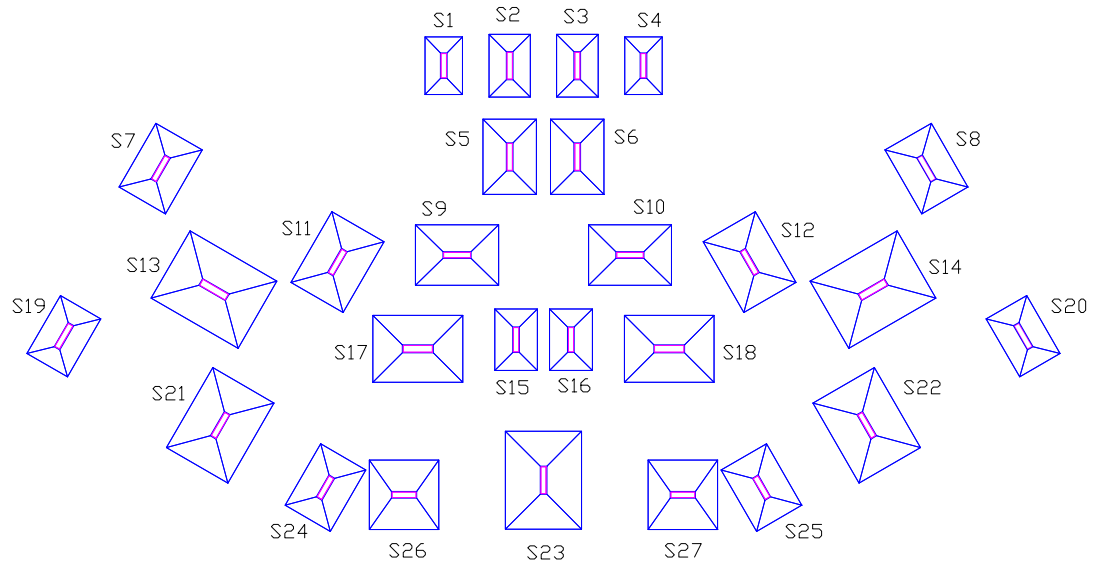
Figura 3.7 Planta baixa do ed. Manhattan com seus pilares e eixos das vigas principais.

Na planilha seguinte encontram-se as cargas transmitidas à fundação, a área da base da sapata necessária, as dimensões dos pilares e as dimensões calculadas para as sapatas. Não foi necessário o projeto de sapatas associadas, havendo apenas uma pequena modificação em relação às dimensões mais econômicas das sapatas dos pilares P24 e P25 para evitar superposição.

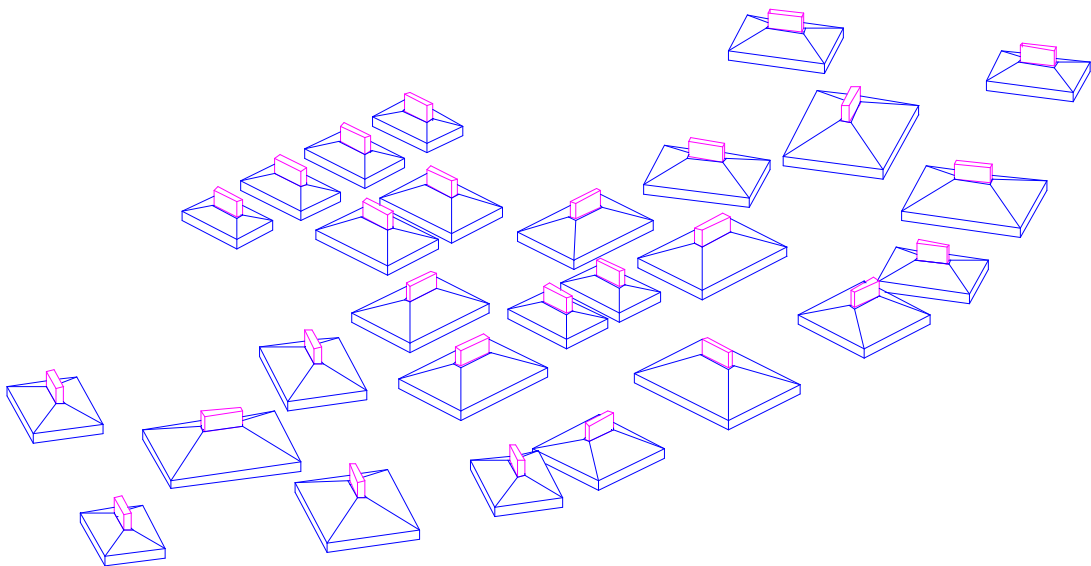
Tabela 3.2 Fundação do edifício Manhattan.

	CARGA NA	ÁREA DA	PILAR		SAPATA		h_2	h_1
	FUNDAÇÃO (kN)	SAPATA (m ²)	a_0 (cm)	b_0 (cm)	a (m)	b (m)	(m)	(m)
P 1	1031,72	3,00	20	90	1,40	2,15	0,50	0,30
P 2	1216,64	3,54	20	100	1,55	2,35	0,55	0,30
P 3	1216,64	3,54	20	100	1,55	2,35	0,55	0,30
P 4	1031,72	3,00	20	90	1,40	2,15	0,50	0,30
P 5	1926,98	5,61	20	100	2,00	2,80	0,70	0,30
P 6	1926,98	5,61	20	100	2,00	2,80	0,70	0,30
P 7	1851,74	5,39	20	100	2,00	2,75	0,65	0,30
P 8	1851,74	5,39	20	100	2,00	2,75	0,65	0,30
P 9	2392,46	6,97	100	20	3,10	2,25	0,75	0,30
P 10	2392,46	6,97	100	20	3,10	2,25	0,75	0,30
P 11	2338,90	6,81	20	100	2,25	3,05	0,75	0,30
P 12	2338,90	6,81	20	100	2,25	3,05	0,75	0,30
P 13	3723,88	10,85	110	25	3,75	2,90	0,90	0,30
P 14	3723,88	10,85	110	25	3,75	2,90	0,90	0,30
P 15	1261,27	3,67	20	90	1,60	2,30	0,55	0,30
P 16	1261,27	3,67	20	90	1,60	2,30	0,55	0,30
P 17	2892,38	8,42	110	25	3,35	2,50	0,80	0,30
P 18	2892,38	8,42	110	25	3,35	2,50	0,80	0,30
P 19	1476,80	4,30	20	100	1,75	2,50	0,60	0,30
P 20	1476,80	4,30	20	100	1,75	2,50	0,60	0,30
P 21	3115,56	9,07	20	100	2,65	3,45	0,85	0,30
P 22	3115,56	9,07	20	100	2,65	3,45	0,85	0,30
P 23	3558,09	10,36	20	100	2,85	3,65	0,90	0,30
P 24	1770,12	5,16	20	90	1,95	2,65	0,65	0,30
P 25	1770,12	5,16	20	90	1,95	2,65	0,65	0,30
P 26	2318,50	6,75	90	20	2,60	2,60	0,75	0,30
P 27	2318,50	6,75	90	20	2,60	2,60	0,75	0,30

Logo em seguida, a Figura 3.8 apresenta a fundação projetada.



(a) Planta baixa



(b) Perspectiva

Figura 3.8 Fundação do edifício Manhattan.

4. MODELAGEM

Neste capítulo são apresentadas as modelagens dos edifícios para fins de análise numérica, feita com a aplicação do programa computacional produzido por RAMALHO (1990). Cada exemplo teve sua superestrutura representada por um pórtico tridimensional e o conjunto subestrutura-macício de solos modelado a partir do elemento sapata rígida.

Inicialmente comenta-se sobre os elementos utilizados na discretização dos edifícios, compreendendo os elementos barra e sapata rígida. Este último sofreu uma alteração para adequar-se melhor ao problema da interação solo-estrutura, o que é discutido no item a ele referente. Após este embasamento em relação aos elementos, cada exemplo é apresentado para que se verifiquem suas características.

4.1. SUPERESTRUTURA

Os elementos do tipo barra, que compõem os pórticos tridimensionais utilizados na representação das superestruturas dos edifícios analisados, são elementos finitos lineares com dois nós localizados em suas extremidades e seis graus de liberdade por nó: três translações e três rotações segundo os eixos ortogonais que definem o espaço tridimensional. Sua formulação pode ser encontrada em PRZEMIENIECKI⁷ apud RAMALHO (1990).

⁷ PRZEMIENIECKI, J. S. (1971). *Theory of matrix structural analysis*. Tokyo, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd.

Três parâmetros devem ser fornecidos para a caracterização do material das barras:

E = módulo de elasticidade longitudinal;

ν = coeficiente de Poisson;

γ = peso específico (opcional).

Quanto às propriedades das seções, são dados de entrada do programa:

A = área da seção transversal;

I_t = momento de inércia à torção;

I_2 = momento de inércia em torno do eixo x_2 ;

I_3 = momento de inércia em torno do eixo x_3 .

O elemento aceita ainda como dados opcionais variáveis de área resistente à cortante e módulo de resistência à flexão. Entretanto, neste estudo não há interesse no uso dessas variáveis. Um esquema do elemento com seus eixos de coordenadas locais pode ser visto na Figura 4.1. O eixo x_1 é coincidente com o eixo do elemento. A direção do eixo x_2 é definida pelo usuário e o eixo x_3 é adotado de forma a completar o sistema de eixos ortogonais local.

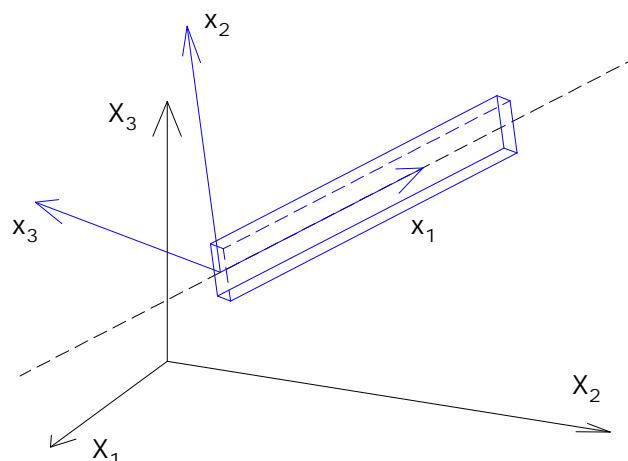


Figura 4.1 Elemento barra com seu sistema de coordenadas locais.

Compõem o pórtico que representa a superestrutura todos os pilares do edifício e suas vigas principais, ou seja, aquelas que se apoiam apenas em pilares. Os pilares são divididos em tantas barras quantos forem os pavimentos da edificação, enquanto que cada tramo de viga corresponde a uma barra. As lajes são consideradas diafragmas rígidos, o que se faz através do recurso de nó mestre.

4.2. SUBESTRUTURA E MACIÇO DE SOLOS

Esta parte do sistema envolvido no problema de interação solo-estrutura é representado através do elemento sapata rígida. Vale ressaltar que este elemento foi desenvolvido com o intuito de possibilitar a análise interativa de maneira bastante prática, propiciando uma fácil entrada de dados e exigindo poucos recursos computacionais.

O elemento é composto de uma ou mais sapatas perfeitamente rígidas, cada uma ligada a um ponto nodal da superestrutura. Caso se tenha mais de uma sapata, automaticamente é considerada a interação entre elas. O programa realiza a discretização das sapatas e determina todos os parâmetros necessários para a montagem de um sistema de equações utilizando o método dos elementos de contorno. As matrizes de rigidez referentes a cada centróide de sapata são calculadas e transportadas para os correspondentes pontos nodais da superestrutura.

Obrigatoriamente, a sapata deve ter base retangular, pois foi esta a forma adotada na sua formulação. Para a definição da sua geometria é preciso então fornecer os seguintes valores ao programa:

- dX_1, dX_2, dX_3 = distâncias entre o nó da superestrutura e o centróide da base da sapata, segundo os eixos globais $X_1, X_2,$ e X_3 ;
- β = ângulo entre eixo global X_1 e o local x_1 , positivo no sentido horário;
- C_1, C_2 = dimensões da base da sapata segundo os eixos locais x_1 e x_2 .

Na Figura 4.2 pode-se visualizar esses parâmetros. Os eixos locais têm origem no centróide da sapata e são paralelos aos seus lados. As sapatas, representadas como o plano de suas bases, estão contidas num plano paralelo ao definido pelo eixos globais X_1 e X_2 .

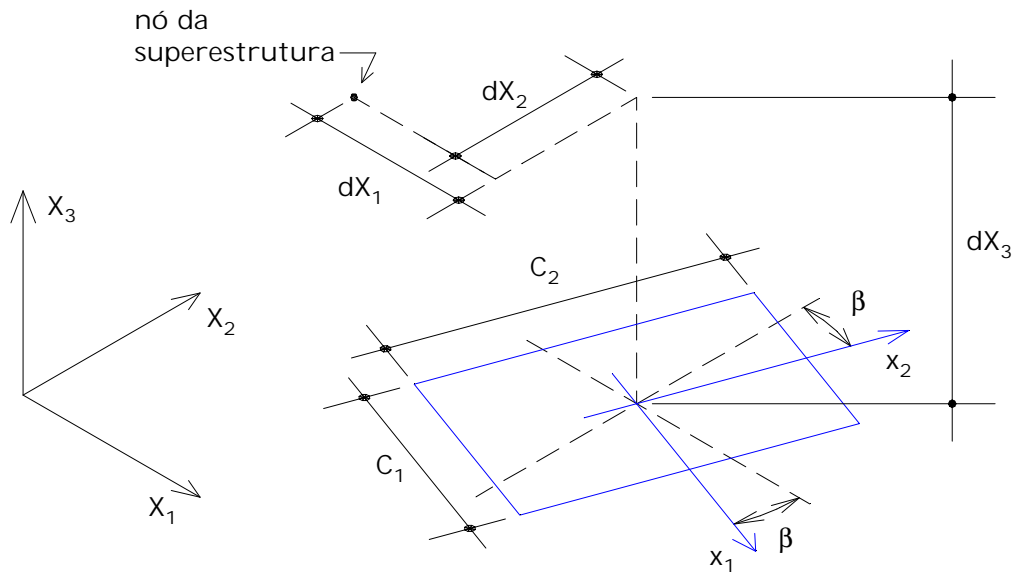


Figura 4.2 Geometria da sapata.

Na formulação do elemento, o solo era originalmente considerado como um meio contínuo, semi-infinito, elástico, linear, isotrópico, e homogêneo. Entretanto, um domínio como o solo visto como semi-infinito acarreta uma majoração na determinação dos recalques, já que não existe impedimento a deslocamentos verticais em ponto algum do meio.

Contudo, está sempre presente no solo, a uma certa profundidade, uma camada que pode ser considerada indeslocável para o nível de carregamento em questão. Essa camada pode ser, por exemplo, rocha ou um solo muito compacto.

4.2.1. Modificação do elemento sapata rígida

Para que seja levada em consideração a posição dessa camada indeslocável do solo e, portanto, seja feita uma análise mais realista do problema, foi introduzida uma modificação no elemento sapata rígida. A alteração consiste na definição da profundidade de uma superfície indeslocável, correspondente à superfície superior da camada rígida, devendo ser aproximada como horizontal por força de adaptação ao programa utilizado.

Com tal finalidade, foi aplicado o recurso proposto por STEINBRENNER⁸, descrito a seguir:

Quando um meio contínuo, semi-infinito, isotrópico, homogêneo e elástico é carregado na sua superfície livre, os deslocamentos provocados na linha de ação da força resultante variam com a profundidade segundo o gráfico da Figura 4.3. A curva tende ao valor zero a uma distância infinita do ponto de aplicação da carga. Essa configuração dos deslocamentos corresponde à solução de BOUSSINESQ (1885), que é um caso específico de MINDLIN (1936) para carregamentos na superfície livre. Neste trabalho foi usada a solução mais geral, de Mindlin, cuja formulação está incluída no programa.

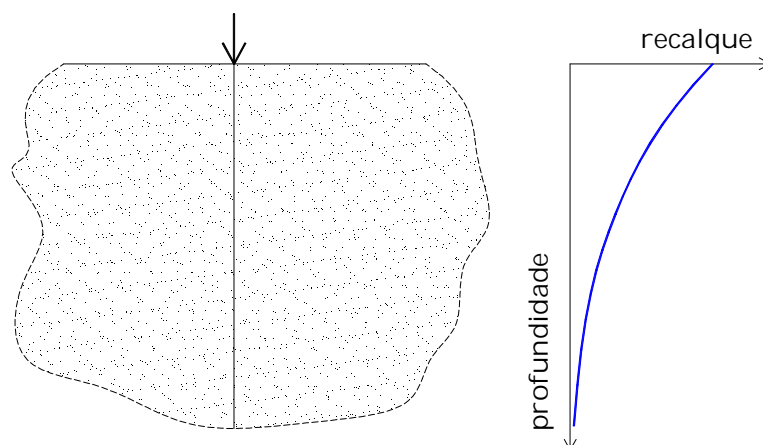


Figura 4.3 Curva recalque–profundidade para meio contínuo, semi-infinito, isotrópico, homogêneo, elástico.

⁸ STEINBRENNER, W. (1934). Tafeln zur setzungenberechnung. *Die Strasse*, v. 1.

Havendo uma camada indeslocável a uma certa profundidade no interior do solo, o deslocamento na sua superfície deve ser nulo. Seguindo esse raciocínio, Steinbrenner propôs a imposição do valor zero ao recalque naquela superfície, sendo necessária a correção dos deslocamentos dos demais pontos do meio. Para cada ponto, a correção deve ser feita simplesmente subtraindo do valor calculado para o seu deslocamento aquele inicialmente determinado para o ponto da superfície indeslocável situado na sua mesma vertical, conforme o esquema da Figura 4.4.

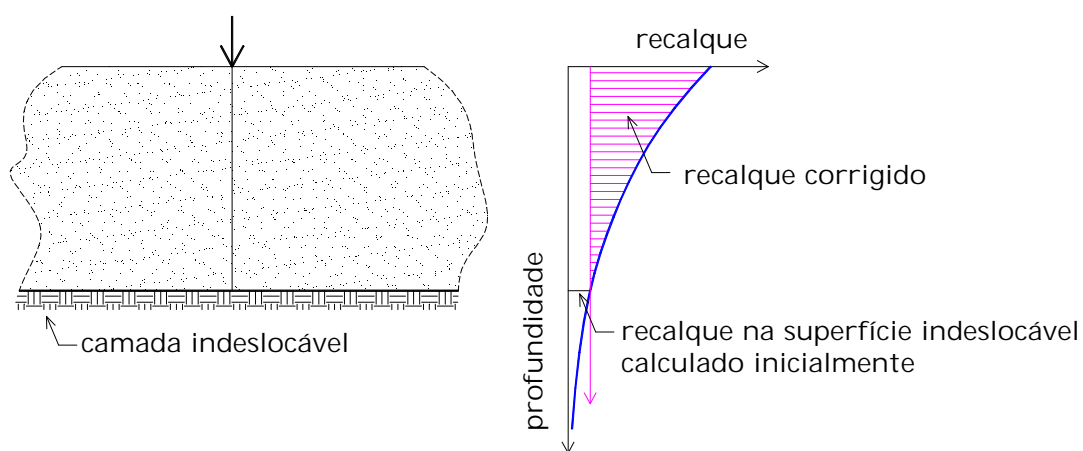


Figura 4.4 Correção dos recalques quando da presença de camada indeslocável segundo artifício de Steinbrenner.

Para uma melhor compreensão da modificação realizada faz-se necessária uma breve introdução sobre o equacionamento e as soluções fundamentais do problema elástico tridimensional.

4.2.1.1. Equacionamento do problema elástico

Definido um corpo $\Omega + \Gamma$, em que Ω é uma região tridimensional aberta e Γ é seu contorno, constituído de material elástico, linear e isotrópico caracterizado pelo módulo de elasticidade (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν), escrevem-se as equações de equilíbrio segundo a teoria da elasticidade, usando notação indicial:

$$\sigma_{ij,j} + b_i = 0 \tag{4.1}$$

em que σ_{ij} são componentes de tensão e b_i forças de volume.

As relações tensão–deformação de acordo com a lei de Hooke podem ser escritas como:

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G\varepsilon_{ij} \quad (4.2)$$

em que: ε_{ij} são as deformações;

δ_{ij} é o delta de Kronecker, cujo valor é nulo se $i \neq j$ e 1 se $i = j$;

λ e G são, respectivamente, a constante de Lamé e o módulo de elasticidade transversal, definidos por:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

As relações entre as deformações e os deslocamentos u_i são da seguinte forma:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (4.3)$$

Finalmente, para definir o problema elástico, basta determinar as condições de contorno para um ponto $Q \in \Gamma$:

$$u_i(Q) = \bar{u}_i(Q) \quad (4.4)$$

$$p_i(Q) = \bar{p}_i(Q) \quad (4.5)$$

em que u_i e p_i são deslocamentos e forças de superfície prescritos no contorno.

Manipulando adequadamente as equações (4.1) a (4.3), chega-se à equação diferencial do problema elástico em termos de deslocamentos ou equação de Navier, cuja solução permite o cálculo de todos os parâmetros importantes para o caso de domínio tridimensional:

$$u_{j,ii} + \frac{1}{1 - 2\nu} u_{i,ij} + \frac{1}{G} b_j = 0 \quad (4.6)$$

4.2.1.2. Solução fundamental de Mindlin

Na formulação das equações integrais do problema elástico é necessária a utilização de uma solução fundamental da equação diferencial (4.6). Considerando os pontos \mathbf{s} e \mathbf{q} pertencentes a um domínio Ω^* , que contém o domínio Ω , essa solução pode ser entendida fisicamente como as respostas em \mathbf{q} pela aplicação de forças concentradas F_i^* em \mathbf{s} .

Para cada domínio com diferentes condições de contorno tem-se uma solução distinta. Dessa forma, há a solução de Kelvin para o meio infinito, a de Mindlin para domínio semi-infinito, e a de Boussinesq-Cerruti, que pode ser compreendida como um caso particular de Mindlin, em que as cargas são aplicadas na superfície livre.

Neste trabalho foi utilizada a solução fundamental de Mindlin, que abrange as situações contempladas por Boussinesq-Cerruti. A solução é obtida a partir da equação de Navier do problema fundamental:

$$u_{j,ii}^* + \frac{1}{1-2\nu} u_{i,ij}^* + \frac{1}{G} \Delta(\mathbf{s}, \mathbf{q}) F_j^* = 0 \quad (4.7)$$

Na formulação matemática da equação anterior as forças de volume foram substituídas pela expressão:

$$b_j^*(\mathbf{q}) = \Delta(\mathbf{s}, \mathbf{q}) F_j^*(\mathbf{s}) \quad (4.8)$$

em que $\Delta(\mathbf{s}, \mathbf{q})$, delta de Dirac, é definido como:

$$\begin{aligned} \Delta(\mathbf{s}, \mathbf{q}) &= 0 & \text{se } \mathbf{s} \neq \mathbf{q} \\ \Delta(\mathbf{s}, \mathbf{q}) &= \infty & \text{se } \mathbf{s} = \mathbf{q} \\ \int_V \Delta(\mathbf{s}, \mathbf{q}) dV &= 1 \end{aligned}$$

Representando os deslocamentos u_i^* que acontecem no ponto \mathbf{q} devidos às forças aplicadas no ponto \mathbf{s} tem-se:

$$u_i^*(\mathbf{q}) = U_{ji}^*(\mathbf{s}, \mathbf{q}) F_j^*(\mathbf{s}) \quad (4.9)$$

em que no tensor U_{ji}^* , o primeiro índice corresponde à direção da carga unitária e o segundo à componente do deslocamento, como visualizado na Figura 4.5. As

forças de superfície estão sendo aqui esquecidas por não fazerem parte da solução utilizada no programa.

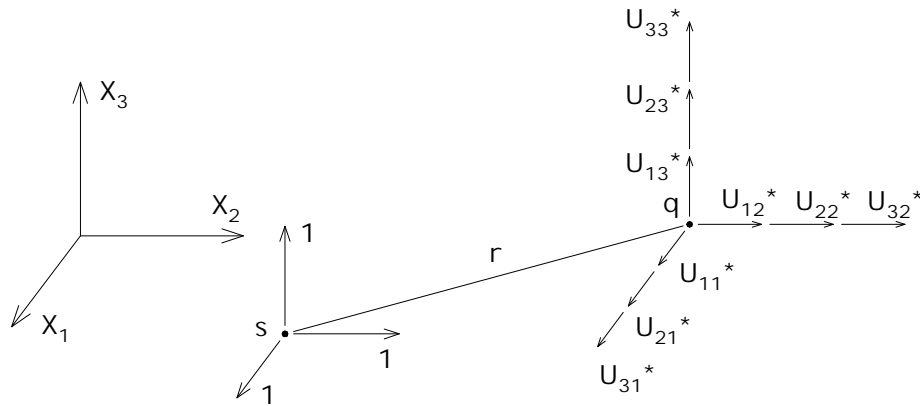


Figura 4.5 Componentes do tensor de deslocamentos fundamentais.

Na forma matricial, o tensor dos deslocamentos fundamentais para o problema tridimensional pode ser escrito como:

$$U_{ji}^*(s, q) = \begin{bmatrix} U_{11}^* & U_{12}^* & U_{13}^* \\ U_{21}^* & U_{22}^* & U_{23}^* \\ U_{31}^* & U_{32}^* & U_{33}^* \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

A seguir são apresentadas as expressões de cada uma das componentes do tensor acima determinadas por Mindlin para o domínio semi-infinito, elástico, linear, homogêneo e isotrópico. O ponto s , onde são aplicadas as cargas, está contido no interior do domínio a uma profundidade C medida a partir da superfície livre, conforme esquematizado na Figura 4.6.

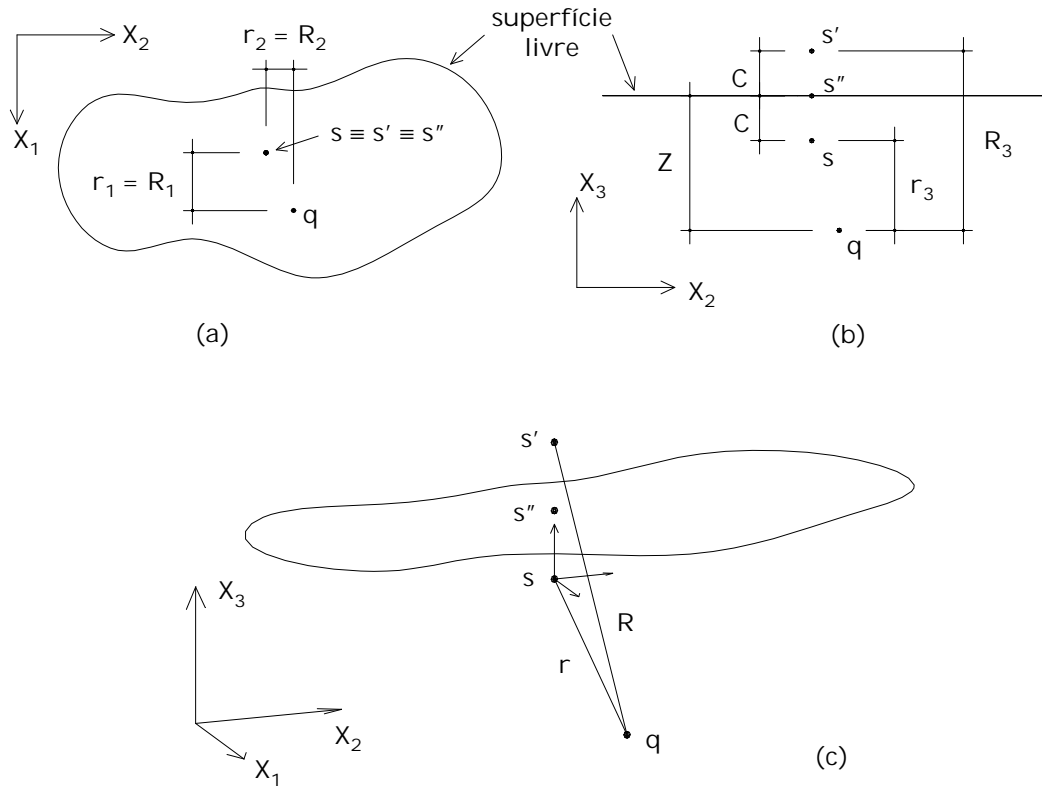


Figura 4.6 Espaço semi-infinito de Mindlin. (a) Vista segundo plano X_1X_2 . (b) Vista segundo plano X_2X_3 . (c) Perspectiva.

$$U_{11}^* = K_d \left\{ \frac{3-4\nu}{r} + \frac{1}{R} + \frac{r_1^2}{r^3} + \frac{(3-4\nu)r_1^2}{R^3} + \frac{2CZ}{R^3} \left(1 - \frac{3r_1^2}{R^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R+R_3} \left[1 - \frac{r_1^2}{R(R+r_3)} \right] \right\} \quad (4.11)$$

$$U_{12}^* = K_d r_1 r_2 \left[\frac{1}{r^3} + \frac{3-4\nu}{R^3} - \frac{6CZ}{R^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R(R+R_3)^2} \right] \quad (4.12)$$

$$U_{13}^* = -K_d r_1 \left[\frac{r_3}{r^3} + \frac{(3-4\nu)r_3}{R^3} - \frac{6CZR_3}{R^5} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R(R+R_3)} \right] \quad (4.13)$$

$$U_{21}^* = U_{12}^* \quad (4.14)$$

$$U_{22}^* = K_d \left\{ \frac{3-4\nu}{r} + \frac{1}{R} + \frac{r_2^2}{r^3} + \frac{(3-4\nu)r_2^2}{R^3} + \frac{2CZ}{R^3} \left(1 - \frac{3r_2^2}{R^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R+R_3} \left[1 - \frac{r_2^2}{R(R+r_3)} \right] \right\} \quad (4.15)$$

$$U_{23}^* = \frac{r_2}{r_1} U_{13}^* \quad (4.16)$$

$$U_{31}^* = -K_d r_1 \left[\frac{r_3}{r^3} + \frac{(3-4\nu)r_3}{R^3} + \frac{6CZR_3}{R^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R(R+R_3)} \right] \quad (4.17)$$

$$U_{32}^* = \frac{r_2}{r_1} U_{31}^* \quad (4.18)$$

$$U_{33}^* = K_d \left[\frac{3-4\nu}{r} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R} + \frac{r_3^2}{r^3} + \frac{(3-4\nu)R_3^2 - 2CZ}{R^3} + \frac{6CZR_3^2}{R^5} \right] \quad (4.19)$$

em que: $K_d = \frac{1+\nu}{8\pi E(1-\nu)}$

$$r_i = x_i(q) - x_i(s)$$

$$R_i = x_i(q) - x_i(s')$$

$$C = \frac{|X_3(s) - X_3(s')|}{2}$$

$$Z = |X_3(s'') - X_3(q)|$$

4.2.1.3. Sub-rotina introduzida

A modificação necessária ao elemento sapata foi efetivamente realizada com a introdução de uma sub-rotina cuja função é calcular o recalque na profundidade da superfície da camada indeslocável e subtraí-lo dos recalques determinados para os vértices da sapata. A correção pode ser explicada matematicamente com a aplicação da equação (4.9) para os deslocamentos verticais.

$$u_3^*(q) = U_{j3}^*(s, q) F_j^*(s) \quad (4.20)$$

Seja r o ponto da superfície indeslocável situado na mesma vertical de

q :

$$u_3^*(r) = U_{j3}^*(s, r) F_j^*(s) \quad (4.21)$$

Fazendo a correção para o recalque do ponto q como simples subtração do recalque em r :

$$u_3^*(q)_{\text{corrigido}} = u_3^*(q) - u_3^*(r)$$

$$u_3^*(q)_{\text{corrigido}} = U_{j3}^*(s, q)F_j^*(s) - U_{j3}^*(s, r)F_j^*(s)$$

$$u_3^*(q)_{\text{corrigido}} = [U_{j3}^*(s, q) - U_{j3}^*(s, r)]F_j^*(s)$$

Finalmente, chega-se a:

$$U_{j3}^*(s, q)_{\text{corrigido}} = U_{j3}^*(s, q) - U_{j3}^*(s, r) \quad (4.22)$$

Ressalta-se que o artifício de Steinbrenner é válido somente para recalques, o que explica terem sido usados apenas os deslocamentos na direção 3, definida como vertical.

Assim, a alteração pôde ser feita inserindo uma sub-rotina na sub-rotina MIND do elemento sapata, responsável pelo cálculo dos valores U_{ji}^* . Como explicado acima, apenas as componentes U_{j3}^* foram corrigidas. Durante a execução do programa, inicialmente determinam-se os valores U_{ji}^* para o ponto localizado na superfície indeslocável. Logo em seguida são calculadas as mesmas variáveis para o vértice da sapata, já subtraindo os valores anteriores.

Em seguida apresenta-se como se encontrava originalmente a sub-rotina MIND no programa:

```

C*****
C$$$MIND
C*****
SUBROUTINE MIND(XI, YI, ZI, XF, YF, ZF, C, G, NI, UA)
REAL NI
DIMENSION UA(3,3)
C
R1=XF-XI
R2=YF-YI
R3=ZI-ZF
RR3=R3+2*C
Z=R3+C
R=SQRT(R1*R1+R2*R2+R3*R3)
RR=SQRT(R1*R1+R2*R2+RR3*RR3)
C
C Constantes auxiliares
C
A34NI = 3-4.*NI
RE3 = R*R*R
RRE3 = RR*RR*RR
RRE5 = RR*RR*RR*RR*RR
A412NI = 4.*(1-NI)*(1-2.*NI)

```

```

C
      AKD=1./(16.*3.1415927*(1-NI)*G)
C
      UA(1,1)=AKD*( A34NI/R + 1/RR + R1*R1/RE3 + A34NI*R1*R1/RRE3 +
* 2.*C*Z*(1-3.*R1*R1/(RR*RR))/RRE3 +
* A412NI*(1-R1*R1/(RR*(RR+R3)))/(RR+R3) )
      UA(1,2)=AKD*R1*R2*( 1/RE3 + A34NI/RRE3 - 6.*C*Z/RRE5 -
* A412NI/(RR*(RR+R3)*(RR+R3)) )
      UA(1,3)=-AKD*R1*( R3/RE3 + A34NI*R3/RRE3 - 6.*C*Z*RR3/RRE5 +
* A412NI/(RR*(RR+R3)) )
      UA(2,1)=UA(1,2)
      UA(2,2)=AKD*( A34NI/R + 1/RR + R2*R2/RE3 + A34NI*R2*R2/RRE3 +
* 2.*C*Z*(1-3.*R2*R2/(RR*RR))/RRE3 +
* A412NI*(1-R2*R2/(RR*(RR+R3)))/(RR+R3) )
      UA(2,3)=R2*UA(1,3)/R1
      UA(3,1)=-AKD*R1*( R3/RE3 + A34NI*R3/RRE3 + 6.*C*Z*RR3/RRE5 -
* A412NI/(RR*(RR+R3)) )
      UA(3,2)=R2*UA(3,1)/R1
      UA(3,3)=AKD*( A34NI/R + (8.*(1-NI)*(1-NI)-A34NI)/RR + R3*R3/RE3 +
* (A34NI*RR3*RR3-2.*C*Z)/RRE3 + 6.*C*Z*RR3*RR3/RRE5 )
      RETURN
      END
C*****

```

Após a introdução da sub-rotina DETERMINAUA o programa ficou da seguinte forma:

```

C*****
C$$$MIND
C*****
      SUBROUTINE MIND(XI, YI, ZI, XF, YF, ZF, C, G, NI, H, UA)
      REAL NI
      DIMENSION UA(3,3)

      DO 10 I=1,3
      DO 10 J=1,3
10      UA(I,J)=0

      R1=XF-XI
      R2=YF-YI
      R3=ZF-H
      CALL DETERMINAUA(R1,R2,R3,C,G,NI,UA)
      R3=ZF-ZI
      CALL DETERMINAUA(R1,R2,R3,C,G,NI,UA)

      UA(2,1)=UA(1,2)
      UA(2,3)=R2*UA(1,3)/R1
      UA(3,2)=R2*UA(3,1)/R1

      RETURN
      END

      SUBROUTINE DETERMINAUA(R1,R2,R3,C,G,NI,UA)
      REAL NI,UA(3,3)

      RR3=R3+2*C
      Z=R3+C
      R=SQRT(R1**2+R2**2+R3**2)
      RR=SQRT(R1**2+R2**2+RR3**2)
C

```



```

C      Constantes auxiliares
C
A34NI = 3-4.*NI
A412NI = 4.*(1-NI)*(1-2.*NI)

AKD=1./(16.*3.1415927*(1-NI)*G)

UA(1,1)=AKD*( A34NI/R + 1/RR + R1**2/R**3 + A34NI*R1**2/RR**3 +
* 2.*C*Z*(1-3.*R1**2/(RR**2))/RR**3 +
* A412NI*(1-R1**2/(RR*(RR+R3)))/(RR+R3) )
UA(1,2)=AKD*R1*R2*( 1/R**3 + A34NI/RR**3 - 6.*C*Z/RR**5 -
* A412NI/(RR*(RR+R3)**2) )
UA(1,3)=-AKD*R1*( R3/R**3 + A34NI*R3/RR**3 - 6.*C*Z*RR3/RR**5 +
* A412NI/(RR*(RR+R3)) ) - UA(1,3)
UA(2,2)=AKD*( A34NI/R + 1/RR + R2**2/R**3 + A34NI*R2**2/RR**3 +
* 2.*C*Z*(1-3.*R2**2/RR**2)/RR**3 +
* A412NI*(1-R2**2/(RR*(RR+R3)))/(RR+R3) )
UA(3,1)=-AKD*R1*( R3/R**3 + A34NI*R3/RR**3 + 6.*C*Z*RR3/RR**5 -
* A412NI/(RR*(RR+R3)) )
UA(3,3)=AKD*( A34NI/R + (8.*(1-NI)**2-A34NI)/RR + R3**2/R**3 +
* (A34NI*RR3**2-2.*C*Z)/RR**3 + 6.*C*Z*RR3**2/RR**5 ) - UA(3,3)
RETURN
END
C*****

```

Principais variáveis do programa:

- XI, YI, ZI = coordenadas dos vértices das sapatas;
- XF, YF, ZF = coordenadas dos pontos de Gauss;
- C = profundidade do ponto de aplicação das cargas;
- G = módulo de elasticidade transversal do solo;
- NI = coeficiente de Poisson do solo;
- H = profundidade da superfície da camada indeslocável;
- UA = tensor dos deslocamentos fundamentais U_{ji}^* .

4.2.2. Parâmetros do solo

Além dos parâmetros que definem a geometria da sapata, é necessário fornecer ao programa os dados do solo. Originalmente dever-se-ia colocar no arquivo de dados os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do solo. Após a modificação introduzida é preciso ainda indicar a profundidade da superfície da camada indeslocável.

Representando o maciço de solos foi adotada uma camada de areia medianamente compacta a compacta que repousa sobre uma camada indeslocável, cuja superfície se encontra a 15 m abaixo do nível do terreno.

Para a determinação do módulo de elasticidade do solo a partir de correlações com o ensaio SPT, foi adotado $N_{72} = 10$. A partir desse valor aplicou-se a correlação apresentada na Tabela 2.1 para areias:

$$E = 3,5 N_{72} = 3,5 \cdot 10 = 35 \text{ MPa}$$

O parâmetro assim calculado foi comparado aos valores contidos na Tabela 2.2, já que as correlações não apresentam absoluta precisão. Verificou-se que ele pode ser inserido entre um solo composto por areia fofa e outro por areia compacta, o que corresponde exatamente à camada de solo em questão, descrita como medianamente compacta a compacta. Portanto, o valor calculado foi mantido como módulo de elasticidade do solo.

O coeficiente de Poisson foi determinado com a simples observação dos valores típicos apresentados na Tabela 2.3. Assumiu-se $\nu = 0,3$ como representativo de solos arenosos.

4.3. MODELAGEM DOS EDIFÍCIOS ANALISADOS

Os exemplos estudados foram obtidos já com os pórticos tridimensionais modelados. Pouca ou nenhuma modificação foi introduzida. Por se tratarem de edifícios usuais cujo projeto estrutural foi realizado em escritório especializado, todos os seus elementos possuem dimensões compatíveis com bons projetos, não havendo considerações especiais acerca da modelagem dos pórticos. Todos os exemplos são estruturas de concreto armado com valores correntes de f_{ck} .

As fundações são representadas por retângulos de dimensões iguais aos lados das bases das sapatas, cujos centróides são ligados aos pontos da superestrutura correspondentes às bases dos pilares. As alturas das sapatas não são importantes na modelagem, pois elas são consideradas perfeitamente rígidas.

Para o solo de todos os exemplos foram especificados os parâmetros já descritos no item 4.2.2.

Em seguida são apresentadas as modelagens dos edifícios analisados.

4.3.1. Edifício Maison Versailles

Como descrito no capítulo anterior, este exemplo é composto de 21 pavimentos. A planta de forma do pavimento tipo é apresentada na Figura 4.7, em que se vêem todas as vigas e os pilares da edificação.

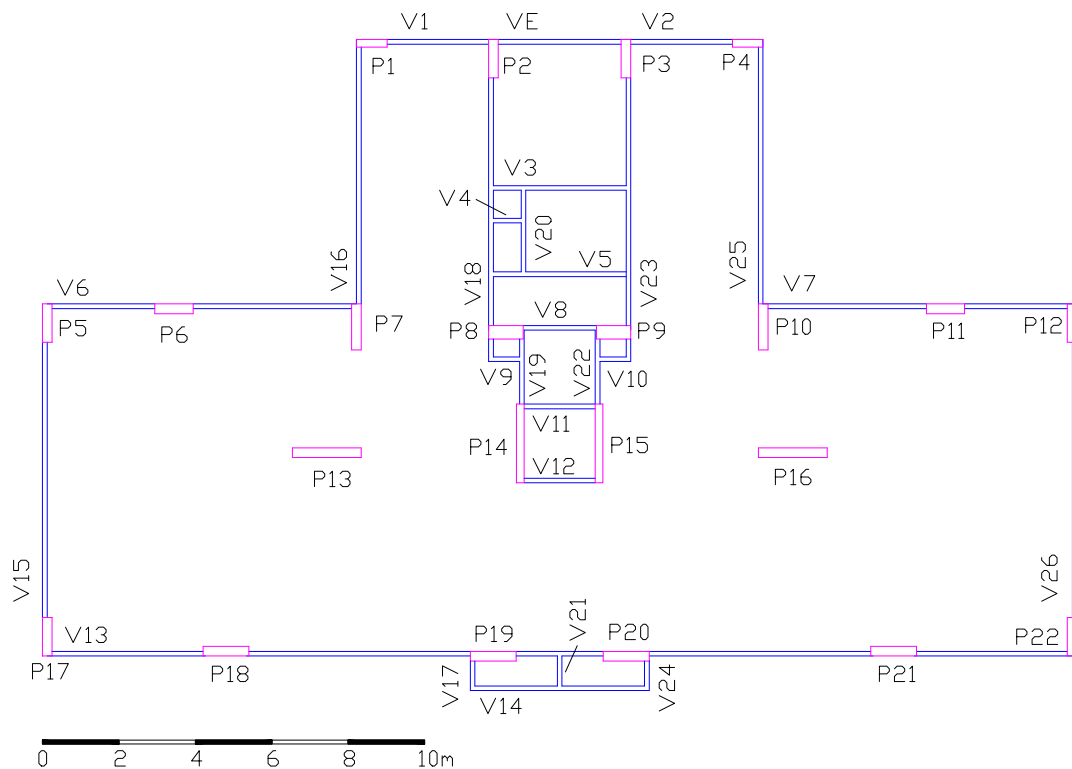


Figura 4.7 Planta de forma do ed. Maison Versailles.

Com base nessa planta de forma, foi discretizada a superestrutura do edifício. Foram representados como barras os pilares e as vigas que formam pórticos. A fundação, cuja planta se encontra no capítulo anterior, foi discretizada em elementos sapata rígida, cada um representando uma sapata da edificação.

Na Figura 4.8 vê-se o pórtico tridimensional, composto de seus pilares e vigas principais, e os elementos sapata que compõem a fundação.

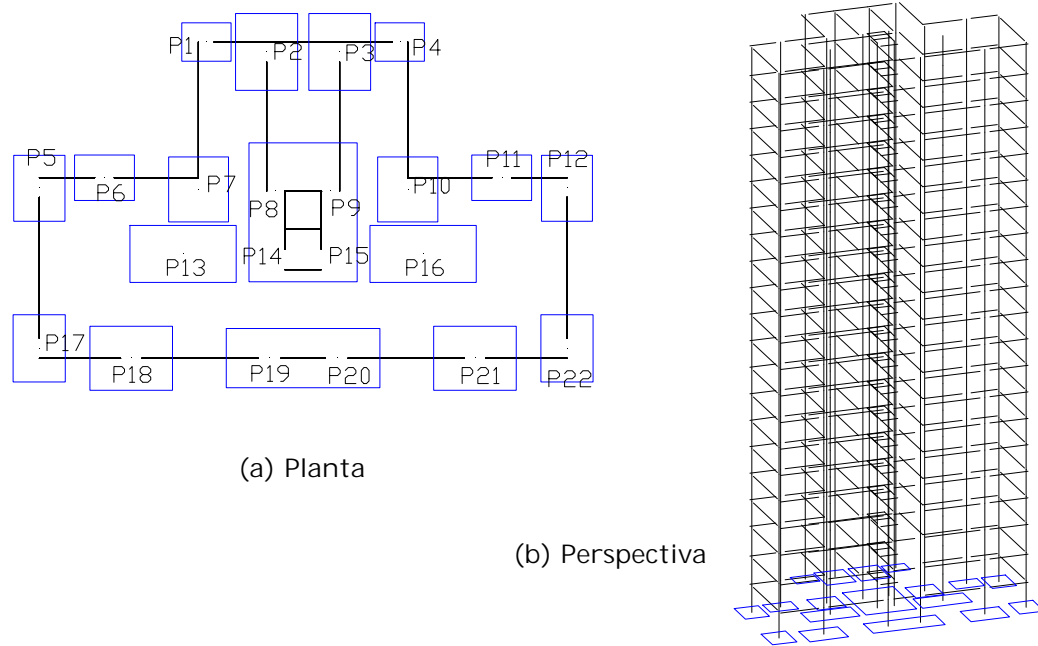


Figura 4.8 Modelagem do edifício Maison Versailles.

O centróide da sapata associada dos pilares P8, P9, P14 e P15 foi ligado ao nó da base do pilar P8. As bases dos outros três pilares também foram ligadas a esse nó por meio de trechos rígidos. Procedimento idêntico foi adotado para a sapata associada dos pilares P19 e P20. Neste caso, os dois pilares e a sapata foram ligados ao nó da base do pilar P19.

4.3.2. Edifício Manhattan

Este edifício é constituído de 13 pavimentos tipo, cuja planta de forma é apresentada na Figura 4.9. Da mesma maneira que no exemplo anterior, foram utilizados os pilares e as vigas principais para a concepção do pórtico tridimensional a ser submetido às análises.

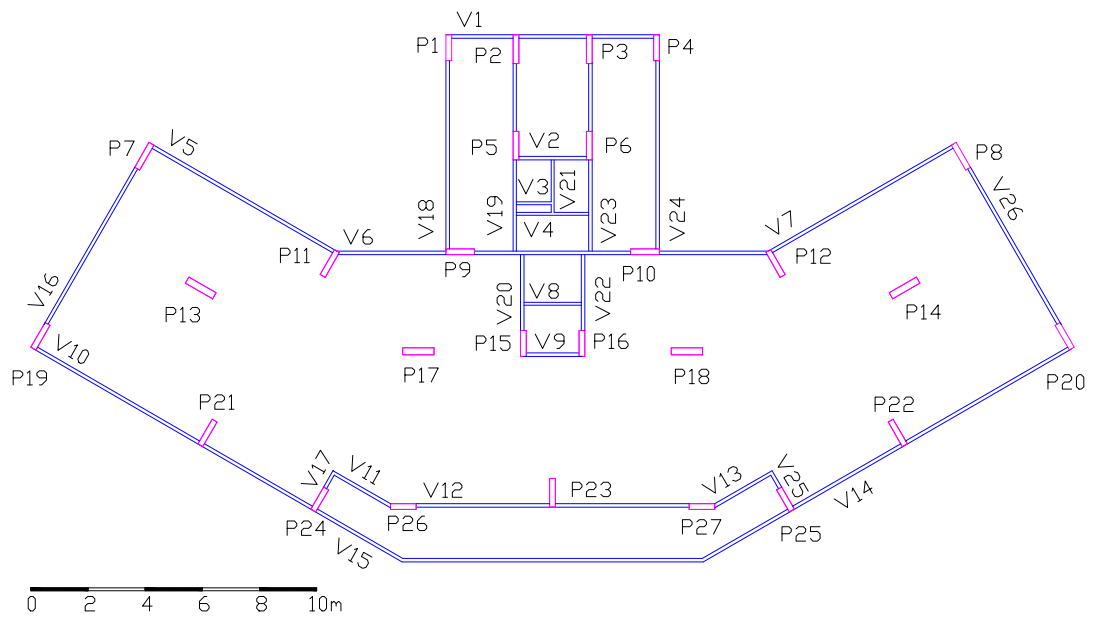


Figura 4.9 Planta de forma do ed. Manhattan.

Neste exemplo não houve a necessidade de se adotar sapatas associadas, como pode ser observado na planta da fundação exibida no capítulo anterior. Assim, o edifício de 13 andares foi modelado de acordo com o exposto no início deste capítulo, ficando com o aspecto mostrado na Figura 4.10.

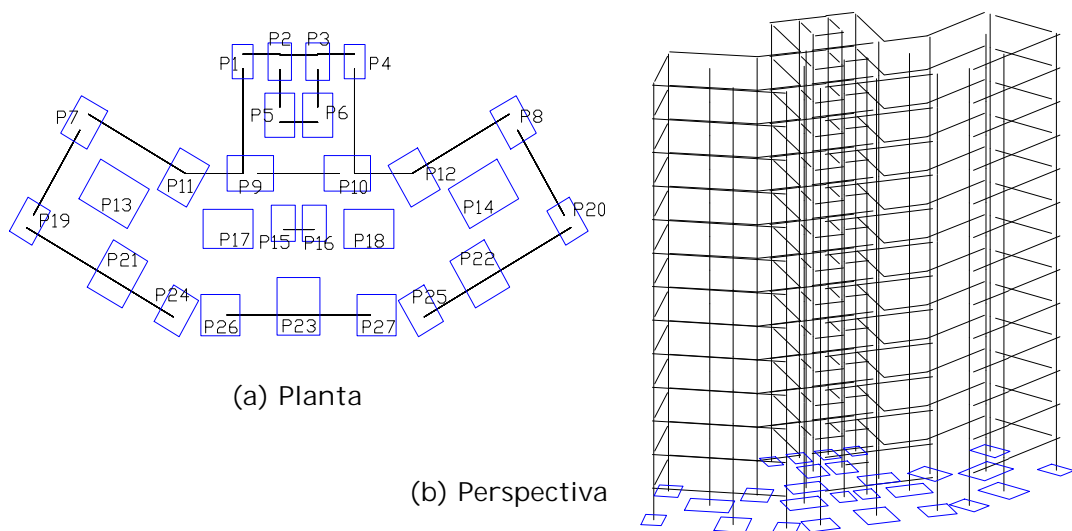


Figura 4.10 Modelagem do edifício Manhattan.

5. AÇÕES VERTICAIS

Neste capítulo serão discutidos os resultados obtidos com as análises dos exemplos em estudo, quando submetidos a ações verticais. O carregamento consiste basicamente do peso próprio do edifício e das sobrecargas normalmente aplicadas em um projeto estrutural.

Para cada exemplo, foram previamente realizadas as análises dos pavimentos. As reações nos pilares foram então aplicadas aos respectivos nós do pórtico tridimensional, o qual foi submetido a duas análises distintas.

Primeiramente, considerou-se o pórtico como apoiado sobre base rígida, o que corresponde à análise convencional, em que não se leva em conta a flexibilidade da fundação. Em seguida, a estrutura foi analisada considerando-se a flexibilidade da fundação. Para tanto as sapatas, cujo dimensionamento é apresentado no capítulo 3, foram discretizadas pelos elementos “sapata rígida”, apresentados no capítulo 4, submetendo-se o pórtico assim obtido a uma nova análise.

Obtiveram-se então resultados de deslocamentos nodais e esforços nos elementos para ambas as análises. O objetivo deste capítulo é expor as principais diferenças verificadas quando comparados os resultados das análises com e sem a consideração da interação solo-estrutura.

É importante mencionar que os resultados obtidos para os pórticos, mesmo com a consideração da interação com o solo, apresentam uma deficiência devida à maneira como as cargas são aplicadas, sem se considerar o procedimento construtivo. Na realidade, apenas a parcela devida à sobrecarga estaria sendo aplicada corretamente. A parte do carregamento correspondente ao peso próprio necessitaria de um procedimento mais elaborado que considerasse a seqüência

construtiva da edificação. Essa consideração dificilmente seria feita em procedimentos correntes de análise. Dessa forma, optou-se por manter a comparação de resultados sem a sua utilização.

Apenas no item 5.4 é que se apresenta, para o edifício Manhattan, uma análise incremental seqüencial direta, de forma a explicitar as principais diferenças verificadas.

5.1. EDIFÍCIO MAISON VERSAILLES

5.1.1. *Reações verticais nos pilares*

Verificou-se uma alteração nos valores das reações nos pilares, caracterizando uma redistribuição desses esforços. Como comportamento geral, foi observado que os pilares com tendência a recalcar mais cederam carga para seus vizinhos que apresentaram menores recalques.

Assim, pode-se observar na Tabela 5.1 os resultados para os pilares centrais P8, P9, P14 e P15, por exemplo. Foram eles que apresentaram os maiores recalques e, portanto, sofreram uma redução no carregamento.

Na coluna (1) dessa tabela encontram-se os valores de reações transmitidas à fundação que foram utilizados no dimensionamento das sapatas no item 3.3.1.

Vale salientar que a redistribuição que se verifica não provoca uma total homogeneização das reações, pois a deformada de recalques é função não só do carregamento dos pilares, mas também da rigidez da estrutura.

Para uma melhor visualização do aspecto da deformada de recalques deste edifício exibe-se a Figura 5.1, em que a linha preta corresponde à cota da fundação antes da deformação e a superfície azul, aos deslocamentos verticais, que foram centuplicados.

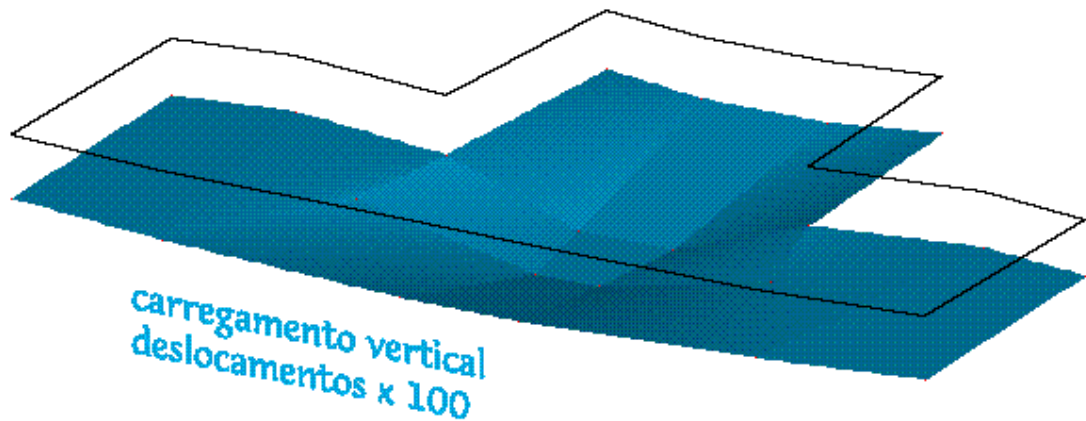


Figura 5.1 Aspecto da deformada de recalques do ed. Maison Versailles para ações verticais.

Tabela 5.1 Reação nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para ações verticais.

	REAÇÃO NAS BASES DOS PILARES (kN)			RECALQUE (cm)	DIFERENÇA ENTRE COLUNAS 2 E 3
	(1) DIMENSIONAMENTO	(2) ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	(3) ANÁLISE COM INTERAÇÃO		
P 1	1704,16	2239,62	2187,63	1,3208	-2,32%
P 2	4191,66	3685,62	3782,74	1,3191	2,64%
P 3	4137,19	3626,76	3722,90	1,2983	2,65%
P 4	1546,61	2093,45	2091,49	1,2630	-0,09%
P 5	3022,75	2948,89	2975,37	1,2571	0,90%
P 6	2388,36	2685,00	2643,80	1,2576	-1,53%
P 7	3445,17	3356,98	3378,56	1,3085	0,64%
P 8	4236,65	3494,32	3421,73	1,8627	-2,08%
P 9	4204,17	3467,84	3393,28	1,8593	-2,15%
P 10	3379,89	3294,20	3331,48	1,2904	1,13%
P 11	2392,09	2686,96	2633,99	1,2525	-1,97%
P 12	2996,41	2922,40	2946,92	1,2450	0,84%
P 13	5393,85	5393,54	5393,54	1,4539	0,00%
P 14	2424,81	3145,09	3062,68	1,9572	-2,62%
P 15	2399,58	3126,45	3046,01	1,9551	-2,57%
P 16	5397,42	5397,46	5397,46	1,4549	0,00%
P 17	3099,81	3209,83	3295,18	1,3665	2,66%
P 18	4631,90	4337,98	4390,96	1,4093	1,22%
P 19	4018,94	4052,51	4001,50	1,4875	-1,26%
P 20	4016,85	4049,57	3996,59	1,4870	-1,31%
P 21	4651,12	4356,62	4400,77	1,4127	1,01%
P 22	3108,98	3216,70	3295,18	1,3663	2,44%

Apesar de haver ocorrido a redistribuição de reações nos pilares, a diferença dos esforços normais em todas essas peças não chegou a sequer 3% do seu valor calculado com a análise sem interação para ações verticais.

Verifica-se, contudo, que as diferenças são maiores entre as cargas previstas no dimensionamento da fundação e as reações obtidas com qualquer uma das análises, seja ela com ou sem interação. Essas diferenças são, em grande parte, conseqüência da não consideração da seqüência construtiva, conforme já mencionado no início deste capítulo.

5.1.2. Momentos fletores nos pilares

Em contrapartida, os momentos fletores nos pilares sofreram algumas mudanças significativas, quando considerados os resultados obtidos com e sem a interação com a fundação. Pelos gráficos da Figura 5.2, em que são apresentados os desenvolvimentos dos esforços de momento fletor em cada pilar, ao longo da altura, observa-se que as curvas referentes às análises com e sem interação são aproximadamente paralelas, exceto na região próxima à fundação.

O fato que mais chama a atenção é a interferência da interação solo-estrutura nos pavimentos inferiores. Percebe-se pelos gráficos que houve uma perturbação no comportamento dos momentos fletores nos primeiros andares do edifício, a qual, bastante reduzida a partir do 3º pavimento, praticamente desaparece após o 5º pavimento. Dessa forma, os momentos transmitidos à fundação foram consideravelmente alterados, como se pode ver na Tabela 5.2, em que se destaca, por exemplo, o ocorrido com os pilares P14 e P15. Tais pilares localizam-se na parte interna do edifício e são os que possuem maior inércia na direção da menor dimensão da planta baixa do edifício.

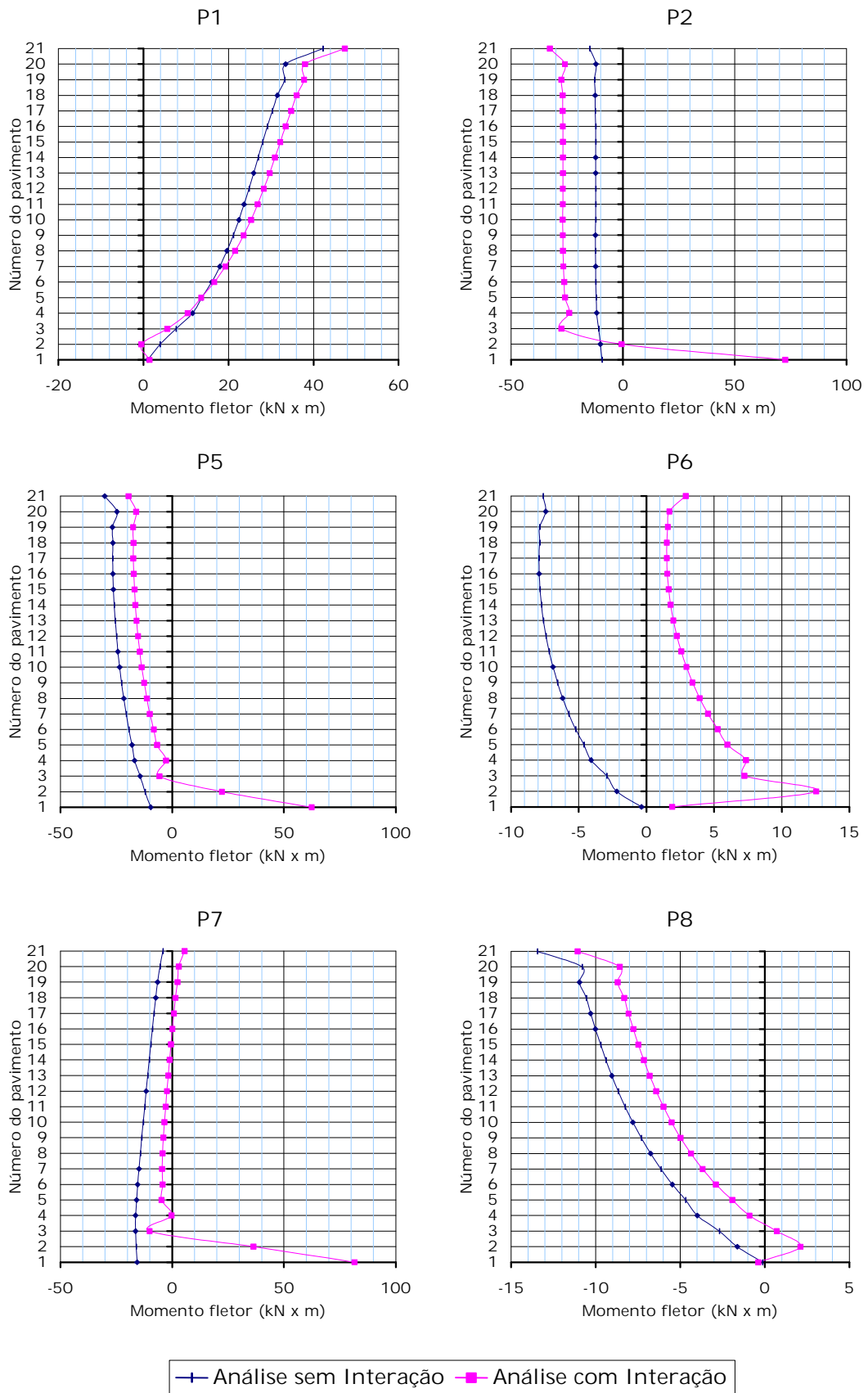


Figura 5.2 (a) Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, ações verticais. P1, P2, P5, P6, P7 e P8.

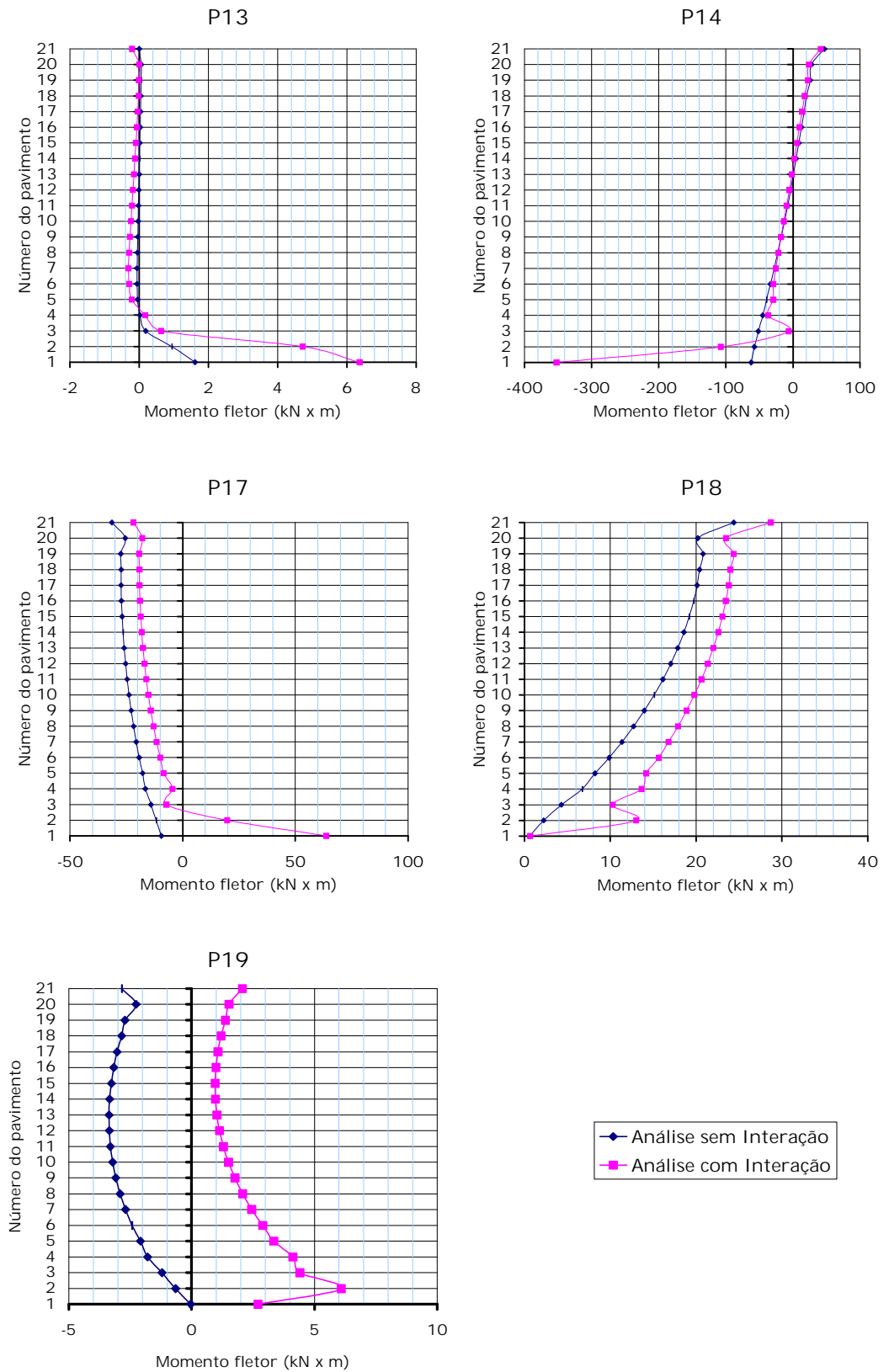


Figura 5.2 (b) Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, ações verticais. P13, P14, P17, P18 e P19.

Neste exemplo, é notório o fato dos pilares de maior inércia na direção da menor dimensão da planta do edifício terem transmitido maiores momentos à fundação. Justamente nesses pilares observou-se uma maior alteração do momento na base, pois as curvas correspondentes às análises com e sem interação são divergentes na base do pórtico. O contrário foi verificado para os demais pilares.

Ressalta-se ainda que não foram raros os casos em que os momentos fletores tiveram seus sinais trocados quando comparadas as duas análises.

Tabela 5.2 Momentos fletores nos pilares do ed. Maison Versailles para ações verticais.

	BASE DO EDIFÍCIO		11º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
P 1	1,0310	1,3999	23,6715	26,8794	42,2124	47,3627
P 2	-9,3735	72,5450	-12,2233	-26,8990	-14,8327	-32,6183
P 3	-9,7091	71,6817	-12,3787	-27,6642	-14,9273	-33,2167
P 4	-1,0440	1,3008	-24,0588	-28,9787	-42,4891	-49,0108
P 5	-9,6472	62,4210	-24,2503	-14,4894	-30,1854	-19,5513
P 6	-0,3645	1,9031	-7,1907	2,5761	-7,6420	2,9038
P 7	-15,7254	81,4721	-12,2625	-2,9185	-4,2369	5,6015
P 8	-0,1354	-0,3872	-8,2581	-5,9910	-13,4495	-11,0657
P 9	0,6545	-1,6393	8,1200	5,3965	12,9691	9,8885
P 10	-16,5607	78,5487	-12,4082	-3,5434	-4,3699	5,0767
P 11	1,3304	2,1023	7,5955	-0,1654	8,1052	-0,7538
P 12	-10,6862	57,4474	-24,4721	-15,5489	-30,4450	-20,5225
P 13	1,6137	6,3677	-0,0219	-0,2103	0,0046	-0,2060
P 14	-62,1758	-352,0809	-7,9304	-9,4657	46,8722	41,4963
P 15	-62,8678	-356,1030	-8,0009	-9,7963	47,0352	41,3295
P 16	1,6187	6,3677	-0,0220	-0,2103	0,0046	-0,2060
P 17	-9,4922	63,6865	-24,6231	-16,1375	-31,4411	-21,8567
P 18	0,6171	0,6675	16,1276	20,6206	24,3877	28,7139
P 19	-0,0347	2,7056	-3,3030	1,2979	-2,8508	2,0621
P 20	0,3886	-1,6687	3,4775	-0,3443	3,1586	-0,8846
P 21	-0,2808	1,3714	-16,0687	-20,1792	-24,2556	-28,0664
P 22	-10,5288	58,6246	-24,8165	-17,0400	-31,6651	-22,7003

5.1.3. Esforços em vigas

Foram verificados o momento fletor e o esforço cortante nas vigas. Ambos sofreram mudanças de valores significativas para praticamente todas as vigas. Percebe-se pelos gráficos da Figura 5.3 que as curvas de momento fletor sofreram aproximadamente apenas uma translação quando considerada a interação solo-estrutura. São verificadas, porém, algumas exceções como no caso das vigas V8, V11, V12 e terceiro tramo da viga V13, aqui representada como V13-3.

Ao contrário do que foi verificado no item anterior, com relação a momentos fletores nos pilares, não se observaram perturbações próximas à fundação nos gráficos relativos às vigas, a não ser nas vigas V16 e V18.

Percebe-se ainda que os gráficos correspondentes aos esforços cortantes possuem a mesma forma dos referentes a momento fletor. Isso significa que as diferenças percentuais entre os esforços cortantes foram praticamente idênticas àquelas verificadas no caso de momentos.

A Tabela 5.3 apresenta os momentos fletores em todas as vigas que compunham o pórtico tridimensional, constituída dos valores relativos a três níveis distintos da edificação: base, pavimento sito à meia altura, e topo. O mesmo foi adotado para os resultados de esforços cortantes, que se encontram na Tabela 5.4.

Podem ser observadas mudanças significativas em quase todas as vigas, podendo atingir um máximo de 498,56% para momento e 497,67% para esforço cortante, verificados no oitavo pavimento da viga V16. Ressalta-se que esses valores em porcentagem são calculados em relação aos esforços máximos desenvolvidos na viga, quando da análise sem interação com o solo. As vigas V1, V2, primeiro e último tramos da V13, V19 e V22 não apresentaram mudanças consideráveis em seus esforços.

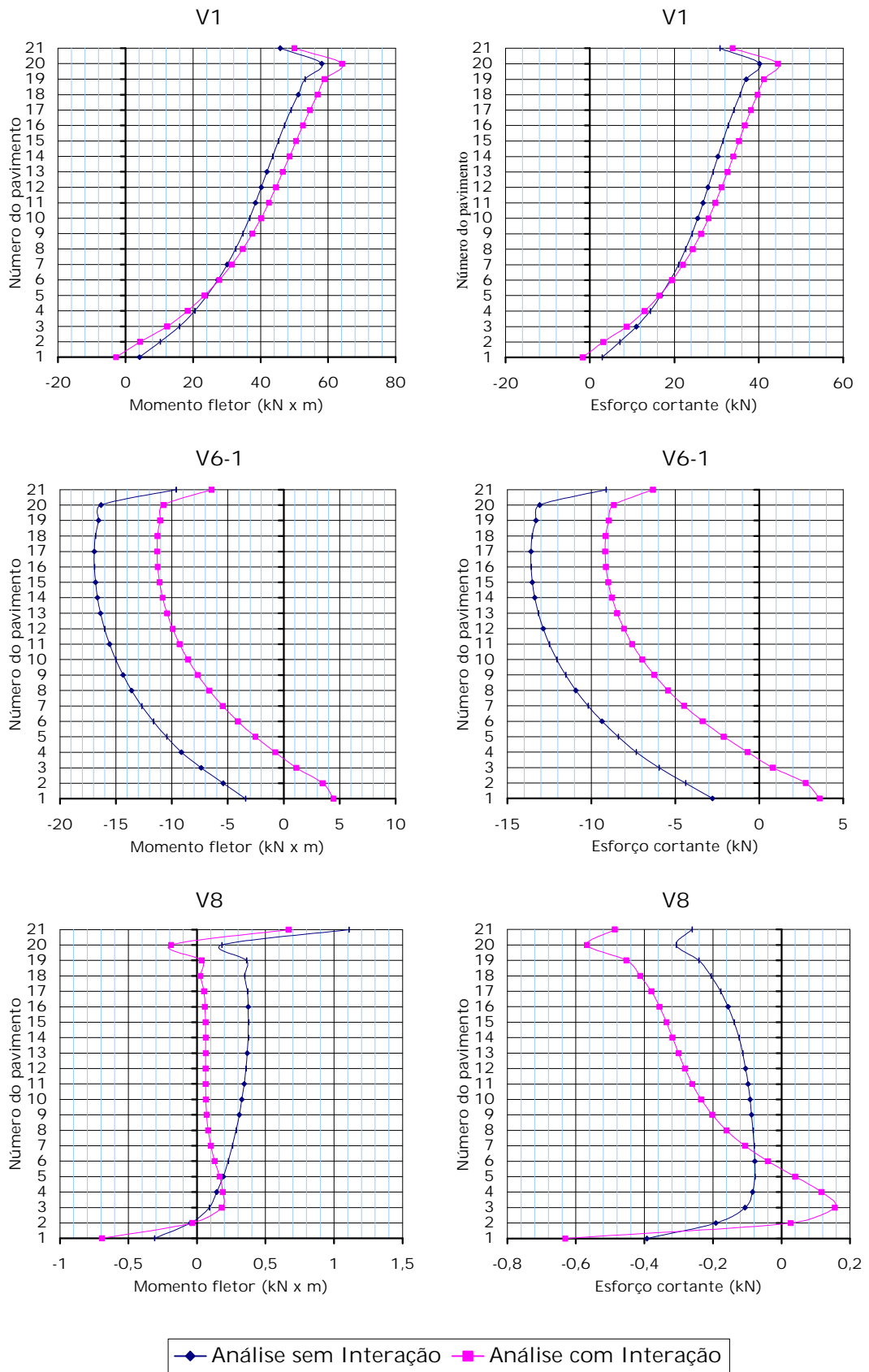


Figura 5.3 (a) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, ações verticais. V1, V6-1 e V8.

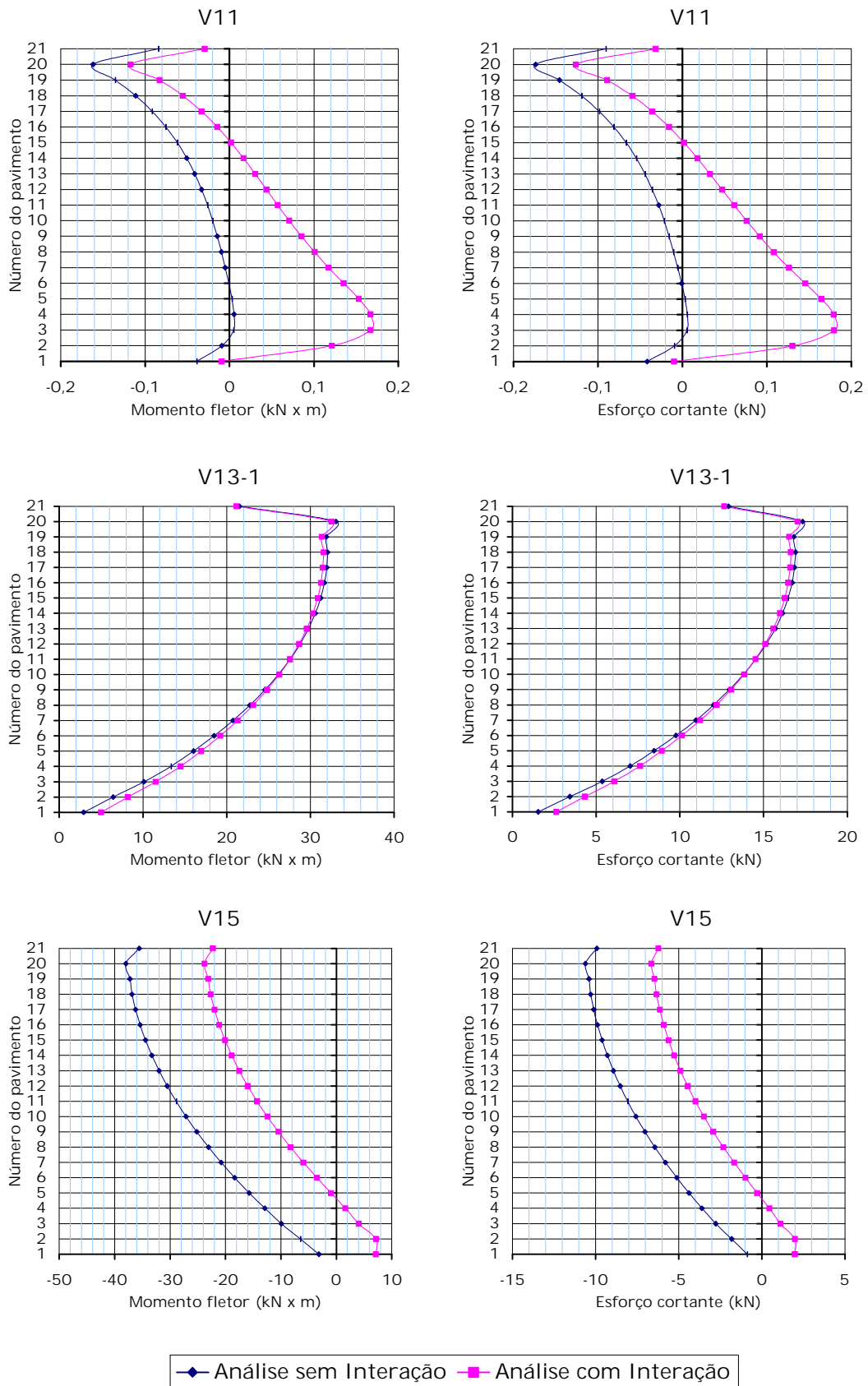


Figura 5.3 (b) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, ações verticais. V11, V13-1 e V15.

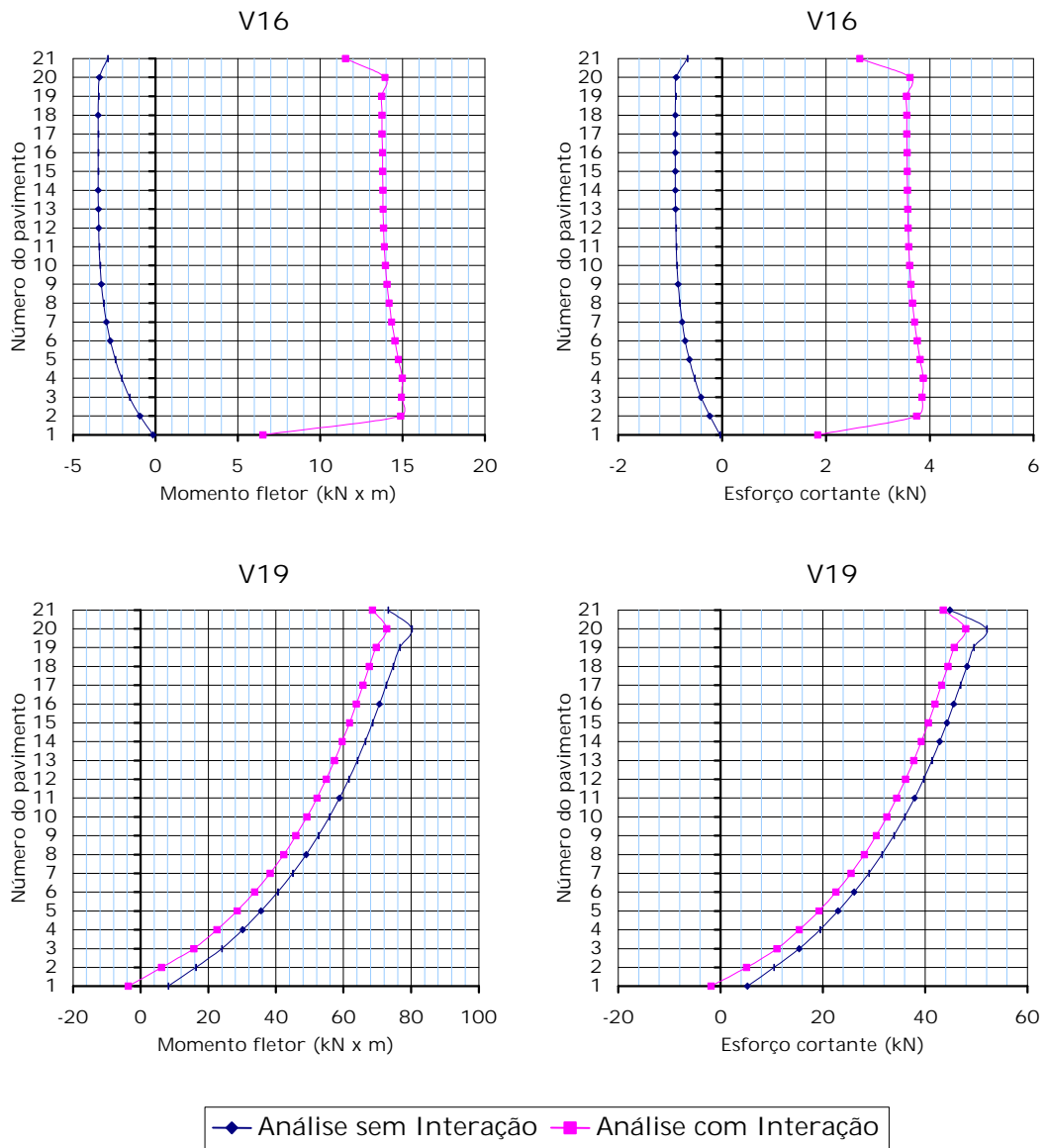


Figura 5.3 (c) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, ações verticais. V16 e V19.

Tabela 5.3 Momentos fletores nas vigas do ed. Maison Versailles para ações verticais.

	BASE DO EDIFÍCIO		11º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1	4,1339	-2,8214	38,5141	42,4577	45,8519	50,0114
V E	-0,5995	-0,7982	-6,0096	-8,5112	-12,7334	-15,2546
V 2	-5,1287	-5,3317	-33,0401	-38,3865	-35,9242	-39,9561
V 6-1	-3,4286	4,4528	-15,5685	-9,3146	-9,6324	-6,4579
V 6-2	1,5215	7,1976	9,2714	16,9517	9,1576	15,8039
V 7-1	-0,7536	-2,8498	-7,4723	-12,1546	-5,9557	-9,7972
V 7-2	4,4312	-5,5593	19,8751	13,0964	16,2552	11,9584
V 8	-0,3105	-0,6934	0,3445	0,0626	1,1075	0,6688
V 11	-0,0387	-0,0093	-0,0262	0,0571	-0,0843	-0,0296
V 12	-0,0899	-0,3903	-0,0745	-0,2365	-0,1244	-0,2277
V 13-1	2,9204	4,9874	27,5661	27,5563	21,5133	21,1504
V 13-2	-1,0114	8,7917	-5,9566	1,5137	-4,6902	1,6746
V 13-3	0,0356	-0,0824	0,1210	0,2183	0,2473	0,1093
V 13-4	1,1144	-8,1080	5,9233	-0,7887	4,3537	-1,3037
V 13-5	-3,4590	-6,3481	-32,6477	-32,7850	-31,8531	-31,3135
V 15	-3,1490	7,1387	-28,9101	-14,3030	-35,5613	-22,2785
V 16	-0,1462	6,5119	-3,4129	13,8910	-2,9047	11,5366
V 18	-0,1106	-13,3220	-3,2520	-26,3693	-12,2919	-31,6078
V 19	8,1354	-3,6876	58,7913	52,1598	73,2022	68,5523
V 22	8,0216	-4,0074	58,7717	51,9538	73,3101	68,6210
V 23	-0,1582	-13,9989	-3,4168	-27,6936	-12,4195	-32,6477
V 25	-0,8188	10,0160	-3,7572	11,8995	-3,1539	10,2122
V 26	-3,4502	4,7892	-29,1848	-16,2257	-35,7673	-23,7402

Tabela 5.4 Esforços cortantes nas vigas do ed. Maison Versailles para ações verticais.

	BASE DO EDIFÍCIO		11º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN)	COM INTERAÇÃO (kN)	SEM INTERAÇÃO (kN)	COM INTERAÇÃO (kN)	SEM INTERAÇÃO (kN)	COM INTERAÇÃO (kN)
V 1	2,8841	-1,7187	26,7813	29,7145	30,7544	33,8053
V E	0,0832	-0,3223	-0,1123	-1,0212	-0,0894	-0,7155
V 2	-4,2124	-4,5371	-27,0756	-31,6176	-30,8132	-34,4822
V 6-1	-2,7870	3,5914	-12,5078	-7,5655	-9,1321	-6,3304
V 6-2	0,6510	3,1520	4,0064	7,3977	3,5914	6,3108
V 7-1	-0,3906	-1,4107	-3,8043	-6,1195	-3,4492	-5,5309
V 7-2	2,7929	-3,4492	12,6157	8,2571	9,2116	6,6737
V 8	-0,3931	-0,6312	-0,0974	-0,2606	-0,2617	-0,4869
V 11	-0,0416	-0,0100	-0,0281	0,0614	-0,0907	-0,0319
V 12	-0,0966	-0,4197	-0,0801	-0,2544	-0,1337	-0,2449
V 13-1	1,5343	2,6203	14,5482	14,5188	12,9002	12,6451
V 13-2	-0,3383	2,9842	-1,9797	0,5443	-1,4941	0,6541
V 13-3	0,0172	0,0731	0,0302	0,2073	0,0480	0,1566
V 13-4	0,3796	-2,7242	2,0346	-0,2328	1,5618	-0,3501
V 13-5	-1,5451	-2,8194	-14,5482	-14,6169	-12,8805	-12,6843
V 15	-0,8775	1,9855	-8,0658	-3,9927	-9,9277	-6,2244
V 16	-0,0422	1,8374	-0,8848	3,5924	-0,6688	2,6507
V 18	-0,0096	-4,1506	-0,5979	-7,7999	-2,6938	-8,8604
V 19	5,2317	-1,8541	37,9255	34,4331	44,8709	43,5662
V 22	5,1591	-2,0493	37,9157	34,3350	44,9396	43,6839
V 23	-0,0243	-4,3566	-0,6494	-8,2139	-2,7350	-9,1900
V 25	-0,2107	2,6261	-0,9734	3,0794	-0,7259	2,3466
V 26	-0,9614	1,3302	-8,1403	-4,5293	-9,9866	-6,6296

5.1.4. Recalques

O efeito mais diretamente relacionado e instintivamente previsto ao se introduzir a interação solo-estrutura na análise estrutural de edifícios é o desenvolvimento de recalques.

Quando uma estrutura apoiada sobre uma base rígida é submetida a ações verticais, seus nós sofrem deslocamentos verticais devidos à deformação axial dos pilares. Todavia, se esta base rígida é substituída por uma fundação flexível e o maciço de solo subjacente, esses deslocamentos tornam-se bem maiores por causa da ocorrência de recalques.

A diferença relativa dos deslocamentos verticais na base da estrutura é infinita, já que na análise convencional tais deslocamentos são impedidos. Para fins de comparação foram utilizados os demais valores, desde o primeiro ao último pavimento. Assim, houve um acréscimo percentual de deslocamentos verticais nodais muito grande, variando entre 872,74% e 2685,40% para o primeiro pavimento do edifício Maison Versailles, conforme apresentado na tabela a seguir.

Tabela 5.5 Deslocamentos verticais dos nós do 1º pavimento do ed. Maison Versailles para ações verticais.

	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO (cm)	ANÁLISE COM INTERAÇÃO (cm)	DIFERENÇA (%)
P 1	-0,1306	-1,3388	925,30%
P 2	-0,1376	-1,3380	872,74%
P 3	-0,1354	-1,3171	872,78%
P 4	-0,1221	-1,2809	948,93%
P 5	-0,1086	-1,2581	1058,39%
P 6	-0,0989	-1,2589	1172,51%
P 7	-0,1030	-1,3107	1172,36%
P 8	-0,1041	-1,8983	1724,09%
P 9	-0,1033	-1,8950	1734,95%
P 10	-0,1011	-1,2926	1178,66%
P 11	-0,0990	-1,2539	1166,64%
P 12	-0,1076	-1,2460	1057,98%
P 13	-0,1103	-1,4539	1218,38%
P 14	-0,0720	-1,9945	2671,64%
P 15	-0,0715	-1,9924	2685,40%
P 16	-0,1104	-1,4549	1218,41%
P 17	-0,1180	-1,3661	1057,38%
P 18	-0,1330	-1,4090	959,49%
P 19	-0,1243	-1,4874	1096,92%
P 20	-0,1242	-1,4869	1097,25%
P 21	-0,1335	-1,4124	957,62%
P 22	-0,1183	-1,3658	1054,54%

Para os pavimentos superiores, as diferenças percentuais entre os deslocamentos nodais tornaram-se menores, sem deixar de serem significativas.

No topo do edifício, os acréscimos em porcentagem ultrapassaram 100% na maioria dos nós, chegando até a 222% nos pilares centrais P14 e P15. Os dados da Tabela 5.6 ratificam essas afirmações.

Tabela 5.6 Deslocamentos verticais dos nós do último pavimento do ed. Maison Versailles para ações verticais.

	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO (cm)	ANÁLISE COM INTERAÇÃO (cm)	DIFERENÇA (%)
P 1	-1,4096	-2,6031	84,67%
P 2	-1,5459	-2,7705	79,21%
P 3	-1,5432	-2,7538	78,44%
P 4	-1,4047	-2,5714	83,06%
P 5	-1,0742	-2,2288	107,49%
P 6	-1,0494	-2,1997	109,61%
P 7	-1,0692	-2,2844	113,65%
P 8	-1,2127	-2,9827	145,94%
P 9	-1,2117	-2,9794	145,89%
P 10	-1,0681	-2,2709	112,62%
P 11	-1,0488	-2,1905	108,85%
P 12	-1,0728	-2,2155	106,52%
P 13	-1,1540	-2,4976	116,43%
P 14	-0,8569	-2,7615	222,29%
P 15	-0,8557	-2,7592	222,44%
P 16	-1,1541	-2,4986	116,50%
P 17	-1,1773	-2,4563	108,63%
P 18	-1,3443	-2,6371	96,17%
P 19	-1,3120	-2,6604	102,77%
P 20	-1,3117	-2,6592	102,72%
P 21	-1,3445	-2,6378	96,19%
P 22	-1,1769	-2,4527	108,40%

Enquanto as diferenças percentuais decresceram com a altura da edificação, as diferenças absolutas entre os deslocamentos dos nós de um mesmo pilar permaneceram praticamente constantes desde a base até seu topo. O valor do acréscimo correspondeu ao recalque ocorrido na base do pilar. A seguir são apresentados os gráficos referentes a apenas dois pilares, uma vez que todos os outros comportam-se de forma semelhante.

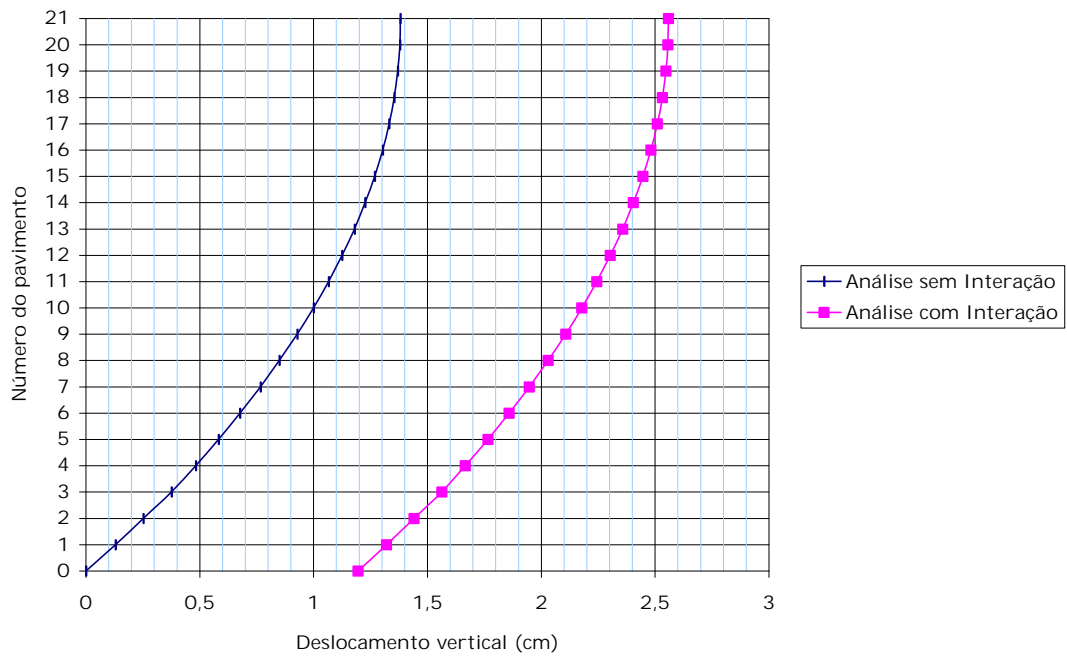


Figura 5.4 Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1, ed. Maison Versailles, ações verticais.

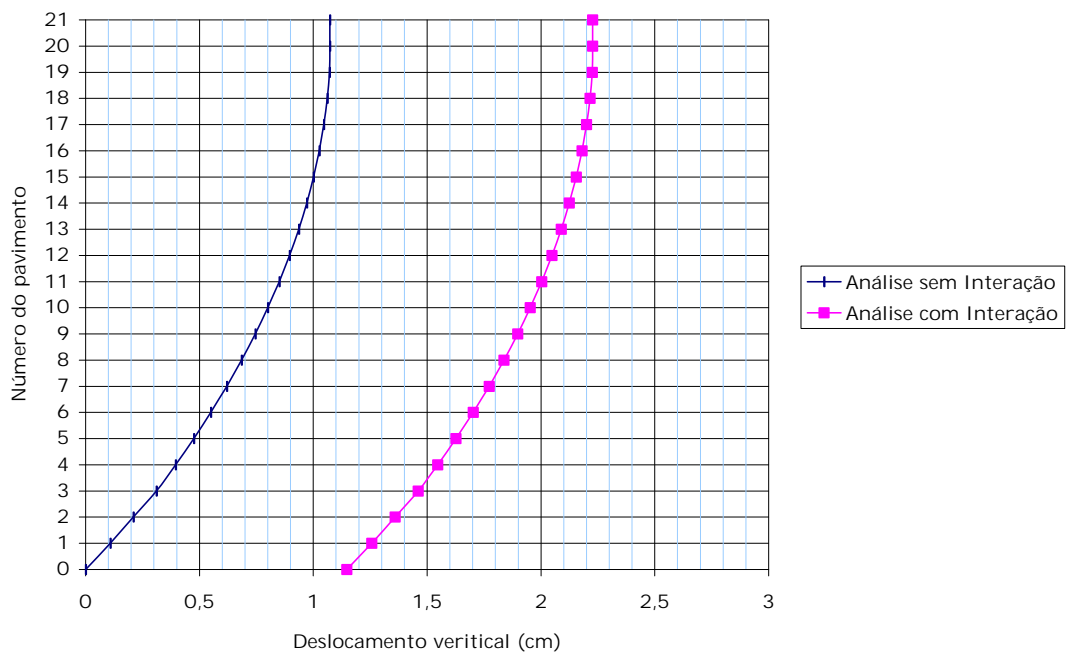


Figura 5.5 Deslocamentos verticais dos nós do pilar P5, ed. Maison Versailles, ações verticais.

5.2. EDIFÍCIO MANHATTAN

5.2.1. Reações verticais nos pilares

Neste edifício foi também verificada a redistribuição de reações, que se desenvolveu seguindo a mesma tendência do exemplo anterior. Em geral, os pilares que sofreram maiores recalques transferiram cargas para os demais, o que pode ser observado na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 Reação nas bases dos pilares do ed. Manhattan para ações verticais.

	REAÇÃO NAS BASES DOS PILARES (kN)			RECALQUE (cm)	DIFERENÇA ENTRE COLUMNAS 2 E 3
	(1) DIMENSIO- NAMENTO	(2) ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	(3) ANÁLISE COM INTERAÇÃO		
P 1	1031,72	1055,56	1134,04	0,7996	7,43%
P 2	1216,64	1399,89	1334,16	0,8461	-4,70%
P 3	1216,64	1399,89	1334,16	0,8461	-4,70%
P 4	1031,72	1055,56	1134,04	0,7996	7,43%
P 5	1926,98	1739,31	1755,01	0,8756	0,90%
P 6	1926,98	1739,31	1755,01	0,8756	0,90%
P 7	1851,74	1770,71	1772,67	0,8959	0,11%
P 8	1851,74	1770,71	1772,67	0,8959	0,11%
P 9	2392,46	2362,25	2342,63	1,0271	-0,83%
P 10	2392,46	2362,25	2342,63	1,0271	-0,83%
P 11	2338,90	2343,61	2323,01	1,0303	-0,88%
P 12	2338,90	2343,61	2323,01	1,0303	-0,88%
P 13	3723,88	3723,88	3723,88	1,2502	0,00%
P 14	3723,88	3723,88	3723,88	1,2502	0,00%
P 15	1261,27	1261,57	1261,57	0,8007	0,00%
P 16	1261,27	1261,57	1261,57	0,8007	0,00%
P 17	2892,38	2891,99	2891,99	1,1382	0,00%
P 18	2892,38	2891,99	2891,99	1,1382	0,00%
P 19	1476,80	1623,56	1652,00	0,9498	1,75%
P 20	1476,80	1623,56	1652,00	0,9498	1,75%
P 21	3115,56	2908,67	2856,67	1,0682	-1,79%
P 22	3115,56	2908,67	2856,67	1,0682	-1,79%
P 23	3558,09	3442,33	3360,91	1,1614	-2,37%
P 24	1770,12	1915,89	1951,21	1,0242	1,84%
P 25	1770,12	1915,89	1951,21	1,0242	1,84%
P 26	2318,50	2376,96	2417,18	1,1010	1,69%
P 27	2318,50	2376,96	2417,18	1,1010	1,69%

Como exemplo, tem-se a redução de carregamento no pilar P21 e aumentos nos pilares vizinhos P19 e P24. As reações dos pilares P13 a P18 não sofreram mudanças, o que se justifica por não estarem ligados por vigas ao restante do pórtico. Essa falta de ligação impossibilita a troca de cargas com os demais pilares.

Da mesma forma que no exemplo anterior, as diferenças entre os esforços normais dos pilares obtidos a partir das análises com e sem interação foram pequenas. Atingiu-se, no máximo, o valor de 7,43%, para os pilares P1 e P4.

Foi verificado, também para este edifício, que as diferenças são maiores entre as cargas previstas no dimensionamento da fundação e as reações obtidas com qualquer uma das análises, seja ela com ou sem interação. Esses valores poderão ser comparados com os da análise incremental, que é o objeto do item 5.4, em que se utilizou este mesmo edifício.

5.2.2. Momentos fletores nos pilares

Mudanças significativas também foram verificadas para o caso deste edifício, embora tenham sido mais modestas. As maiores diferenças percentuais nas bases ocorreram para os pilares P26 e P27, atingindo aproximadamente 222%.

Observa-se, nos gráficos da Figura 5.6, um efeito da interação solo-estrutura semelhante ao detectado no exemplo anterior. Apesar de bem mais leves, percebem-se perturbações no comportamento dos momentos fletores nas proximidades da fundação. Geralmente, são significativas somente até o 2º pavimento. Em alguns casos, essas perturbações são responsáveis apenas por um distanciamento das curvas nas extremidades inferiores.

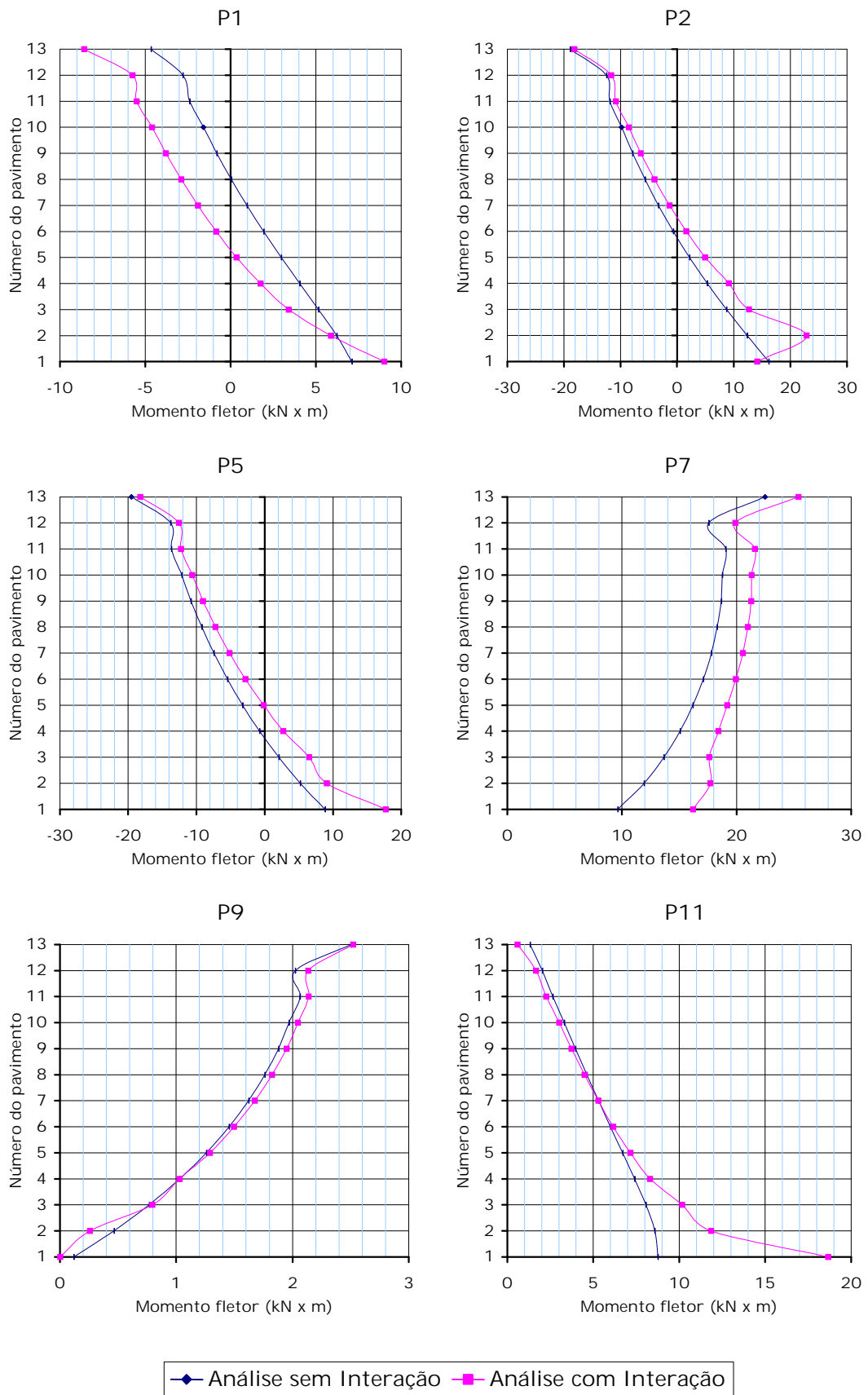


Figura 5.6 (a) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, ações verticais. P1, P2, P5, P7, P9 e P11.

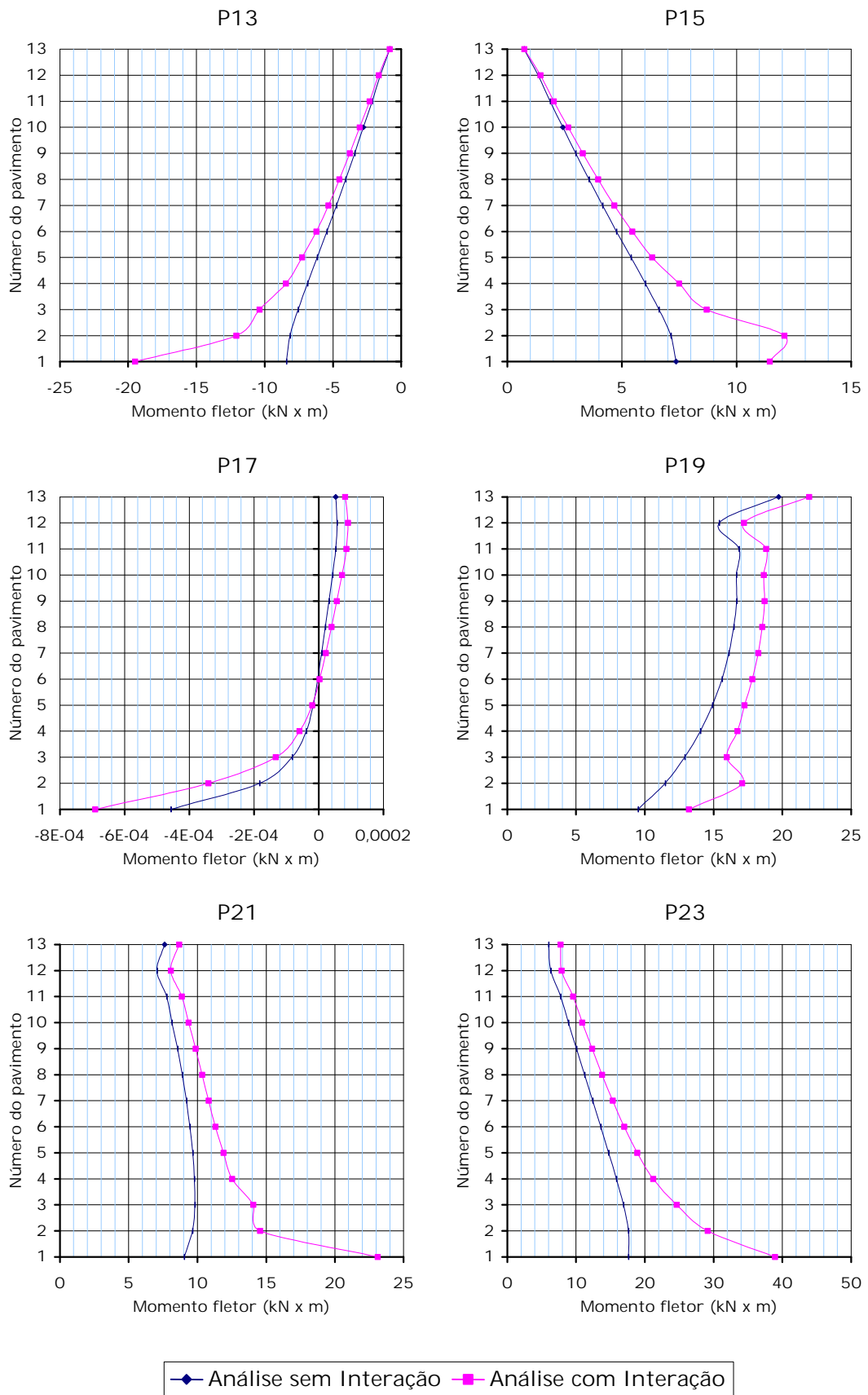


Figura 5.6 (b) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, ações verticais. P13, P15, P17, P19, P21 e P23.

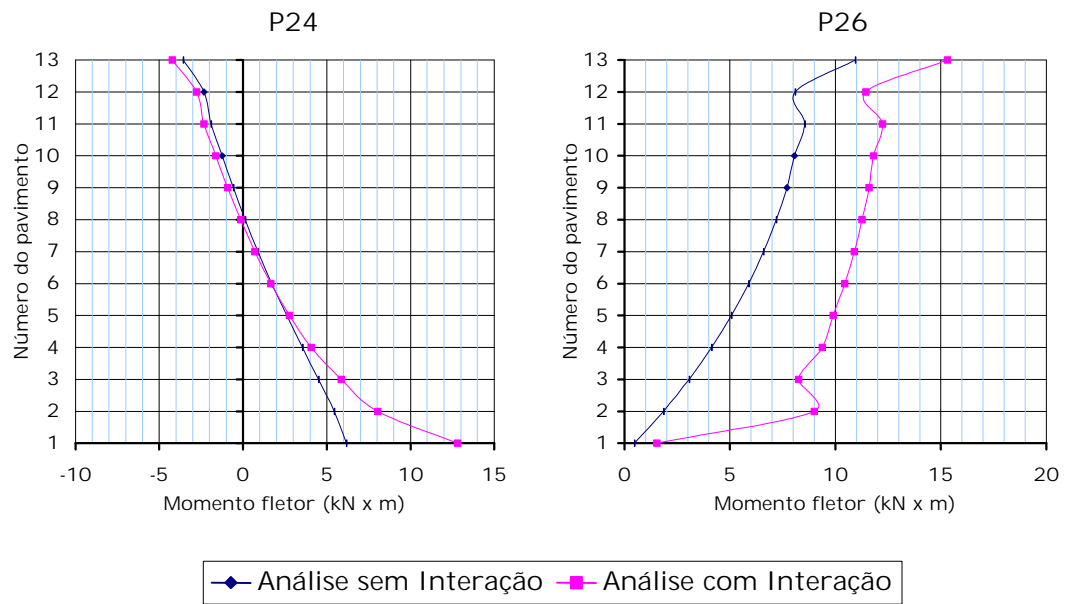


Figura 5.6 (c) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, ações verticais. P24 e P26.

Os momentos podem ser vistos na Tabela 5.8, em que se inseriram os valores correspondentes à base do edifício, ao seu pavimento à meia altura e ao topo.

Tabela 5.8 Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan para ações verticais.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
P 1	7,1132	9,0183	0,9629	-1,9100	-4,6637	-8,5808
P 2	16,2061	14,1755	-3,2922	-1,3450	-18,9137	-18,1387
P 3	16,2061	14,1755	-3,2922	-1,3450	-18,9137	-18,1387
P 4	7,1142	9,0193	0,9630	-1,9090	-4,6637	-8,5808
P 5	8,8486	17,7757	-7,4399	-5,1463	-19,4925	-18,2368
P 6	8,8486	17,7855	-7,4399	-5,1463	-19,4925	-18,2368
P 7	9,6246	16,2257	17,8052	20,5520	22,5041	25,4177
P 8	9,6275	16,2356	17,8052	20,5520	22,5041	25,4177
P 9	0,1194	0,0033	1,6216	1,6755	2,5065	2,5222
P 10	-0,1206	-0,0053	-1,6226	-1,6765	-2,5065	-2,5231
P 11	8,7672	18,6782	5,3062	5,2945	1,3263	0,5978
P 12	8,7692	18,6782	5,3072	5,2945	1,3263	0,5976
P 13	-8,3983	-19,5023	-4,7422	-5,3308	-0,8329	-0,8442
P 14	-8,3993	-19,5023	-4,7422	-5,3308	-0,8328	-0,8441
P 15	7,3565	11,4483	4,1536	4,6676	0,7295	0,7393
P 16	7,3565	11,4483	4,1536	4,6676	0,7295	0,7393
P 17	-0,0005	-0,0007	0,0000	0,0000	0,0001	0,0001
P 18	-0,0005	-0,0007	0,0000	0,0000	0,0001	0,0001
P 19	9,5029	13,2141	16,1178	18,2466	19,7279	21,9646
P 20	9,5059	13,2141	16,1178	18,2466	19,7279	21,9646
P 21	9,0399	23,1222	9,1959	10,8204	7,6165	8,6671
P 22	9,0419	23,1222	9,1959	10,8204	7,6155	8,6671
P 23	17,6188	38,9555	12,4195	15,3134	6,0116	7,7421
P 24	6,1823	12,8021	0,8975	0,7125	-3,5738	-4,2193
P 25	6,1832	12,8021	0,8975	0,7125	-3,5748	-4,2193
P 26	0,4784	1,5382	6,5953	10,8989	10,9480	15,3134
P 27	-0,4783	-1,5382	-6,5953	-10,8989	-10,9480	-15,3134

5.2.3. Esforços em vigas

Os esforços das vigas do exemplo em questão comportaram-se de forma semelhante aos do edifício Maison Versailles. Algumas vigas, no entanto, apresentaram perturbações nos primeiros pavimentos devidas à interação solo-estrutura. Tanto em relação aos momentos fletores quanto aos esforços cortantes, foram estas as vigas V1-1, V5, V6-2, V18, V19-2 e suas simétricas.

Apresentam-se os gráficos na Figura 5.7. Da mesma forma que no exemplo anterior, os gráficos dos esforços cortantes são praticamente idênticos aos de momentos fletores, ressaltando os valores.

Os momentos fletores das vigas presentes no pórtico analisado podem ser vistos na Tabela 5.9. Em seguida, a Tabela 5.10 apresenta os valores de esforços cortantes.

Praticamente em todas as vigas, os esforços sofreram mudanças significativas quando comparados os resultados das análises com e sem a consideração da interação solo-estrutura. No segundo pavimento do primeiro tramo da viga V1, as diferenças entre momentos atingiram um máximo de 980,82%, enquanto que a máxima diferença entre esforços cortantes foi de 980,99%. Somente as vigas V6-2, V19-2 e V23-2 não apresentaram mudanças significativas.

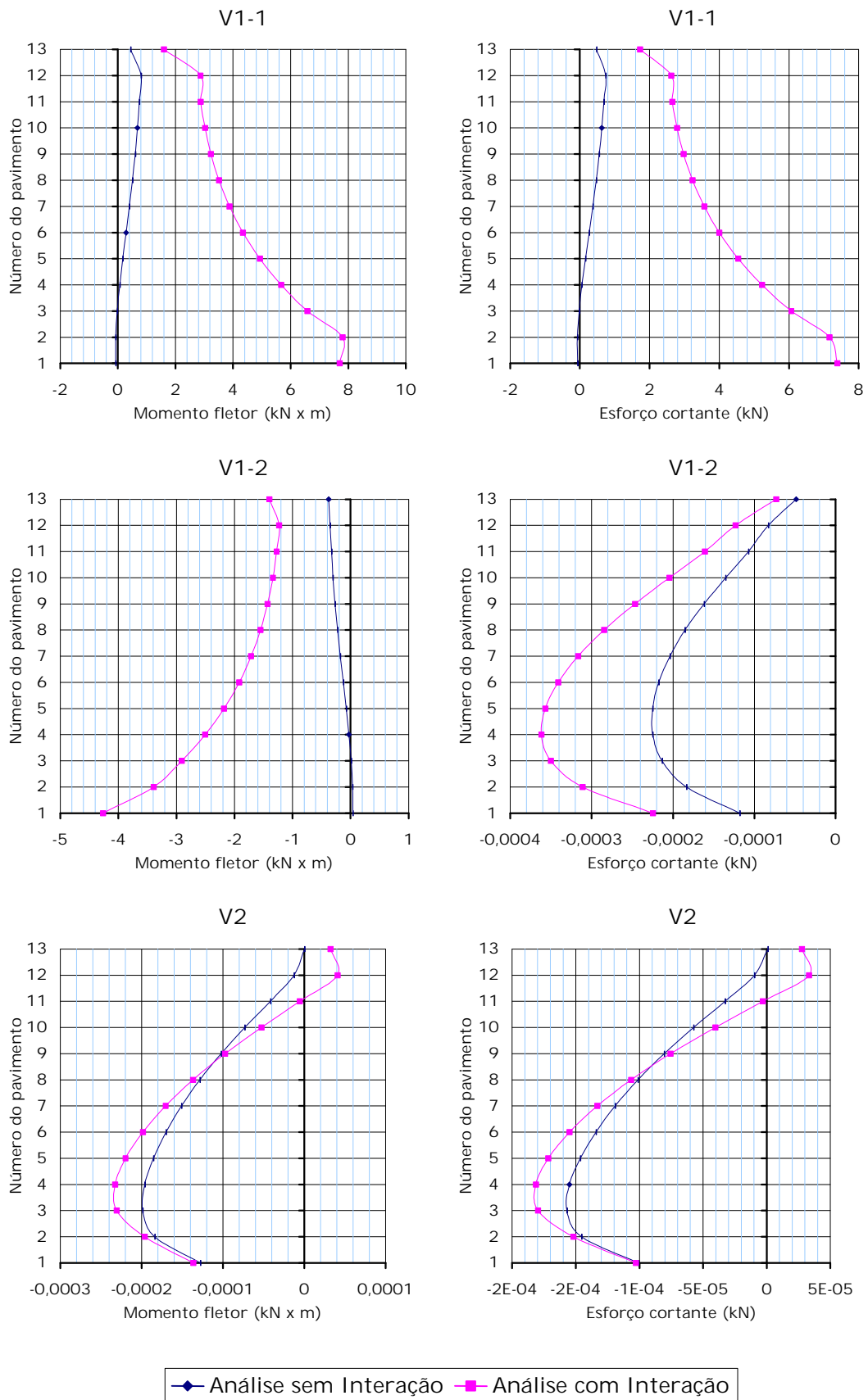


Figura 5.7 (a) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, ações verticais. V1-1, V1-2 e V2.

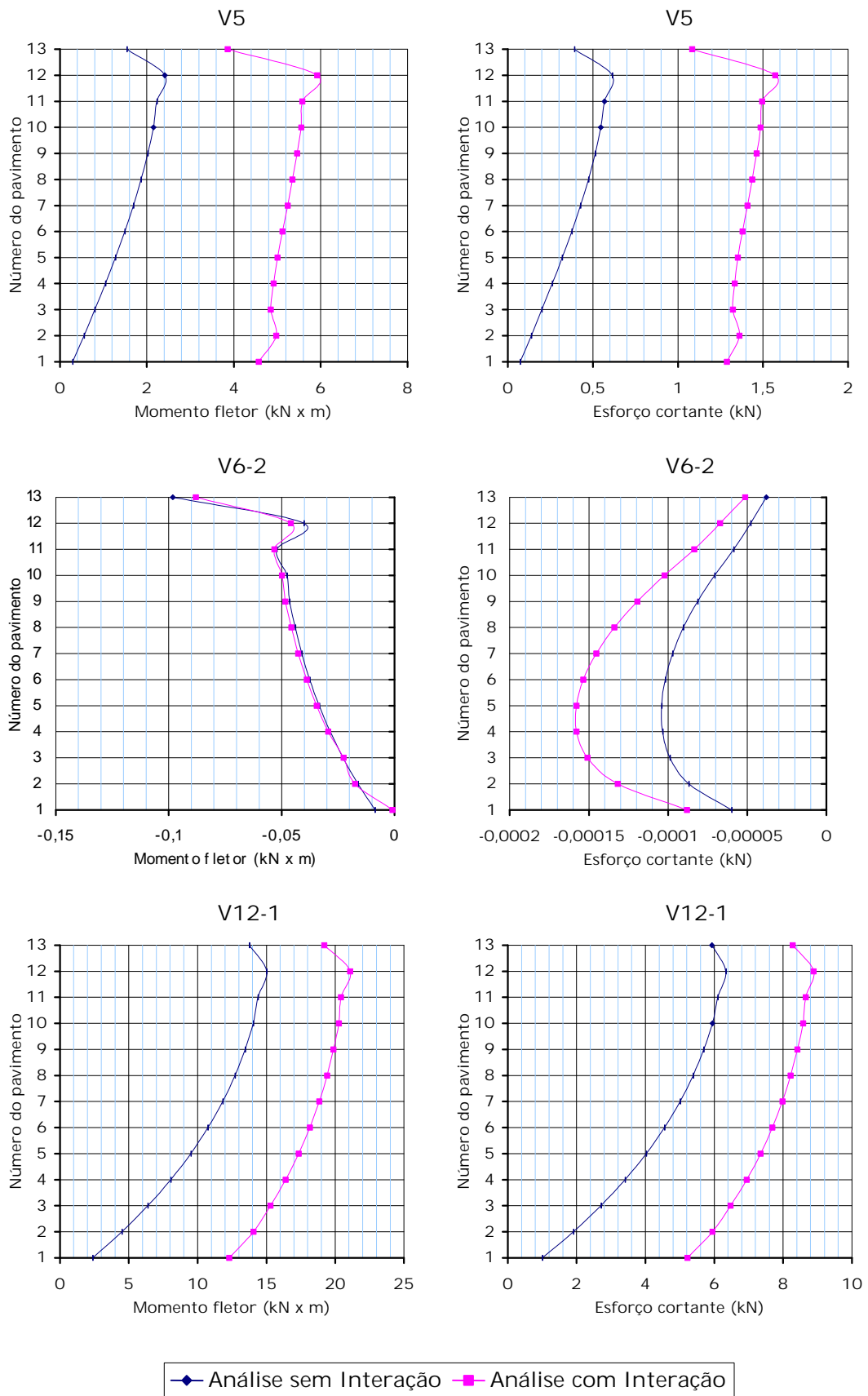


Figura 5.7 (b) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, ações verticais. V5, V6-2 e V12-1.

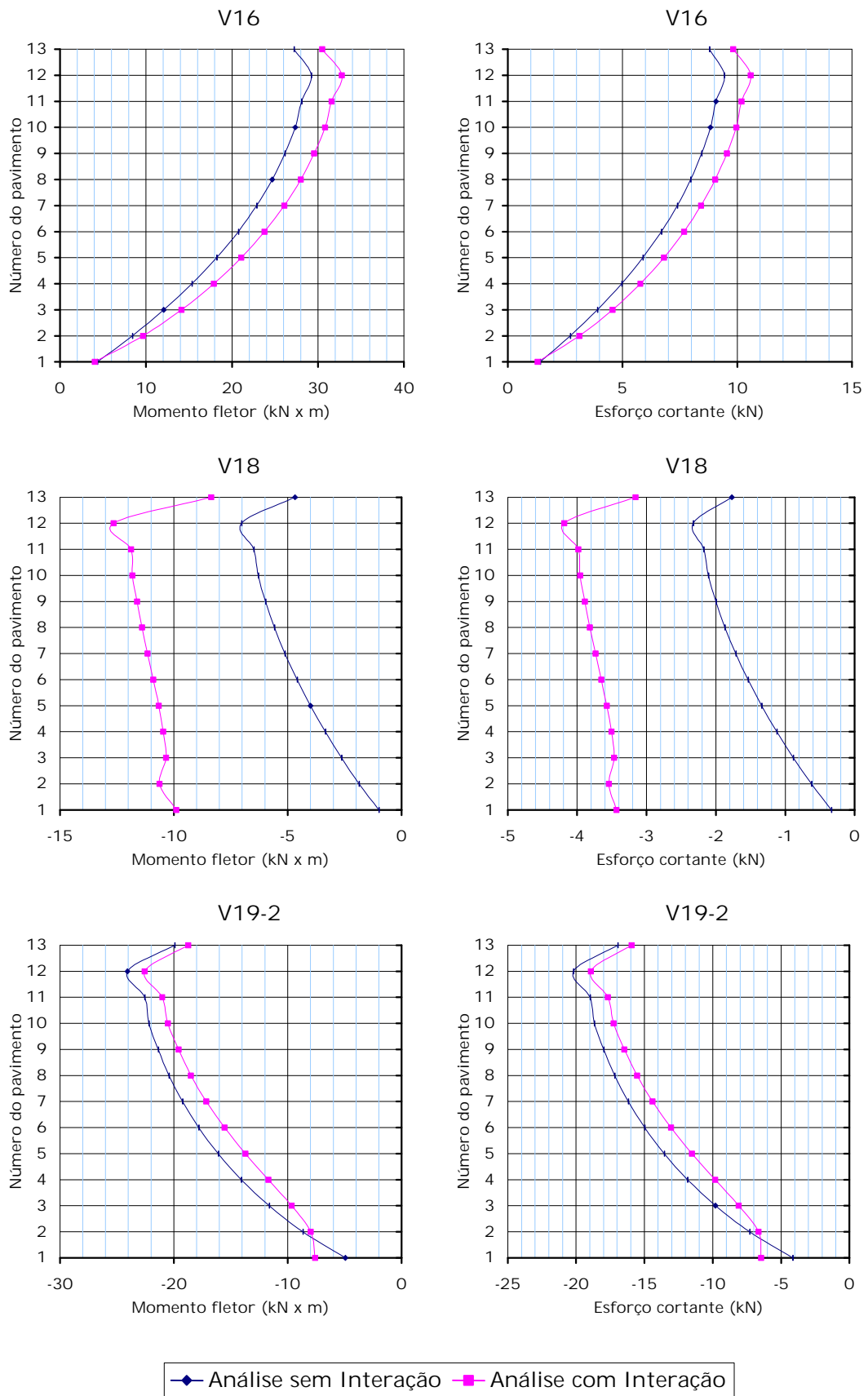


Figura 5.7 (c) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, ações verticais. V16, V18 e V19-2.

Tabela 5.9 Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan para ações verticais.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1-1	-0,0712	7,6989	0,3986	3,8750	0,4387	1,5980
V 1-2	0,0372	-4,2624	-0,1777	-1,7128	-0,3777	-1,4018
V 1-3	0,0952	-10,5261	-0,5089	-4,9354	-0,7241	-2,6615
V 2	-0,0001	-0,0001	-0,0002	-0,0002	0,0000	0,0000
V 5	0,2931	4,5764	1,6912	5,2415	1,5402	3,8563
V 6-1	0,2770	-2,4015	1,2635	-0,2465	0,7039	-0,9859
V 6-2	-0,0087	-0,0009	-0,0411	-0,0426	-0,0982	-0,0880
V 6-3	-0,4506	0,9957	-2,1680	-1,5559	-2,1602	-1,5490
V 7	-0,2507	-5,0502	-1,4999	-5,2837	-1,3852	-4,2360
V 9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
V 10-1	2,9126	7,7715	14,8327	18,1681	13,5280	15,5489
V 10-2	-6,2921	-14,3128	-32,3436	-39,3381	-33,5404	-38,7005
V 12-1	2,3721	12,2919	11,8211	18,8450	13,7634	19,2080
V 12-2	-2,4260	-12,6451	-12,0859	-19,2570	-14,5679	-20,3361
V 14-1	5,0404	10,7616	26,0357	31,6471	21,0130	24,2699
V 14-2	-4,1516	-10,8793	-21,1209	-25,8199	-25,4471	-29,2927
V 16	4,3576	4,0299	22,8671	26,0848	27,2129	30,4895
V 18	-0,9996	-9,8885	-5,1218	-11,1540	-4,6804	-8,3562
V 19-2	-4,9374	-7,5831	-19,2374	-17,1479	-19,9143	-18,7469
V 23-2	-4,9374	-7,5831	-19,2374	-17,1479	-19,9143	-18,7469
V 24	-0,9996	-9,8885	-5,1218	-11,1540	-4,6804	-8,3552
V 26	-4,3517	-4,0280	-22,8377	-26,0357	-27,1148	-30,3620

Tabela 5.10 Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan para ações verticais.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1-1	-0,0676	7,3879	0,3677	3,5708	0,4713	1,7266
V 1-2	-0,0001	-0,0002	-0,0002	-0,0003	0,0000	-0,0001
V 1-3	0,0673	-7,3889	-0,3681	-3,5718	-0,4714	-1,7266
V 2	-0,0001	-0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000	0,0000
V 5	0,0728	1,2881	0,4270	1,4087	0,3915	1,0830
V 6-1	0,1906	-0,8906	0,8994	0,3430	0,7508	0,1473
V 6-2	-0,0001	-0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000	-0,0001
V 6-3	-0,1908	0,8902	-0,8996	-0,3434	-0,7509	-0,1474
V 7	-0,0728	-1,2881	-0,4270	-1,4087	-0,3915	-1,0830
V 9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
V 10-1	1,0507	2,7723	5,3455	6,5403	5,7948	6,6669
V 10-2	-2,4829	-5,4936	-12,7922	-15,5489	-11,9486	-13,7929
V 12-1	1,0045	5,2219	5,0060	7,9785	5,9331	8,2836
V 12-2	-1,0045	-5,2219	-5,0060	-7,9785	-5,9331	-8,2836
V 14-1	2,4829	5,4936	12,7922	15,5489	11,9486	13,7929
V 14-2	-1,0507	-2,7723	-5,3455	-6,5403	-5,7948	-6,6669
V 16	1,4077	1,3018	7,3869	8,4229	8,7800	9,8296
V 18	-0,3354	-3,4335	-1,7148	-3,7366	-1,7697	-3,1608
V 19-2	-4,1555	-6,4668	-16,1865	-14,4109	-16,9517	-15,9511
V 23-2	-4,1555	-6,4668	-16,1865	-14,4109	-16,9615	-15,9511
V 24	-0,3354	-3,4335	-1,7148	-3,7366	-1,7697	-3,1598
V 26	-1,4077	-1,3028	-7,3869	-8,4238	-8,7800	-9,8296

5.2.4. Recalques

Os acréscimos percentuais de deslocamentos verticais dos nós do edifício Manhattan também tiveram valores muito altos. Variaram entre 764,59% e 1508,60% para o primeiro pavimento, de acordo com a tabela seguinte.

Tabela 5.11 Deslocamentos verticais dos nós do 1º pavimento do ed. Manhattan para ações verticais.

	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO (cm)	ANÁLISE COM INTERAÇÃO (cm)	DIFERENÇA (%)
P 1	-0,0562	-0,8600	1429,91%
P 2	-0,0559	-0,8994	1508,60%
P 3	-0,0559	-0,8994	1508,60%
P 4	-0,0562	-0,8600	1429,91%
P 5	-0,0833	-0,9597	1051,54%
P 6	-0,0833	-0,9597	1051,54%
P 7	-0,0849	-0,9808	1055,67%
P 8	-0,0849	-0,9808	1055,67%
P 9	-0,1132	-1,1393	906,40%
P 10	-0,1132	-1,1393	906,40%
P 11	-0,1123	-1,1416	916,42%
P 12	-0,1123	-1,1416	916,42%
P 13	-0,1298	-1,3800	963,42%
P 14	-0,1298	-1,3800	963,42%
P 15	-0,0672	-0,8679	1192,42%
P 16	-0,0672	-0,8679	1192,42%
P 17	-0,1008	-1,2390	1129,14%
P 18	-0,1008	-1,2390	1129,14%
P 19	-0,0778	-1,0289	1222,35%
P 20	-0,0778	-1,0289	1222,35%
P 21	-0,1394	-1,2051	764,59%
P 22	-0,1394	-1,2051	764,59%
P 23	-0,1375	-1,2956	842,62%
P 24	-0,1020	-1,1281	1006,17%
P 25	-0,1020	-1,1281	1006,17%
P 26	-0,1265	-1,2297	871,82%
P 27	-0,1265	-1,2297	871,82%

Como esperado, as diferenças diminuíram no sentido do topo da edificação, porém mantendo valores bastante significativos. A Tabela 5.12 apresenta tais acréscimos, em que se vê todos eles ultrapassando 100% e atingindo um máximo de 208,09%.

Tabela 5.12 Deslocamentos verticais dos nós do último pavimento do ed. Manhattan para ações verticais.

	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO (cm)	ANÁLISE COM INTERAÇÃO (cm)	DIFERENÇA (%)
P 1	-0,3956	-1,2181	207,91%
P 2	-0,3992	-1,2300	208,09%
P 3	-0,3992	-1,2300	208,09%
P 4	-0,3956	-1,2181	207,91%
P 5	-0,5733	-1,4551	153,80%
P 6	-0,5733	-1,4551	153,80%
P 7	-0,5888	-1,4843	152,08%
P 8	-0,5888	-1,4843	152,08%
P 9	-0,7906	-1,8118	129,15%
P 10	-0,7906	-1,8118	129,15%
P 11	-0,7865	-1,8102	130,18%
P 12	-0,7865	-1,8102	130,18%
P 13	-0,9084	-2,1586	137,63%
P 14	-0,9084	-2,1587	137,63%
P 15	-0,4701	-1,2708	170,34%
P 16	-0,4701	-1,2708	170,34%
P 17	-0,7056	-1,8438	161,31%
P 18	-0,7056	-1,8438	161,31%
P 19	-0,5542	-1,5134	173,08%
P 20	-0,5542	-1,5134	173,08%
P 21	-0,9629	-2,0149	109,24%
P 22	-0,9629	-2,0149	109,24%
P 23	-0,9560	-2,0969	119,35%
P 24	-0,7236	-1,7604	143,27%
P 25	-0,7236	-1,7604	143,27%
P 26	-0,8898	-2,0044	125,26%
P 27	-0,8898	-2,0044	125,27%

Verificando os gráficos de deslocamentos verticais nodais dos pilares, percebeu-se que, em todos os pavimentos, as diferenças absolutas entre as análises são próximas do valor do recalque da fundação. Ocorre quase que somente uma translação da curva dos deslocamentos, conforme se observa nas figuras a seguir. Como ilustração, foram inseridos os gráficos de apenas dois pilares, pois todos são semelhantes.

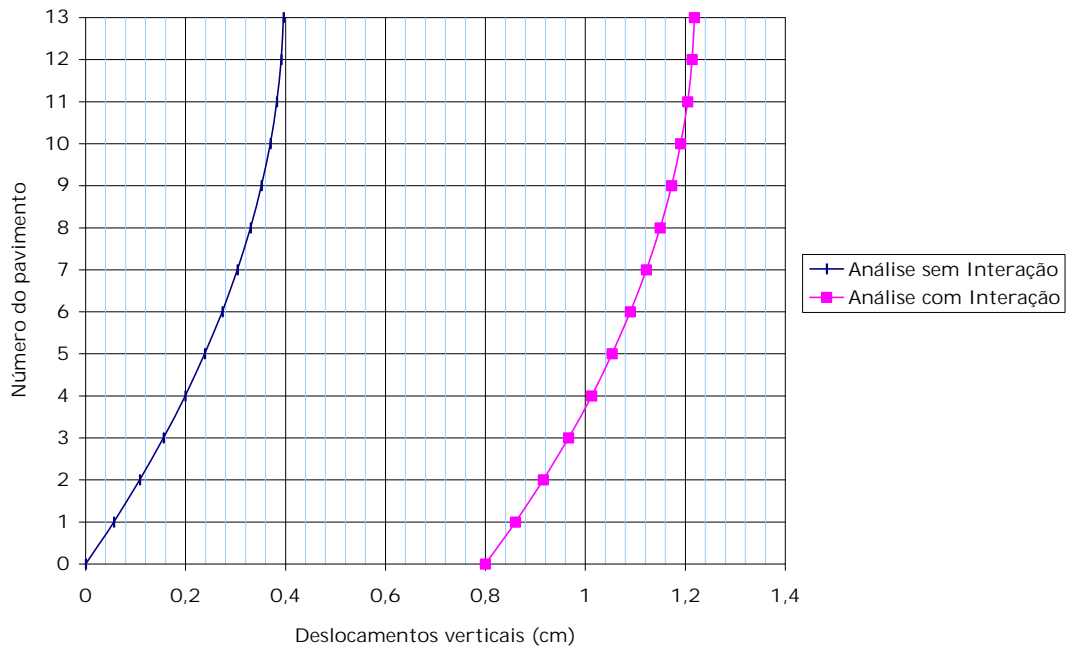


Figura 5.8 Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1, ed. Manhattan, ações verticais.

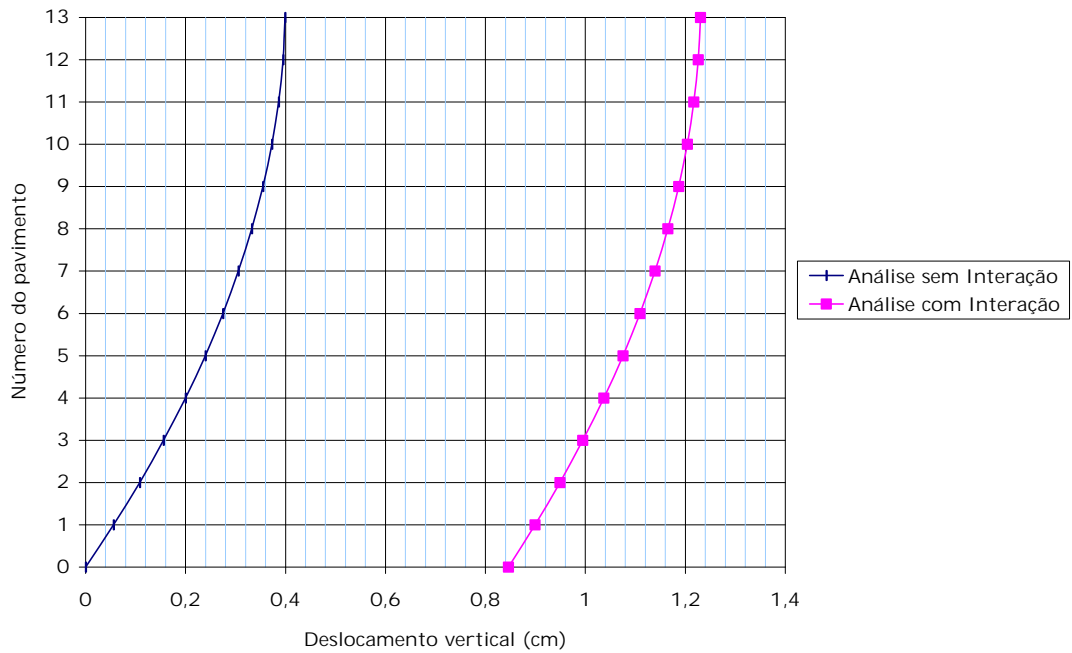


Figura 5.9 Deslocamentos verticais dos nós do pilar P2, ed. Manhattan, ações verticais.

5.3. INFLUÊNCIA DA CAMADA INDESLOCÁVEL

No procedimento de cálculo dos recalques aqui avaliados está considerada a posição da superfície da camada indeslocável presente no interior do solo da maneira descrita no capítulo 4. Com a finalidade de verificar a verdadeira importância dessa consideração, o edifício Maison Versailles foi submetido a duas análises com consideração da interação solo-estrutura: a primeira em que o maciço de solo era semi-infinito e a segunda com superfície indeslocável a 15 m de profundidade.

Comparando os resultados, observou-se que todos os recalques reduziram-se quando considerada a posição da camada indeslocável. Na base da estrutura essa redução esteve compreendida no intervalo de -18,16% a -36,69% do valor anteriormente determinado para solo semi-infinito. Já no topo da edificação os recalques diminuíram na faixa de -10,68% a -28,38%.

As reações nas bases dos pilares também tiveram seus valores alterados, com diferenças percentuais da mesma ordem de grandeza daquelas calculadas quando comparadas as análises com e sem interação. Embora tenham ocorrido tais mudanças, percebe-se pela Tabela 5.13 que elas não são consideráveis.

Ocorreram mudanças consideráveis nos valores de momento fletor de praticamente todos os pilares, variando percentualmente entre -70,86% e 75,11%. Apenas os pilares P13, P14, P15 e P16 não apresentaram diferenças relevantes.

O mesmo pôde ser observado com relação aos esforços em vigas. As diferenças percentuais estiveram compreendidas nos intervalos de -93,53% a 120,53% para momento fletor e de -95,56% a 73,40% para esforço cortante. As alterações somente não foram importantes nas vigas V11 e V12.

Percebe-se que as mudanças ocorridas são, em geral, bastante significativas, o que induz à conclusão de que a posição da camada indeslocável presente no interior do maciço de solo tem grande importância no processo da interação solo-estrutura e deve ser incorporada em análises desse tipo.

Tabela 5.13 Reação nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles, com e sem camada indeslocável.

	REAÇÃO NAS BASES DOS PILARES (kN)		DIFERENÇA (%)
	MACIÇO SEMI-INFINITO	CAMADA INDESLOCÁVEL	
P 1	2294,56	2187,63	-4,66%
P 2	3784,70	3782,74	-0,05%
P 3	3729,76	3722,90	-0,18%
P 4	2203,33	2091,49	-5,08%
P 5	2963,60	2975,37	0,40%
P 6	2665,38	2643,80	-0,81%
P 7	3391,32	3378,56	-0,38%
P 8	3156,86	3421,73	8,39%
P 9	3126,45	3393,28	8,53%
P 10	3347,17	3331,48	-0,47%
P 11	2653,61	2633,99	-0,74%
P 12	2935,15	2946,92	0,40%
P 13	5393,54	5393,54	0,00%
P 14	3128,41	3062,68	-2,10%
P 15	3110,75	3046,01	-2,08%
P 16	5397,46	5397,46	0,00%
P 17	3418,79	3295,18	-3,62%
P 18	4461,59	4390,96	-1,58%
P 19	3872,01	4001,50	3,34%
P 20	3868,08	3996,59	3,32%
P 21	4470,42	4400,77	-1,56%
P 22	3416,82	3295,18	-3,56%

5.4. ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA

Além da interação solo-estrutura, um outro fator relevante na análise estrutural de edifícios é a consideração do efeito incremental da construção. A aplicação do carregamento vertical ao pórtico tridimensional totalmente construído pode levar a conclusões um pouco equivocadas com relação aos esforços nos elementos e recalques.

Imaginando a seqüência construtiva, quando apenas o primeiro pavimento está feito, seu peso próprio não causa esforços solicitantes nos demais pavimentos que ainda nem estão construídos. Na análise do pórtico completo, este carregamento influenciaria todos os elementos, provocando esforços em peças inexistentes quando da aplicação da carga.

Prosseguindo com o mesmo raciocínio, os recalques diferenciais obtidos com a análise de apenas o primeiro pavimento da estrutura são maiores que aqueles calculados com a aplicação das cargas deste pavimento à sua respectiva posição no pórtico completo. A razão desta afirmação reside na rigidez da estrutura, que aumenta de acordo com o progresso da construção, atingindo seu máximo quando o edifício está completamente erguido. Quanto maior a rigidez da estrutura, menores são os recalques diferenciais, conforme investigações realizadas por MEYERHOF (1953) e LOPES & GUSMÃO (1991).

Com o intuito de observar a influência da análise incremental construtiva nos resultados deste trabalho, um dos exemplos foi submetido a este tipo de análise em composição com a interação solo-estrutura. Escolheu-se o edifício Manhattan.

Dentre as maneiras de simulação do efeito incremental da construção foi escolhido o processo seqüencial direto. Este processo segue a ordem direta da construção e simula cada etapa, sendo o pórtico inicialmente composto somente das barras que formam o primeiro pavimento e o carregamento aplicado refere-se apenas a este pavimento. Na segunda etapa, adicionam-se ao pórtico as barras componentes do segundo pavimento, sendo aplicadas somente as cargas relativas a este segundo pavimento. Cada etapa consiste de uma análise numérica do sistema superestrutura-subestrutura-macço de solos correspondente. Prossegue-se dessa maneira até que o edifício atinja seu topo, conforme visualizado na Figura 5.10.

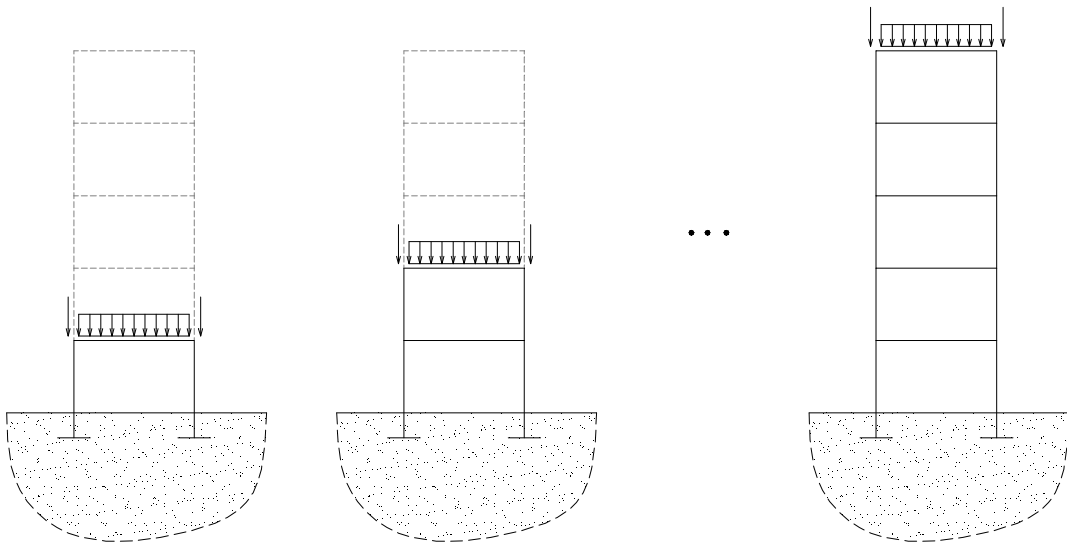


Figura 5.10 Processo sequencial direto da análise incremental iterativa.

Como todas as análises realizadas são elásticas e lineares, os esforços finais de cada elemento são determinados com a simples soma dos seus esforços respectivos calculados em todas as etapas. Os recalques finais da fundação e os deslocamentos verticais de todos os nós do pórtico são obtidos da mesma forma. Assim, considera-se que cada pavimento é construído nivelado e na sua posição original prevista, sem adição dos recalques anteriormente ocorridos.

As ações verticais aplicadas são as mesmas da análise não incremental. Mantiveram-se as sobrecargas adicionadas ao peso próprio por serem estes os dados disponíveis. Além disso, as sobrecargas representam apenas uma pequena parcela da carga total, podendo inclusive ser considerado que parte da sobrecarga de utilização é equivalente ao carregamento imposto na fase de construção.

5.4.1. Comparação entre resultados

Com a consideração de que os pavimentos são construídos nivelados e sem sofrer influência dos recalques ocorridos nos andares abaixo, presume-se que os deslocamentos nodais na direção vertical para os pavimentos superiores do pórtico são menores. Isso é decorrente de menores deformações axiais dos

pilares, já que a carga aplicada aos andares imediatamente inferiores a cada pavimento não o afeta.

Para proporcionar um melhor entendimento do efeito construtivo na deformação axial dos pilares, observe-se inicialmente as curvas referentes à **análise incremental sem interação** solo-estrutura inseridas nos gráficos de deslocamentos nodais das figuras 5.11 e 5.12. Percebe-se que elas se distanciam continuamente das curvas correspondentes à **análise sem interação** até atingirem diferenças máximas no topo do edifício. Neste último pavimento, os deslocamentos verticais dos nós equivalem às deformações axiais dos pilares devidas ao carregamento do último pavimento, apenas. Para a **análise sem interação** estes deslocamentos são a soma de todas deformações axiais dos pilares ao longo da altura da edificação.

Ao ser adicionada a interação com o solo na análise incremental, o deslocamento vertical de cada nó aumenta de um valor correspondente ao recalque da base do pilar ao qual pertence, provocado pelo carregamento do seu pavimento e dos pavimentos superiores. Daí o formato da curva relativa à **análise incremental com interação**.

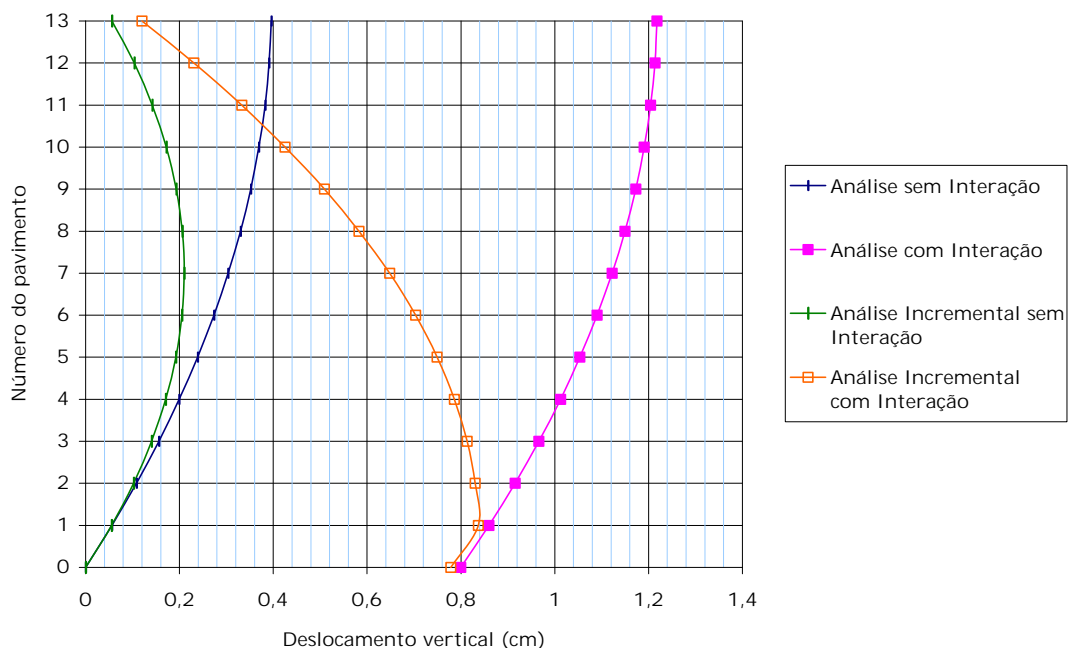


Figura 5.11 Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1, ed. Manhattan, com análise incremental.

Ressalta-se que, por força do método utilizado para simulação do processo construtivo, que foi descrito anteriormente, os deslocamentos calculados para cada nó estão isentos de qualquer influência das deformações provocadas pelos carregamentos dos pavimentos inferiores àquele ao qual pertence.

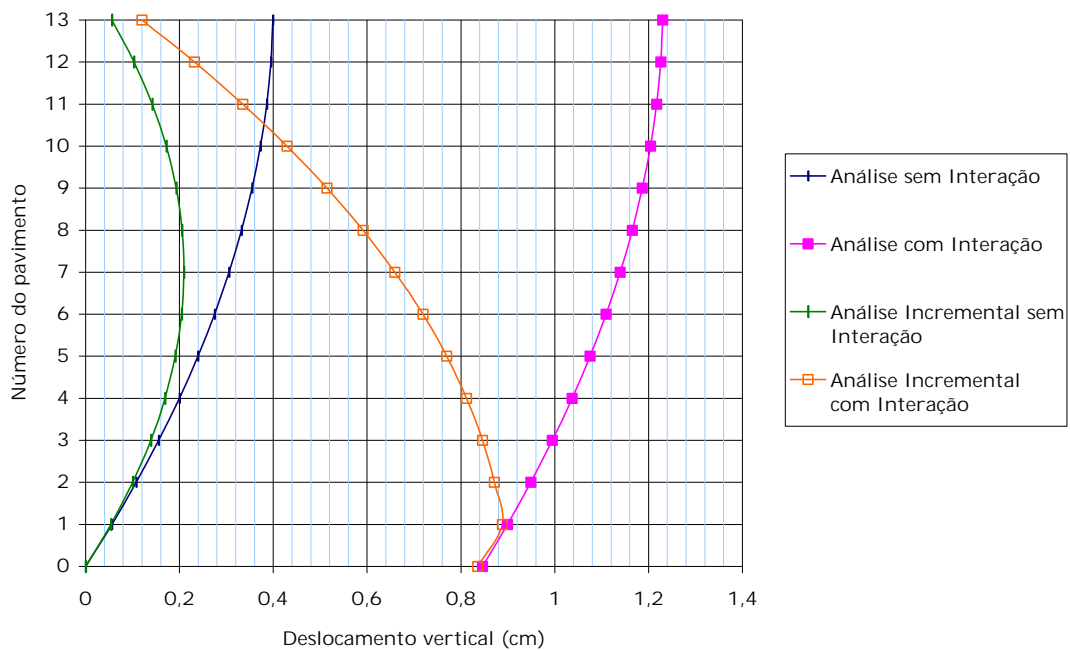


Figura 5.12 Deslocamentos verticais dos nós do pilar P2, ed. Manhattan, com análise incremental.

Observa-se que os resultados da **análise incremental com interação** estiveram mais próximos daqueles da **análise sem interação** que os deslocamentos calculados a partir da **análise com interação**.

Pode-se ver nos gráficos que os recalques das fundações dos pilares são próximos daqueles determinados a partir da **análise com interação**. Fazendo a comparação dos resultados obtidos utilizando a **análise incremental com interação** com os da **análise com interação**, verifica-se que os recalques diferenciais realmente aumentaram conforme esperado. De modo geral, os maiores recalques de cada conjunto de elementos próximos na fundação aumentaram entre 0,47% e 3,08%, enquanto que os menores diminuíram de

-1,17% a -3,59%, conforme dados da Tabela 5.14. Essa ocorrência é decorrente do fato da rigidez média da estrutura ser menor que aquela do pórtico completo.

Outro fator intrinsecamente ligado à rigidez da estrutura é a redistribuição de reações nas bases dos pilares. Verificou-se que todos os aumentos de recalques com referência àqueles determinados a partir da análise do pórtico completo estiveram relacionados com um aumento de reações transmitidas à fundação. Da mesma forma, onde houve uma diminuição de reações foi observada uma redução de recalques.

Tabela 5.14 Recalques na fundação.

	ANÁLISE COM INTERAÇÃO (cm)	ANÁLISE INCREMENTAL COM INTERAÇÃO (cm)	DIFERENÇA (%)
P 1	0,7996	0,7783	-2,67%
P 2	0,8461	0,8357	-1,22%
P 3	0,8461	0,8357	-1,22%
P 4	0,7996	0,7783	-2,67%
P 5	0,8756	0,8890	1,53%
P 6	0,8756	0,8890	1,53%
P 7	0,8959	0,9081	1,36%
P 8	0,8959	0,9081	1,36%
P 9	1,0271	1,0350	0,77%
P 10	1,0271	1,0350	0,77%
P 11	1,0303	1,0352	0,47%
P 12	1,0303	1,0352	0,47%
P 13	1,2502	1,2502	0,00%
P 14	1,2502	1,2502	0,00%
P 15	0,8007	0,8007	0,00%
P 16	0,8007	0,8007	0,00%
P 17	1,1382	1,1382	0,00%
P 18	1,1382	1,1382	0,00%
P 19	0,9498	0,9157	-3,59%
P 20	0,9498	0,9157	-3,59%
P 21	1,0682	1,1011	3,08%
P 22	1,0682	1,1011	3,08%
P 23	1,1614	1,1810	1,68%
P 24	1,0242	0,9915	-3,19%
P 25	1,0242	0,9915	-3,19%
P 26	1,1010	1,0881	-1,17%
P 27	1,1010	1,0881	-1,17%

Embora hajam ocorrido mudanças nos valores de reações dos pilares, elas não foram significativas, tanto em relação à análise com, quanto sem interação. Todas as reações variaram dentro do intervalo de -5,82% a 4,55% do seu valor de referência em cada comparação.

Verificou-se ainda que as reações nas bases dos pilares calculadas com as análises incrementais estiveram em maior conformidade com os valores utilizados no dimensionamento da fundação. Os resultados podem ser observados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 Reação nas bases dos pilares do ed. Manhattan, com análise incremental.

	REAÇÃO NAS BASES DOS PILARES (kN)			RECALQUE (cm)	DIFERENÇA ENTRE COLUMNAS 2 E 3
	(1) DIMENSIO- NAMENTO	(2) ANÁLISE INCREMENTAL SEM INTERAÇÃO	(3) ANÁLISE INCREMENTAL COM INTERAÇÃO		
P 1	1031,72	1039,86	1103,63	0,7783	6,13%
P 2	1216,64	1355,74	1318,46	0,8357	-2,75%
P 3	1216,64	1355,74	1318,46	0,8357	-2,75%
P 4	1031,72	1039,86	1103,63	0,7783	6,13%
P 5	1926,98	1789,34	1781,50	0,8890	-0,44%
P 6	1926,98	1789,34	1781,50	0,8890	-0,44%
P 7	1851,74	1799,15	1797,19	0,9081	-0,11%
P 8	1851,74	1799,15	1797,19	0,9081	-0,11%
P 9	2392,46	2375,00	2360,29	1,0350	-0,62%
P 10	2392,46	2375,00	2360,29	1,0350	-0,62%
P 11	2338,90	2345,57	2333,80	1,0352	-0,50%
P 12	2338,90	2345,57	2333,80	1,0352	-0,50%
P 13	3723,88	3723,88	3723,88	1,2502	0,00%
P 14	3723,88	3723,88	3723,88	1,2502	0,00%
P 15	1261,27	1261,57	1261,57	0,8007	0,00%
P 16	1261,27	1261,57	1261,57	0,8007	0,00%
P 17	2892,38	2891,99	2891,99	1,1382	0,00%
P 18	2892,38	2891,99	2891,99	1,1382	0,00%
P 19	1476,80	1568,62	1592,16	0,9157	1,50%
P 20	1476,80	1568,62	1592,16	0,9157	1,50%
P 21	3115,56	2989,11	2944,96	1,1011	-1,48%
P 22	3115,56	2989,11	2944,96	1,1011	-1,48%
P 23	3558,09	3481,57	3416,82	1,1810	-1,86%
P 24	1770,12	1859,00	1888,43	0,9915	1,58%
P 25	1770,12	1859,00	1888,43	0,9915	1,58%
P 26	2318,50	2356,36	2388,74	1,0881	1,37%
P 27	2318,50	2356,36	2388,74	1,0881	1,37%

Além disso, as diferenças de resultados entre a **análise sem interação** e a **análise incremental com interação** foram em geral menores que aquelas observadas entre a **análise sem interação** e a **análise com interação**, especialmente em relação aos valores mais elevados de reação vertical.

O pórtico aqui analisado está sujeito apenas a ações verticais aplicadas nos nós. Portanto os esforços nos elementos, sobretudo momentos fletores nos pilares e vigas e esforços cortantes em vigas, são função basicamente dos deslocamentos verticais diferenciais entre os nós de cada pavimento, responsáveis pelas deformações dos elementos estruturais.

Segundo KRIPKA & SORIANO (1992), os deslocamentos diferenciais dos nós de um pórtico sobre base rígida calculados sem a consideração da seqüência construtiva aumentam com a altura. Em contrapartida, ao ser feita tal consideração, verifica-se serem maiores os deslocamentos diferenciais à meia altura do edifício, os quais, no topo da edificação, equivalem a somente a deformação de um pavimento.

Verificou-se que isso realmente aconteceu no edifício em questão, como pode ser visto nos gráficos das figuras 5.13, 5.14 e 5.15. Nas mesmas figuras estão presentes também as curvas correspondentes às análises com interação solo-estrutura. As modificações que ocorrem são consequência dos recalques diferenciais.

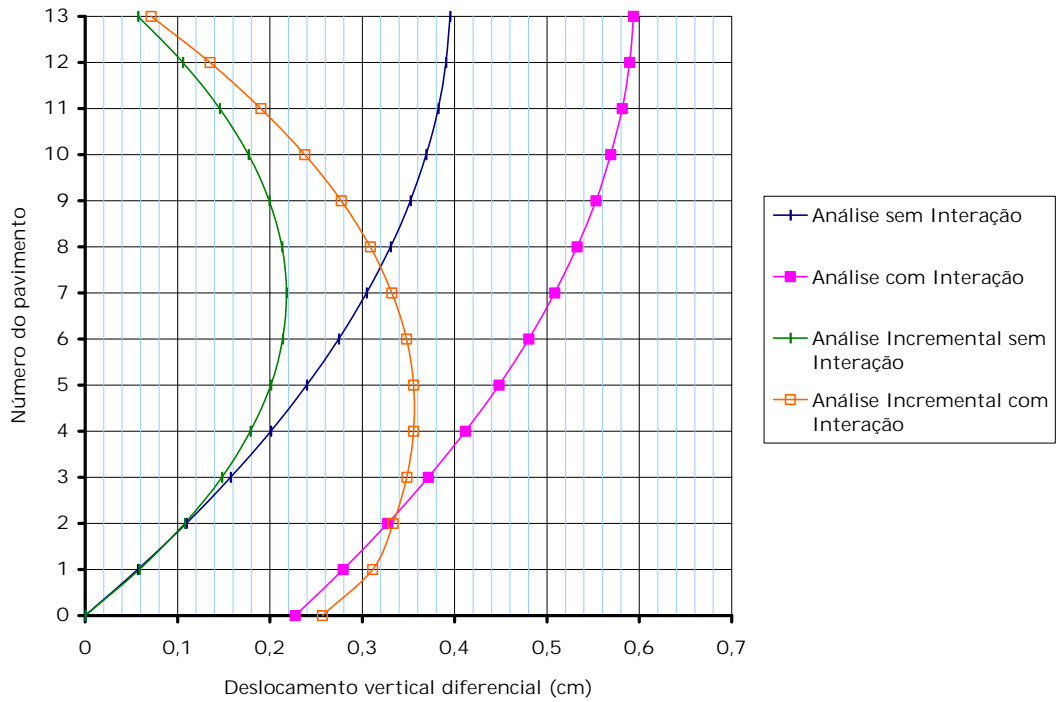


Figura 5.13 Deslocamento vertical diferencial entre os pilares P1 e P9.

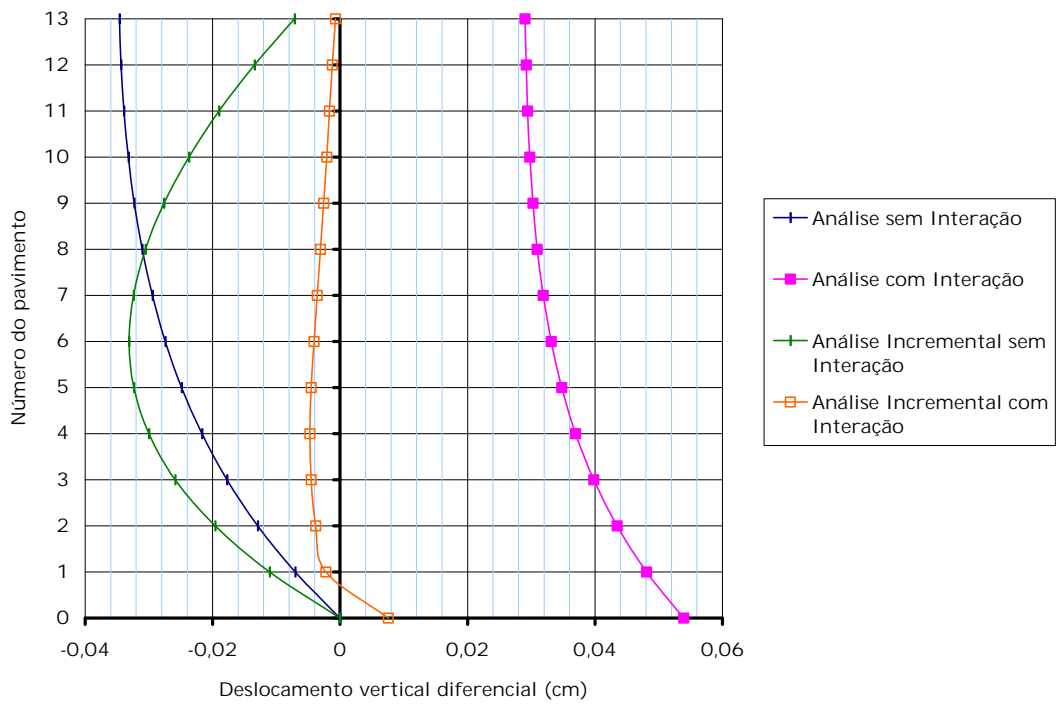


Figura 5.14 Deslocamento vertical diferencial entre os pilares P7 e P19.

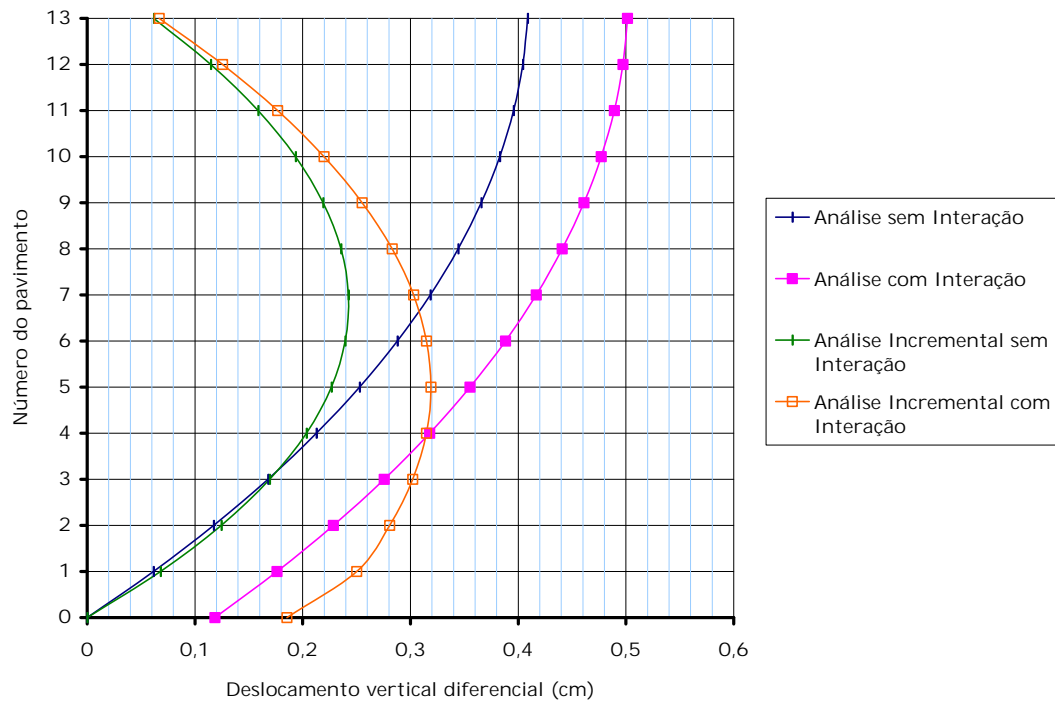


Figura 5.15 Deslocamento vertical diferencial entre os pilares P19 e P21.

O fato de, na análise não-incremental e sem interação, os deslocamentos diferenciais aumentarem com a altura sugere que os esforços nos elementos sigam o mesmo comportamento. Realmente, isso foi verificado na maioria das peças, mas não pode ser aceito como regra, pois num pórtico tridimensional um elemento recebe influência de vários outros.

Entretanto, observou-se que a consideração do efeito incremental da construção teve uma influência importante e característica em todos os esforços analisados. Os valores sempre se aproximaram de zero nos pavimentos superiores, inclusive sem apresentar perturbações no topo.

Em seguida mostram-se os gráficos dos momentos fletores nos pilares. Pode-se perceber que as diferenças são consideráveis, sobretudo nos pavimentos superiores. No topo do edifício foram verificadas diferenças percentuais da ordem de $\pm 85\%$ na maioria dos pilares. Também se observaram mudanças de 102,62% a 178,41%, em módulo, nos pilares P2, P11, P13, P23, P24 e seus simétricos. As percentagens foram calculadas com relação aos máximos momentos fletores nos pilares determinados na **análise sem interação**.

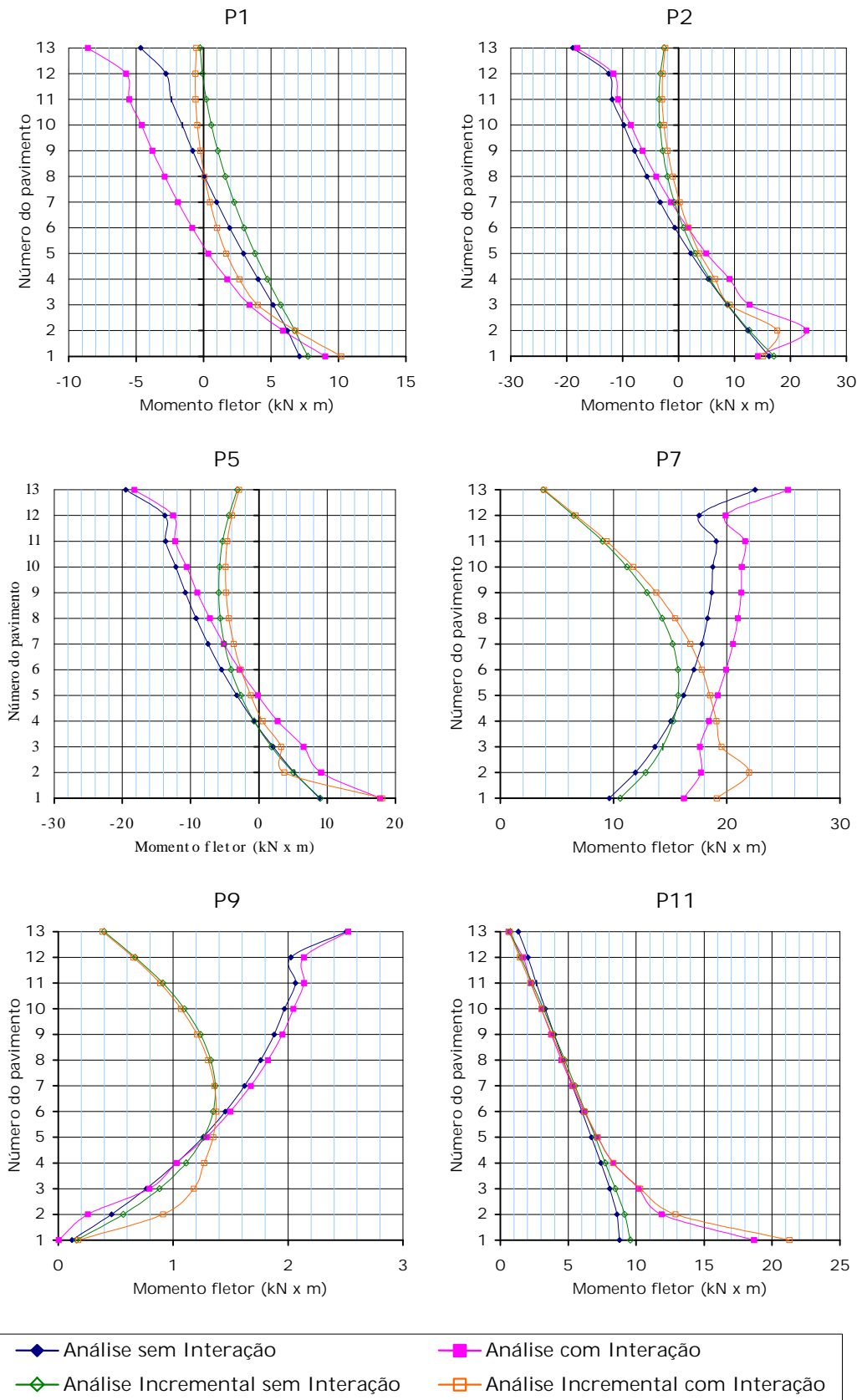


Figura 5.16 (a) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, com análise incremental. P1, P2, P5, P7, P9 e P11.

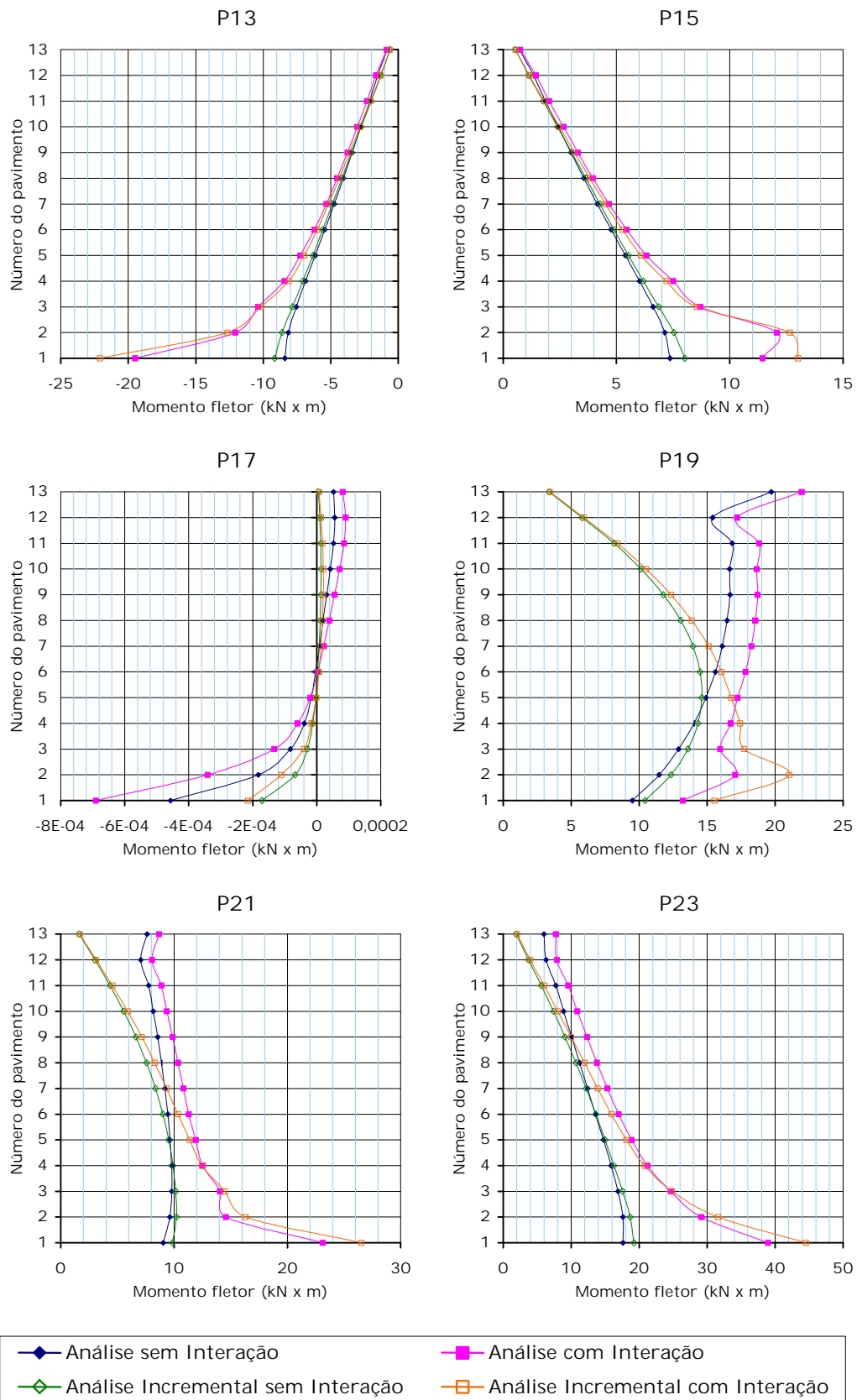


Figura 5.16 (b) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, com análise incremental. P13, P15, P17, P19, P21 e P23.

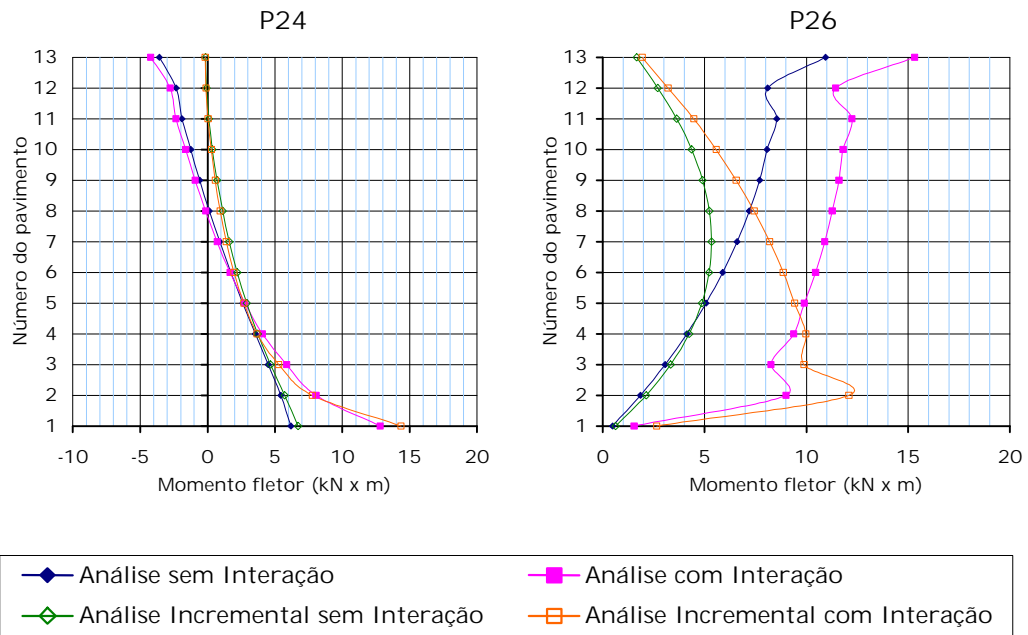


Figura 5.16 (c) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, com análise incremental. P24 e P26.

A Tabela 5.16 apresenta os valores determinados com as análises incrementais, comparando-os para que se verifique a influência da interação solo-estrutura. Percebem-se diferenças consideráveis nas bases de alguns pilares.

Tabela 5.16 Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan, com análise incremental.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
P 1	7,7342	10,2122	2,2641	0,4702	-0,2500	-0,5400
P 2	17,0302	15,0976	-0,7479	0,2092	-2,5977	-2,3779
P 3	17,0302	15,0976	-0,7479	0,2092	-2,5987	-2,3779
P 4	7,7342	10,2122	2,2641	0,4703	-0,2500	-0,5400
P 5	9,0056	18,0406	-5,0698	-3,6935	-3,1480	-2,9038
P 6	9,0056	18,0406	-5,0698	-3,6935	-3,1480	-2,9038
P 7	10,5850	19,1295	15,2153	16,7751	3,7847	3,8681
P 8	10,5850	19,1295	15,2153	16,7751	3,7847	3,8681
P 9	0,1601	0,1752	1,3665	1,3597	0,3992	0,3864
P 10	-0,1605	-0,1760	-1,3665	-1,3597	-0,3992	-0,3865
P 11	9,5677	21,2779	5,5005	5,3916	0,7294	0,6702
P 12	9,5677	21,2779	5,5005	5,3916	0,7294	0,6702
P 13	-9,1488	-22,1117	-4,8766	-5,1571	-0,6114	-0,6171
P 14	-9,1488	-22,1117	-4,8766	-5,1571	-0,6114	-0,6171
P 15	8,0128	13,0081	4,2713	4,5155	0,5354	0,5405
P 16	8,0128	13,0081	4,2713	4,5155	0,5354	0,5405
P 17	-0,0002	-0,0002	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P 18	-0,0002	-0,0002	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P 19	10,4378	15,5390	13,9596	15,1074	3,3835	3,4296
P 20	10,4378	15,5390	13,9596	15,1074	3,3835	3,4296
P 21	9,8787	26,5262	8,3591	9,3509	1,6285	1,6706
P 22	9,8787	26,5262	8,3591	9,3509	1,6285	1,6706
P 23	19,2374	44,5276	12,2036	13,9008	1,9228	2,0356
P 24	6,7130	14,3618	1,6118	1,3979	-0,1537	-0,1727
P 25	6,7130	14,3717	1,6118	1,3979	-0,1537	-0,1727
P 26	0,6233	2,6448	5,3396	8,1953	1,6697	1,9286
P 27	-0,6232	-2,6448	-5,3396	-8,1953	-1,6697	-1,9286

Em vigas, os momentos fletores e os esforços cortantes calculados com a **análise incremental sem interação** foram geralmente menores que aqueles resultantes da **análise sem interação**. Apenas nos pavimentos inferiores houve um pequeno aumento. Os gráficos encontram-se na Figura 5.17.

Ao ser introduzida a interação com o solo, no entanto, os resultados da análise incremental nos pavimentos inferiores diferiram bastante dos demais em alguns casos. Esta análise chegou a apresentar os maiores esforços nos

primeiros pavimentos da edificação. No topo, continuou a ser verificada a tendência de ocorrerem esforços mínimos.

Em seguida, a Tabela 5.17 mostra os valores dos momentos fletores determinados a partir das análises incrementais. Os esforços cortantes estão na Tabela 5.18.

Tabela 5.17 Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan, com análise incremental.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1-1	-0,2474	9,5785	-0,0453	2,4829	-0,0486	0,0206
V 1-2	0,1405	-5,5534	0,0848	-1,1801	0,0586	-0,0027
V 1-3	0,3419	-13,3220	0,1153	-3,2344	0,0954	-0,0204
V 2	-0,0001	-0,0001	0,0000	-0,0001	0,0000	0,0000
V 5	0,1406	3,8171	0,7251	2,7242	0,1917	0,3829
V 6-1	0,4417	-1,4990	1,3391	0,3544	0,1562	0,0089
V 6-2	-0,0115	-0,0265	-0,0412	-0,0407	-0,0169	-0,0155
V 6-3	-0,6129	0,0777	-1,9630	-1,4999	-0,3716	-0,3104
V 7	-0,0728	-4,1320	-0,4966	-2,6654	-0,1531	-0,3904
V 9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
V 10-1	3,2039	11,6641	10,9872	13,2239	2,0709	2,1366
V 10-2	-7,1446	-23,0535	-24,7703	-29,2338	-5,1316	-5,3131
V 12-1	2,8498	18,2760	9,5991	14,0872	2,1896	2,5133
V 12-2	-2,9185	-18,8941	-9,8591	-14,4698	-2,3210	-2,6644
V 14-1	5,6643	16,9811	19,4532	22,8279	3,1745	3,2922
V 14-2	-4,6774	-17,1577	-16,2944	-19,5415	-3,9240	-4,0535
V 16	5,0266	9,9473	18,0112	19,7672	4,0545	4,1202
V 18	-0,8543	-10,6340	-3,0902	-6,6953	-0,6928	-0,9627
V 19-2	-6,4520	-18,7077	-16,6966	-15,3036	-4,2968	-4,0712
V 23-2	-6,4520	-18,7077	-16,6966	-15,3036	-4,2968	-4,0712
V 24	-0,8542	-10,6340	-3,0902	-6,6953	-0,6928	-0,9627
V 26	-5,0178	-9,9375	-17,9817	-19,7279	-4,0388	-4,1025

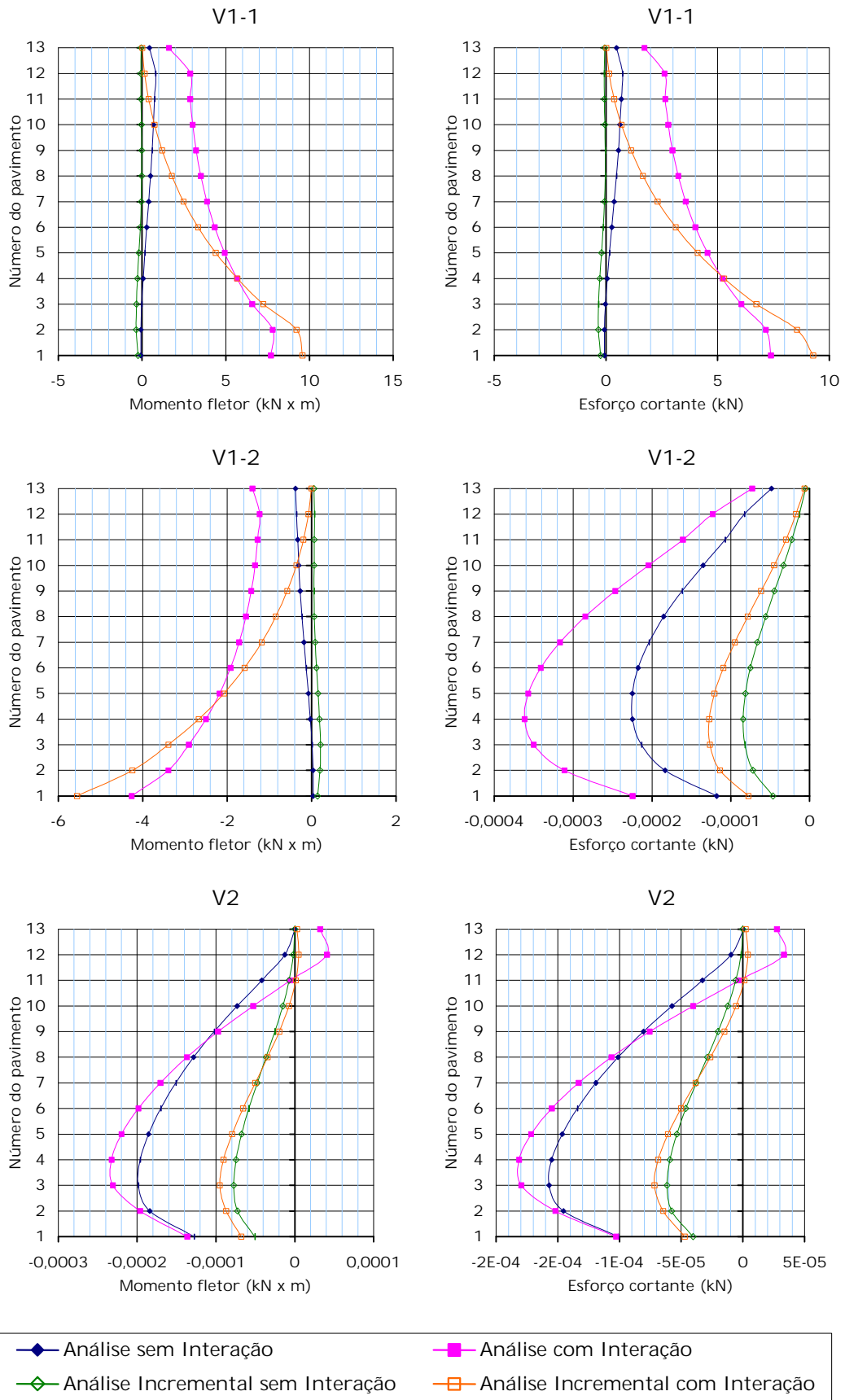


Figura 5.17 (a) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, com análise incremental. V1-1, V1-2 e V2.

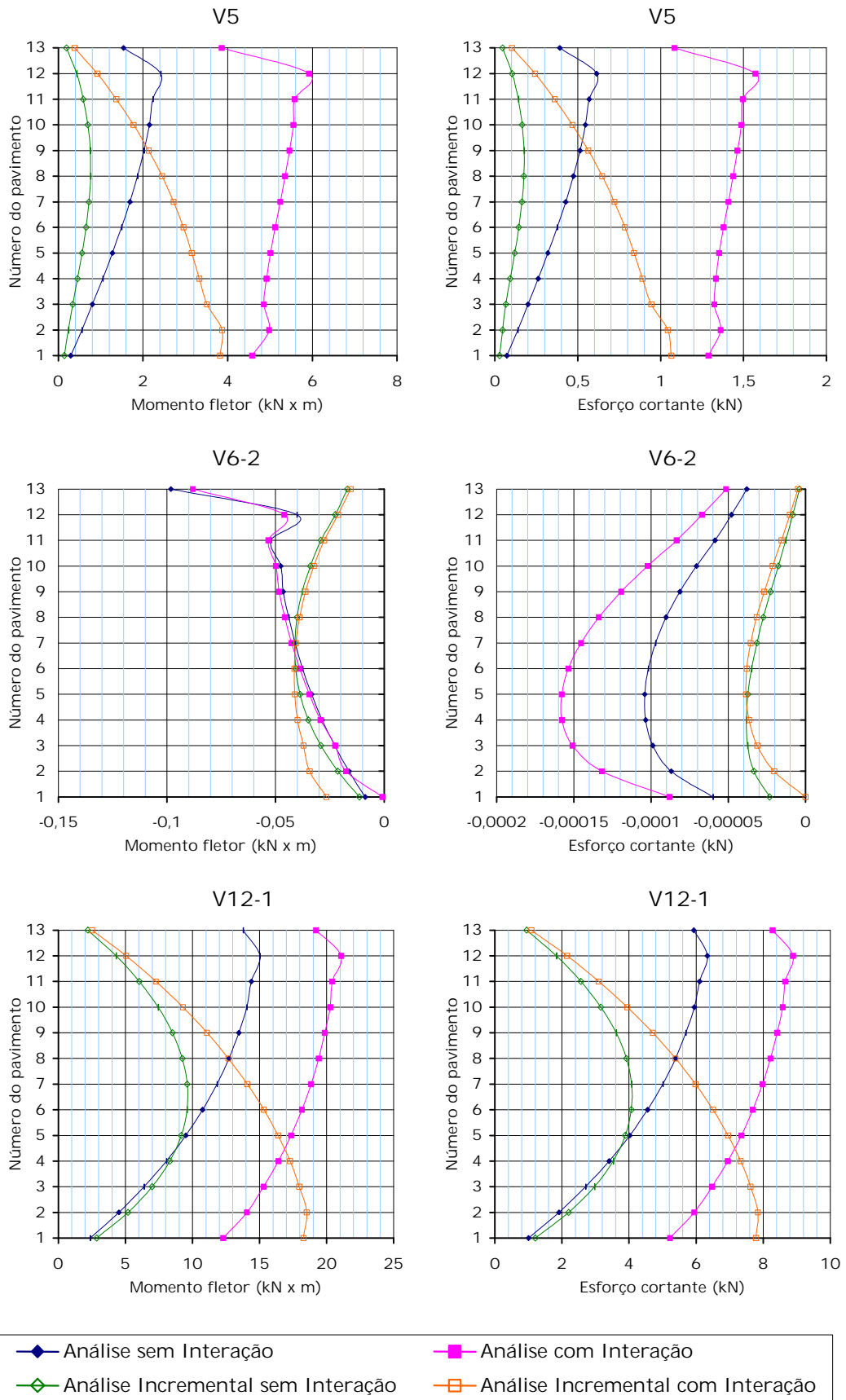


Figura 5.17 (b) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, com análise incremental. V5, V6-2 e V12-1.

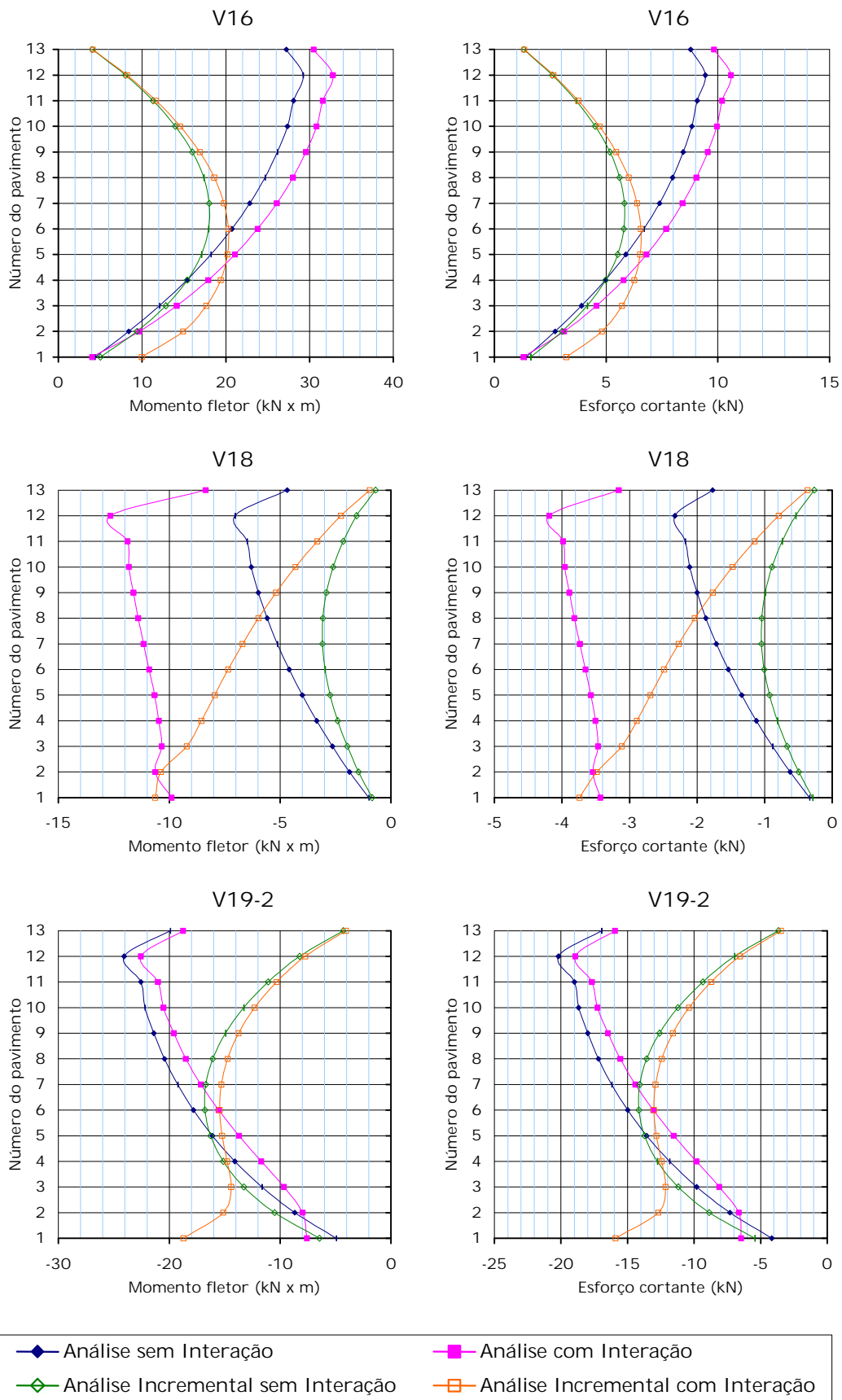


Figura 5.17 (c) Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, com análise incremental. V16, V18 e V19-2.

Tabela 5.18 Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan, com análise incremental.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1-1	-0,2390	9,2832	-0,0652	2,3171	-0,0584	0,0166
V 1-2	0,0000	-0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000	0,0000
V 1-3	0,2389	-9,2832	0,0651	-2,3171	0,0584	-0,0166
V 2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
V 5	0,0285	1,0634	0,1635	0,7211	0,0461	0,1035
V 6-1	0,2763	-0,4134	0,8653	0,4860	0,1383	0,0837
V 6-2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
V 6-3	-0,2764	0,4132	-0,8653	-0,4862	-0,1383	-0,0837
V 7	-0,0285	-1,0634	-0,1635	-0,7211	-0,0461	-0,1035
V 9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
V 10-1	1,1723	4,2860	4,0564	4,8716	0,8914	0,9204
V 10-2	-2,8057	-8,7692	-9,6874	-11,4090	-1,8198	-1,8855
V 12-1	1,2076	7,7833	4,0751	5,9831	0,9447	1,0840
V 12-2	-1,2076	-7,7833	-4,0751	-5,9831	-0,9447	-1,0840
V 14-1	2,8057	8,7692	9,6874	11,4090	1,8198	1,8855
V 14-2	-1,1723	-4,2860	-4,0564	-4,8716	-0,8914	-0,9204
V 16	1,6236	3,2147	5,8173	6,3834	1,3077	1,3293
V 18	-0,2916	-3,7396	-1,0477	-2,2730	-0,2642	-0,3662
V 19-2	-5,4416	-15,9118	-14,0774	-12,9002	-3,6640	-3,4708
V 23-2	-5,4416	-15,9118	-14,0774	-12,9002	-3,6640	-3,4708
V 24	-0,2916	-3,7396	-1,0477	-2,2730	-0,2642	-0,3662
V 26	-1,6236	-3,2147	-5,8173	-6,3834	-1,3077	-1,3293

6. AÇÕES HORIZONTAIS

Foi também estudada a interferência da interação solo-estrutura nos resultados das análises dos pórticos quando submetidos a ações horizontais. As solicitações aplicadas correspondem à ação do vento e foram determinadas de acordo com a NBR 6123 (1988).

Assumiu-se que os pavimentos dos edifícios estão contidos em planos paralelos ao plano xy . Foram impostas separadamente ações devidas ao vento segundo as direções x e y .

Ressalta-se que, neste capítulo, os exemplos não foram submetidos a nenhum tipo de carga vertical. Além disso, é fácil compreender que uma análise incremental construtiva não é aplicável.

Havendo sido comprovada sua importância no capítulo anterior, a presença de uma camada indeslocável no interior do solo foi também considerada nas análises referentes a ações horizontais. Portanto, todos os resultados apresentados a seguir foram obtidos com essa consideração.

6.1. EDIFÍCIO MAISON VERSAILLES

Nesta análise, as ações horizontais foram impostas de acordo com o esquema da Figura 6.1, em que estão também indicados os eixos globais dos planos dos pavimentos do edifício.

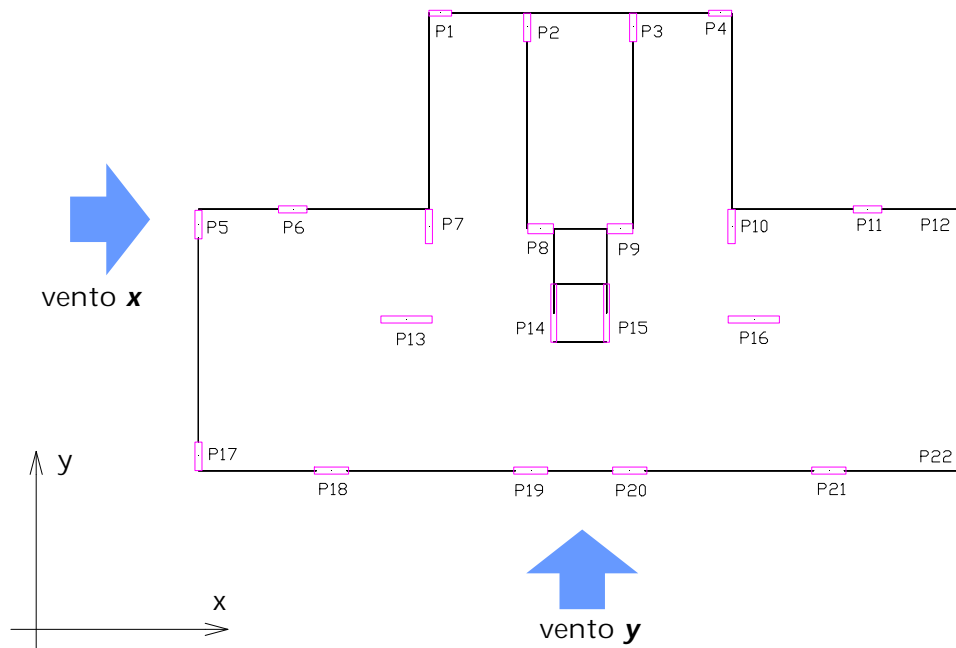


Figura 6.1 Esquema de aplicação das ações horizontais ao pórtico do ed. Maison Versailles.

6.1.1. Ações na direção x

6.1.1.1. Reações verticais nos pilares

Após a consideração da interação com o solo, percebeu-se uma alteração percentual significativa nessas reações. De modo geral, houve uma redução nas reações verticais, em especial para os pilares mais solicitados.

Algo interessante foi observado no pórtico constituído pelos pilares P1, P2, P3 e P4. Inicialmente, na análise convencional, os pilares P1 e P3 trabalhavam à tração, enquanto P2 e P4 estavam comprimidos. Ao se introduzir a interação com o solo, ficaram tracionados os pilares P1 e P2 e comprimidos os outros dois.

A Tabela 6.1 apresenta os valores das reações, comparando-as.

Tabela 6.1 Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção x .

	REAÇÃO VERTICAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		RECALQUE (cm)	DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO		
P 1	-293,02	-206,70	-0,1248	-29,46%
P 2	38,58	-41,72	-0,0146	-208,14%
P 3	-38,60	41,19	0,0144	206,71%
P 4	292,53	205,72	0,1242	-29,68%
P 5	-359,34	-276,35	-0,1168	-23,10%
P 6	84,43	2,84	0,0014	-96,64%
P 7	246,33	196,10	0,0760	-20,39%
P 8	-487,66	-383,77	-0,0510	-21,30%
P 9	487,75	383,47	0,0510	-21,38%
P 10	-245,84	-194,73	-0,0754	-20,79%
P 11	-84,38	-2,48	-0,0012	-97,06%
P 12	359,34	276,64	0,1169	-23,01%
P 13	0,00	0,00	0,0000	--
P 14	-314,21	-239,95	-0,0321	-23,63%
P 15	314,12	239,95	0,0318	-23,61%
P 16	0,00	0,00	0,0000	--
P 17	-278,51	-278,90	-0,1157	0,14%
P 18	-23,81	-90,49	-0,0291	280,06%
P 19	-350,12	-297,73	-0,0403	-14,96%
P 20	350,12	297,73	0,0403	-14,96%
P 21	23,79	90,44	0,0290	280,16%
P 22	278,51	278,80	0,1156	0,11%

6.1.1.2. Reações horizontais nos pilares

Ocorreu uma importante redistribuição das reações horizontais nas bases dos pilares, como pode ser verificada na Tabela 6.2. Nota-se que os pilares P13 e P16, os mais rígidos na direção do carregamento, tiveram suas reações reduzidas. Em contrapartida, outros pilares passaram a reagir de maneira mais significativa às forças horizontais.

Tabela 6.2 Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção x .

	REAÇÃO HORIZONTAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO	
P 1	-17,6090	-23,3086	32,37%
P 2	-8,6819	-17,5501	102,15%
P 3	-8,6838	-17,5795	102,44%
P 4	-17,6678	-23,4557	32,76%
P 5	-6,4462	-11,3600	76,23%
P 6	-32,7164	-34,5901	5,73%
P 7	-5,6408	-14,3520	154,43%
P 8	-34,0799	-14,0970	-58,64%
P 9	-34,0898	-14,1166	-58,59%
P 10	-5,6457	-14,3815	154,74%
P 11	-32,7164	-34,5999	5,76%
P 12	-6,4432	-11,3502	76,16%
P 13	-89,8007	-61,8324	-31,14%
P 14	-5,8193	-2,4947	-57,13%
P 15	-5,8193	-2,4947	-57,13%
P 16	-89,8007	-61,8324	-31,14%
P 17	-3,9819	-9,9670	150,31%
P 18	-30,2835	-53,4449	76,48%
P 19	-38,8868	-30,8819	-20,59%
P 20	-38,8868	-30,8819	-20,59%
P 21	-30,2835	-53,4449	76,48%
P 22	-3,9829	-9,9768	150,49%

6.1.1.3. Momentos fletores nos pilares

Percebe-se também no caso de ações horizontais uma perturbação dos valores de momento nas proximidades da fundação. A Figura 6.2 apresenta os gráficos.

Observando os principais pilares responsáveis pela absorção do momento provocado pela ação no eixo x , ou seja, os de maior inércia nesse eixo, verifica-se que metade deles sofreu acréscimo de momento na base. Foram os pilares P1, P6, P18 e seus simétricos, que tiveram seus momentos aumentados nas taxas de 24,88%, 4,26% e 36,65%, respectivamente. Os pilares P13 e P16, que mais momento absorvem, apresentaram um decréscimo de -7,65%. Reduções

maiores, de -40,75% e -14,98%, sofreram os momentos dos pilares P8 e P19, respectivamente, juntamente com seus simétricos.

As mudanças nos momentos fletores foram consideráveis somente nos primeiros pavimentos da estrutura. Apresentam-se os valores numéricos na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 Momentos fletores nos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção *x*.

	BASE DO EDIFÍCIO		11º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
P 1	-54,8085	-68,4444	-20,0615	-19,7672	-0,6480	-1,4372
P 2	-3,3717	-6,3991	4,5803	4,1330	0,3609	0,0994
P 3	3,0519	5,0649	-4,5793	-4,1408	-0,3615	-0,1071
P 4	-54,8575	-68,4836	-20,0615	-19,7868	-0,6482	-1,4372
P 5	-37,5134	-35,1492	-10,3397	-9,6579	-2,8400	-2,3946
P 6	-110,5587	-115,2675	-45,6754	-41,4080	-7,5096	-3,5061
P 7	-22,3962	-19,6004	-3,0450	-8,9389	-7,1407	-13,8419
P 8	-112,1283	-66,4333	-14,8818	-11,7818	19,5121	21,1111
P 9	-112,1283	-66,4628	-14,8818	-11,7720	19,5121	21,1111
P 10	22,5630	17,7953	3,0460	8,9193	7,1397	13,8125
P 11	-110,5587	-115,2675	-45,6754	-41,4473	-7,5105	-3,5385
P 12	37,1799	34,0407	10,3397	9,6766	2,8400	2,4093
P 13	-504,1359	-465,5826	18,1289	22,7592	28,7924	30,0186
P 14	-17,6286	-46,6858	-3,0411	-3,7523	-2,1857	-3,1500
P 15	15,4311	41,9083	3,0539	3,8445	2,1866	3,1667
P 16	-504,1359	-465,5826	18,1289	22,7592	28,7924	30,0186
P 17	-34,5018	-35,8457	-0,8743	-1,2027	-1,5451	-1,9679
P 18	-135,1818	-184,7223	-39,5147	-42,3498	-16,5691	-19,4827
P 19	-143,4222	-121,9383	-49,5503	-53,6607	-6,1646	-10,6242
P 20	-143,4222	-121,9383	-49,5503	-53,6607	-6,1646	-10,6242
P 21	-135,1818	-184,7223	-39,5147	-42,3498	-16,5691	-19,4827
P 22	34,1682	34,7176	0,8755	1,2174	1,5451	1,9797

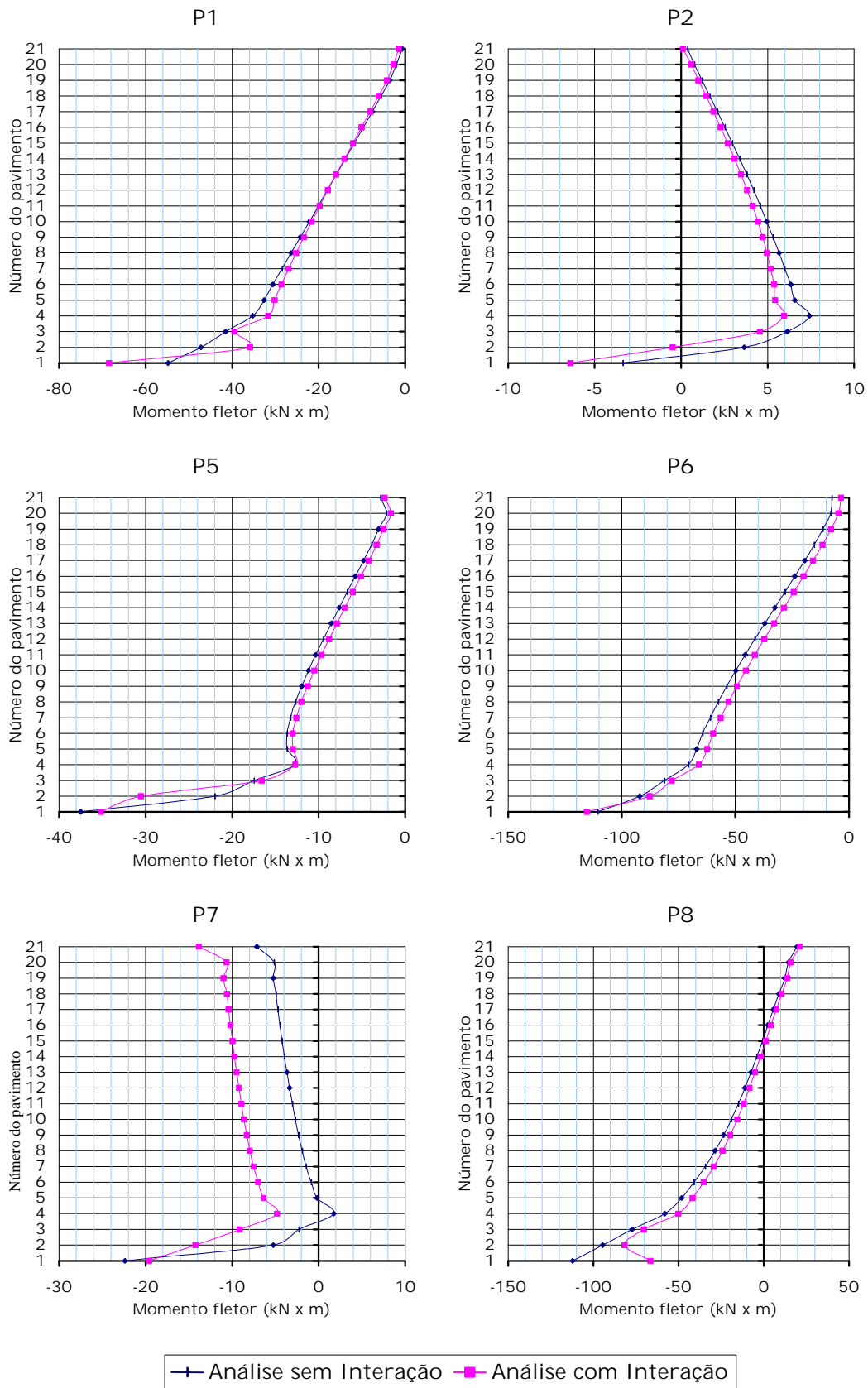


Figura 6.2 (a) Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, vento x. P1, P2, P5, P6, P7 e P8.

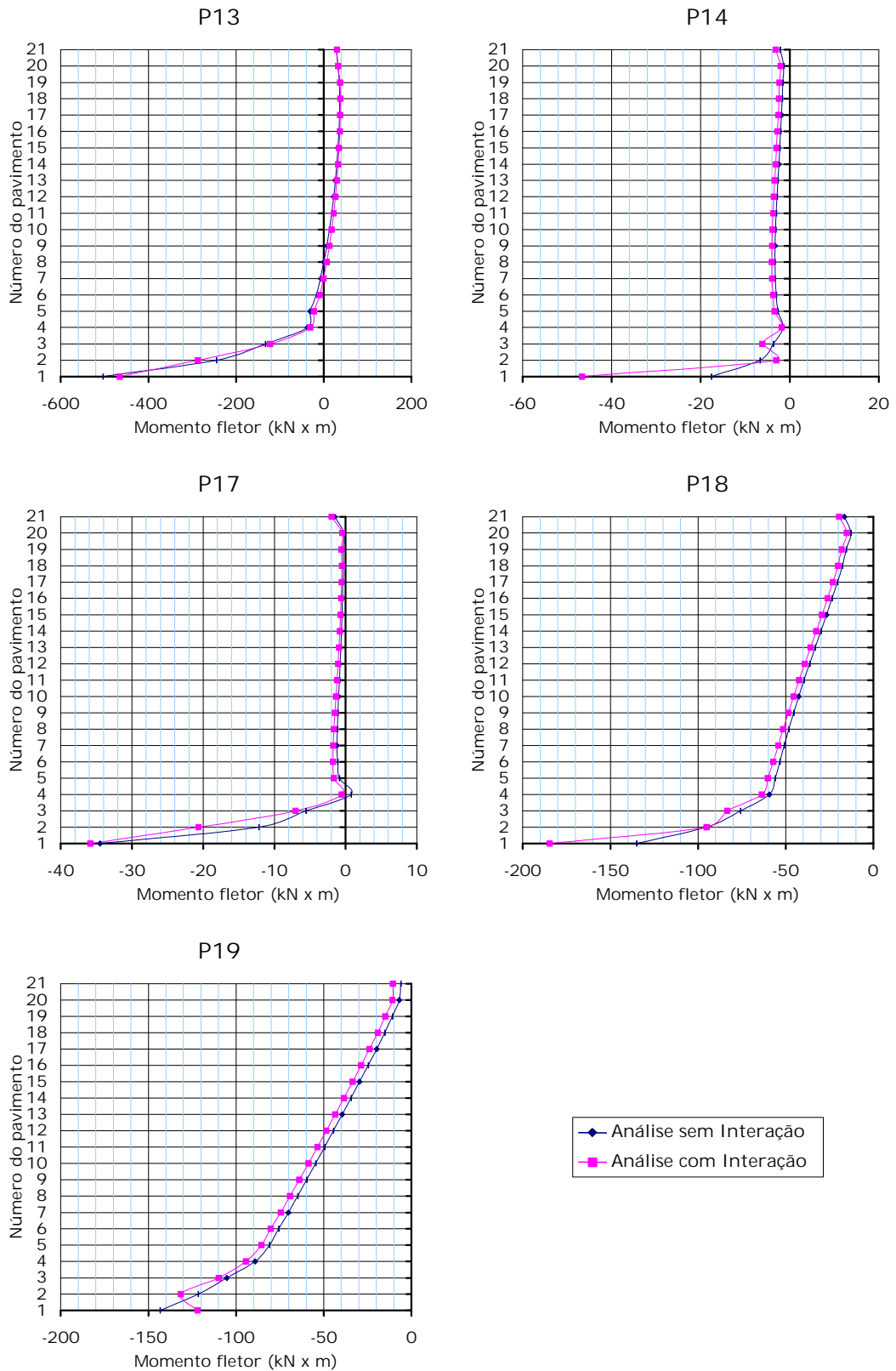


Figura 6.2 (b) Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, vento x. P13, P14, P17, P18 e P19.

6.1.1.4. Esforços em vigas

A consideração da interação solo-estrutura na análise para cargas horizontais manteve a característica dos maiores esforços nas vigas que trabalham no suporte à ação do vento desenvolverem-se a aproximadamente 1/5 da altura total do edifício, nesta situação. Da mesma forma que no caso dos momentos em pilares, as principais diferenças ocorreram nos pavimentos inferiores, embora não tenham sido verificadas perturbações nos gráficos.

Dentre as principais vigas que resistem aos esforços provocados pelo vento, as diferenças percentuais entre os momentos fletores determinados a partir das análises com e sem interação variaram de -52,40%, no primeiro pavimento da viga VE, a 27,50%, no segundo pavimento da viga V2. Para os esforços cortantes, o intervalo foi de -52,37% a 20,06%, encontrado com relação às mesmas vigas.

Alguns gráficos são apresentados na Figura 6.3, pois todos são semelhantes. Na Tabela 6.4 estão presentes os valores de momentos fletores, enquanto os esforços cortantes encontram-se na Tabela 6.5.

Tabela 6.4 Momentos fletores nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção x.

	BASE DO EDIFÍCIO		11º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1	-34,1780	-27,1345	-31,6863	-31,3233	-1,8217	-2,0954
V E	-13,3024	-31,0879	-31,5195	-34,0407	-12,9100	-13,3024
V 2	-23,6323	-15,7156	-18,3741	-17,4912	4,2742	4,2399
V 6-1	-26,8598	-22,4649	-27,2129	-23,1908	-0,3736	1,5176
V 6-2	-25,1430	-32,1376	-40,2602	-40,1621	-13,6457	-12,5960
V 7-1	-22,1510	-30,1854	-35,6495	-35,4730	-9,9473	-9,0625
V 7-2	-34,2173	-24,3092	-33,4913	-28,5471	0,2184	3,1529
V 8	-54,1512	-37,8176	-21,8959	-19,2276	13,7536	14,9799
V 11	-13,5280	-10,4378	-8,3699	-7,5743	1,8237	1,7893
V 12	-10,3201	-4,4812	-4,4341	-2,3122	3,9152	4,9227
V 13-1	-16,4023	-19,2767	-24,9174	-24,0639	-4,7765	-4,0888
V 13-2	-19,8064	-32,8145	-42,5558	-50,0702	-23,8972	-29,4791
V 13-3	-43,9194	-39,4951	-35,1198	-35,9340	6,4148	6,2166
V 13-4	-19,5710	-32,3828	-42,4675	-49,9721	-24,1620	-29,7243
V 13-5	-19,4729	-20,4342	-28,9689	-27,8408	-6,2912	-5,0845

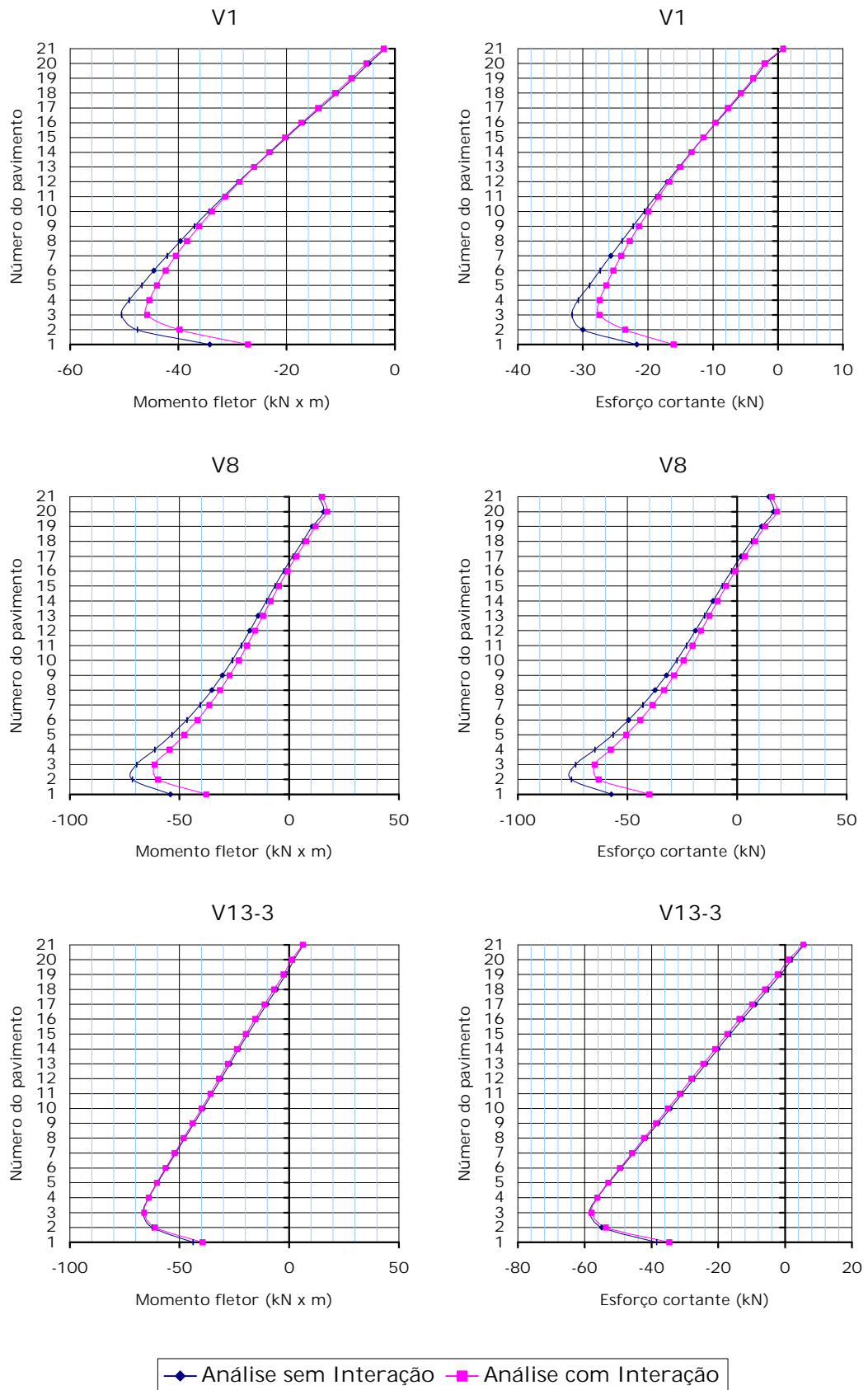


Figura 6.3 Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, vento x.

Tabela 6.5 Esforços cortantes nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção x .

	BASE DO EDIFÍCIO		11 ^o PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1	-21,7292	-16,0492	-18,8254	-18,3447	0,9219	0,8069
V E	-7,1515	-16,7064	-16,9419	-18,3055	-6,9406	-7,1525
V 2	-21,7292	-16,1571	-18,8254	-18,3643	0,9216	0,8048
V 6-1	-21,6703	-16,6083	-21,5330	-18,3447	-0,0549	1,6599
V 6-2	-11,0461	-14,5286	-17,7365	-17,6678	-5,5122	-5,0571
V 7-1	-11,0559	-14,5973	-17,7365	-17,6776	-5,5122	-5,0659
V 7-2	-21,6605	-16,5691	-21,5330	-18,3545	-0,0551	1,6530
V 8	-57,3002	-40,0150	-23,1712	-20,3459	14,5580	15,8530
V 11	-14,5482	-11,2226	-9,0007	-8,1443	1,9610	1,9237
V 12	-11,0951	-4,8187	-4,7677	-2,4868	4,2095	5,2925
V 13-1	-8,6632	-9,5824	-13,0179	-12,5372	-2,6732	-2,2161
V 13-2	-6,6522	-11,0166	-14,3618	-16,9026	-8,1188	-9,9964
V 13-3	-38,5239	-34,6489	-30,8034	-31,5195	5,6270	5,4534
V 13-4	-6,6522	-11,0166	-14,3618	-16,9026	-8,1188	-9,9964
V 13-5	-8,6662	-9,6010	-13,0179	-12,5372	-2,6732	-2,2161

6.1.1.5. Recalques

Ações horizontais são normalmente negligenciadas quando se pretende determinar o recalque na fundação de um edifício, pois são de caráter instantâneo. De fato, mesmo numa análise elástica linear, os deslocamentos verticais provocados por tais ações são bem menores que aqueles devidos ao carregamento vertical. Em se tratando do vento na direção x , o maior recalque atingiu o valor equivalente a 10% do menor recalque causado pelas cargas verticais.

Entretanto, quando o objetivo é estudar os efeitos da interação solo-estrutura, torna-se interessante a verificação do desenvolvimento de recalques para todas as ações atuantes. Isso possibilita uma melhor compreensão de algumas mudanças de resultados.

Como consequência de ações horizontais, aproximadamente a metade dos nós do pórtico ligados à fundação sofreu deslocamentos verticais negativos,

enquanto que os demais tiveram deslocamento positivo. Todavia, na base do edifício os deslocamentos verticais verificados são bastante pequenos, variando entre -1,12 mm e 1,13 mm.

Com a finalidade de ilustrar e promover uma melhor percepção do fenômeno discutido, a Figura 6.4 representa as deformadas de recalques na fundação para o carregamento em questão. A borda preta corresponde à cota original de assentamento da fundação, sem deformação, e a região azul, aos deslocamentos verticais multiplicados por 200.



Figura 6.4 Aspecto da deformada de recalques do ed. Maison Versailles para vento na direção x .

6.1.1.6. Deslocamentos horizontais

A consideração da flexibilidade da fundação foi responsável por um aumento percentual substancial dos deslocamentos horizontais do edifício. No caso das ações horizontais na direção x , em que os deslocamentos provocados são menores, houve um acréscimo percentual da translação em x de 34,26% no topo do edifício, cujo valor passou de 2,86 cm para 3,85 cm. A seguir são apresentados graficamente os resultados.

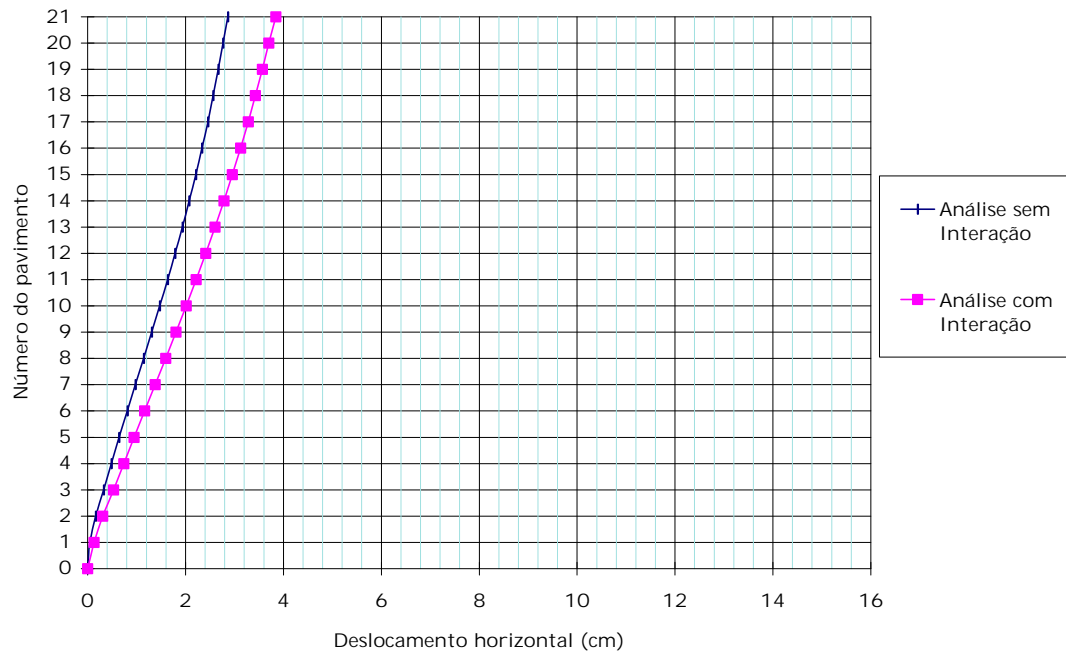


Figura 6.5 Translações do ed. Maison Versailles na direção x devidas a vento nesta direção.

6.1.2. Ações na direção y

6.1.2.1. Reações verticais nos pilares

Novamente, pôde-se perceber um relativo alívio nos esforços dos pilares mais solicitados. Exceção deve ser feita para os pilares P2 e P3. A Tabela 6.6 traz os valores das reações nas bases dos pilares.

Tabela 6.6 Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção *y*.

	REAÇÃO VERTICAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		RECALQUE (cm)	DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO		
P 1	547,30	477,55	0,2884	-12,74%
P 2	468,13	576,14	0,2009	23,07%
P 3	467,74	577,42	0,2014	23,45%
P 4	553,97	482,75	0,2915	-12,86%
P 5	202,28	208,36	0,0880	3,01%
P 6	335,60	244,86	0,1164	-27,04%
P 7	-344,04	-202,48	-0,0784	-41,15%
P 8	680,62	422,03	-0,0669	-37,99%
P 9	681,60	423,79	-0,0666	-37,82%
P 10	-350,12	-208,36	-0,0807	-40,49%
P 11	334,91	243,48	0,1158	-27,30%
P 12	202,58	208,46	0,0881	2,91%
P 13	0,00	0,00	0,0000	--
P 14	-1303,75	-1055,56	-0,3719	-19,04%
P 15	-1302,77	-1055,56	-0,3718	-18,98%
P 16	0,00	0,00	0,0000	--
P 17	-352,08	-335,01	-0,1389	-4,85%
P 18	-205,42	-264,77	-0,0850	28,89%
P 19	-29,20	-72,24	-0,0268	147,36%
P 20	-30,21	-72,40	-0,0270	139,61%
P 21	-205,23	-264,38	-0,0849	28,82%
P 22	-352,08	-334,42	-0,1387	-5,02%

6.1.2.2. Reações horizontais nos pilares

Neste caso também foi observada uma redução das reações horizontais nas bases dos pilares mais rígidos na direção de aplicação do vento (P14 e P15), talvez aqui agravadas por terem esses pilares fundação em sapata associada. Houve diminuição da reação nos dois outros pilares da mesma sapata associada. As reações dos demais pilares sofreram aumentos, conforme os valores apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção **y**.

	REAÇÃO HORIZONTAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO	
P 1	-3,7200	-12,3410	231,75%
P 2	-38,1805	-116,8371	206,01%
P 3	-38,0726	-116,6409	206,36%
P 4	-7,9902	-17,5599	119,77%
P 5	-50,1095	-93,8817	87,35%
P 6	-2,2279	-18,1583	715,06%
P 7	-64,1868	-84,2973	31,33%
P 8	-25,2117	-15,3919	-38,95%
P 9	-25,1725	-15,3036	-39,20%
P 10	-71,3874	-87,8093	23,00%
P 11	-2,1710	-18,0308	730,55%
P 12	-48,6870	-92,9498	90,91%
P 13	-3,9907	-34,0799	753,98%
P 14	-262,8099	12,1055	-104,61%
P 15	-262,1232	13,6065	-105,19%
P 16	-3,9279	-33,9426	764,14%
P 17	-49,4522	-96,9915	96,13%
P 18	-2,6703	-23,6715	786,48%
P 19	-2,6458	-23,1810	776,16%
P 20	-2,6340	-23,1516	778,96%
P 21	-2,6104	-23,5244	801,16%
P 22	-48,0592	-96,0399	99,84%

6.1.2.3. Momentos fletores nos pilares

A Figura 6.6 mostra os gráficos de momentos fletores dos pilares causados pelo vento na direção **y**. Pode ser vista, para a maioria dos pilares, a perturbação nas proximidades da fundação como consequência da interação solo-estrutura.

Quase todos os pilares que trabalham no suporte à ação do vento tiveram os momentos na base aumentados. Percentualmente, os acréscimos variaram entre 8,03%, no pilar P10, e 66,84%, no pilar P3. As únicas exceções constatadas foram os pilares P14 e P15, que possuem os maiores momentos de inércia na direção de aplicação do carregamento. A flexibilidade da fundação

impede que eles absorvam tanto momento quanto o que foi determinado na análise sem interação solo-estrutura. A redução nestes pilares foi de -41%.

Em geral, mudanças consideráveis foram verificadas apenas nos pavimentos inferiores. Os valores estão presentes na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 Momentos fletores nos pilares do ed. Maison Versailles para vento na direção *y*.

	BASE DO EDIFÍCIO		11º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
P 1	2,4751	-0,8813	3,4884	-0,1716	-5,9498	-8,3120
P 2	-281,2527	-469,0161	-54,5927	-51,7576	-17,5893	-13,8125
P 3	-280,7622	-468,4275	-54,5828	-51,7183	-17,5795	-13,7831
P 4	-3,5238	-0,4130	-3,4698	0,2489	5,9566	8,3356
P 5	-293,9076	-392,5962	-55,2695	-62,0090	-16,5299	-25,1136
P 6	-3,5797	-0,2403	-25,9180	-41,0156	-24,3779	-40,1327
P 7	-485,0064	-532,3887	-17,4618	-14,6561	16,8536	17,3441
P 8	5,1316	3,7366	26,2025	23,6421	1,6922	-0,5712
P 9	-6,4766	-4,9707	-26,1927	-23,6323	-1,6883	0,5990
P 10	-490,0095	-529,3476	-17,4422	-14,4894	16,8732	17,5207
P 11	2,0925	-0,8863	25,9180	41,0549	24,3779	40,1818
P 12	-289,7874	-389,0646	-55,2695	-61,9992	-16,5299	-25,1038
P 13	-0,5086	-0,6097	0,0006	0,0135	0,0013	0,0111
P 14	-1938,4560	-1139,9220	74,3009	95,3434	136,8495	146,7576
P 15	-1935,5130	-1135,9980	74,3009	95,3728	136,8495	146,7576
P 16	-0,5086	-0,6097	0,0006	0,0135	0,0013	0,0111
P 17	-293,3190	-400,4442	-53,3075	-60,1942	-16,9517	-25,4668
P 18	3,8171	0,1777	21,4054	31,4803	18,5017	29,3417
P 19	1,4627	2,4966	2,7252	6,2372	4,2752	8,5818
P 20	1,2635	-0,5031	-2,7478	-6,3598	-4,2870	-8,6691
P 21	-1,2488	1,7079	-21,4152	-31,5490	-18,5017	-29,4104
P 22	-289,1988	-396,8145	-53,3075	-60,1844	-16,9517	-25,4570

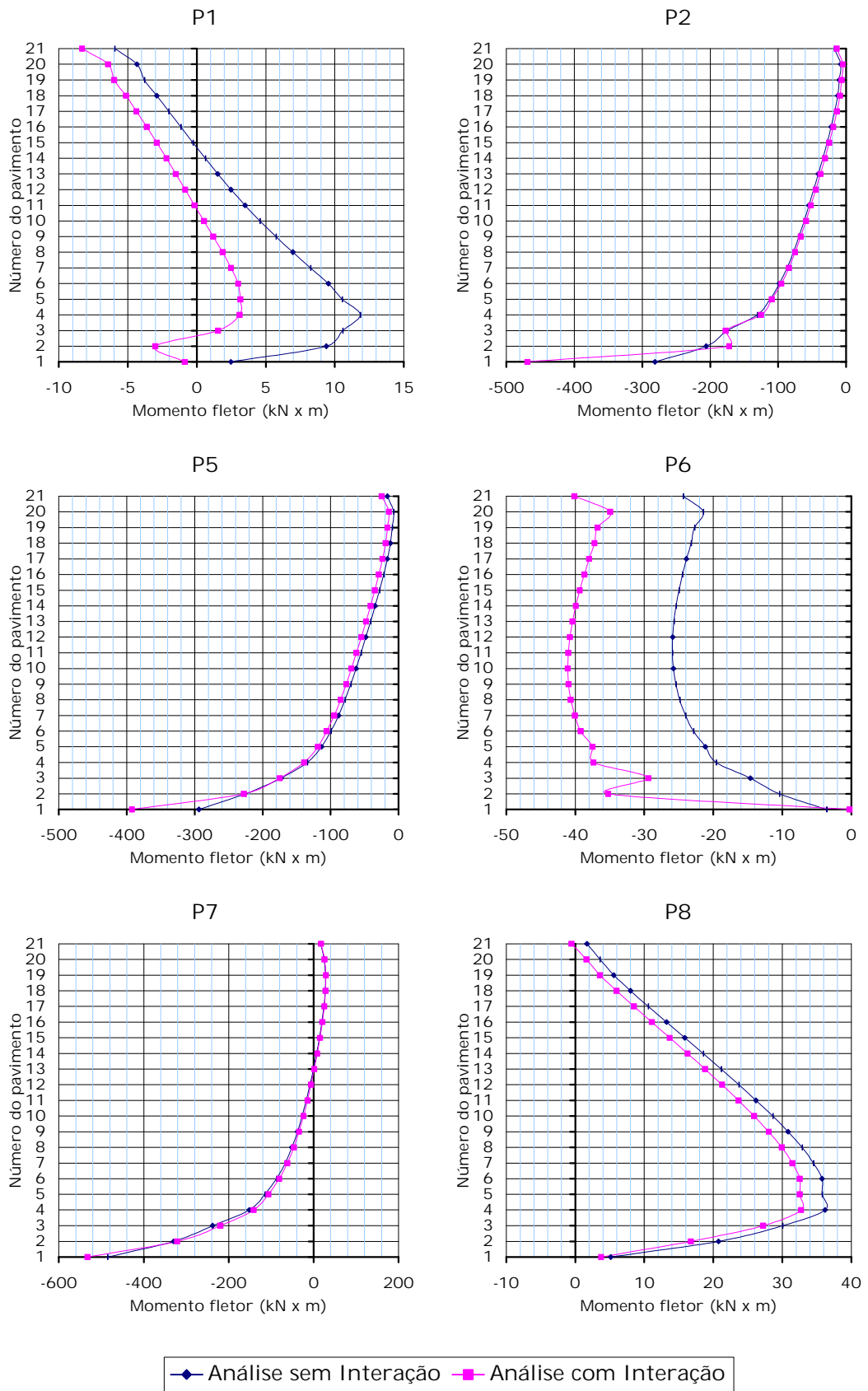


Figura 6.6 (a) Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, vento **y**. P1, P2, P5, P6, P7 e P8.

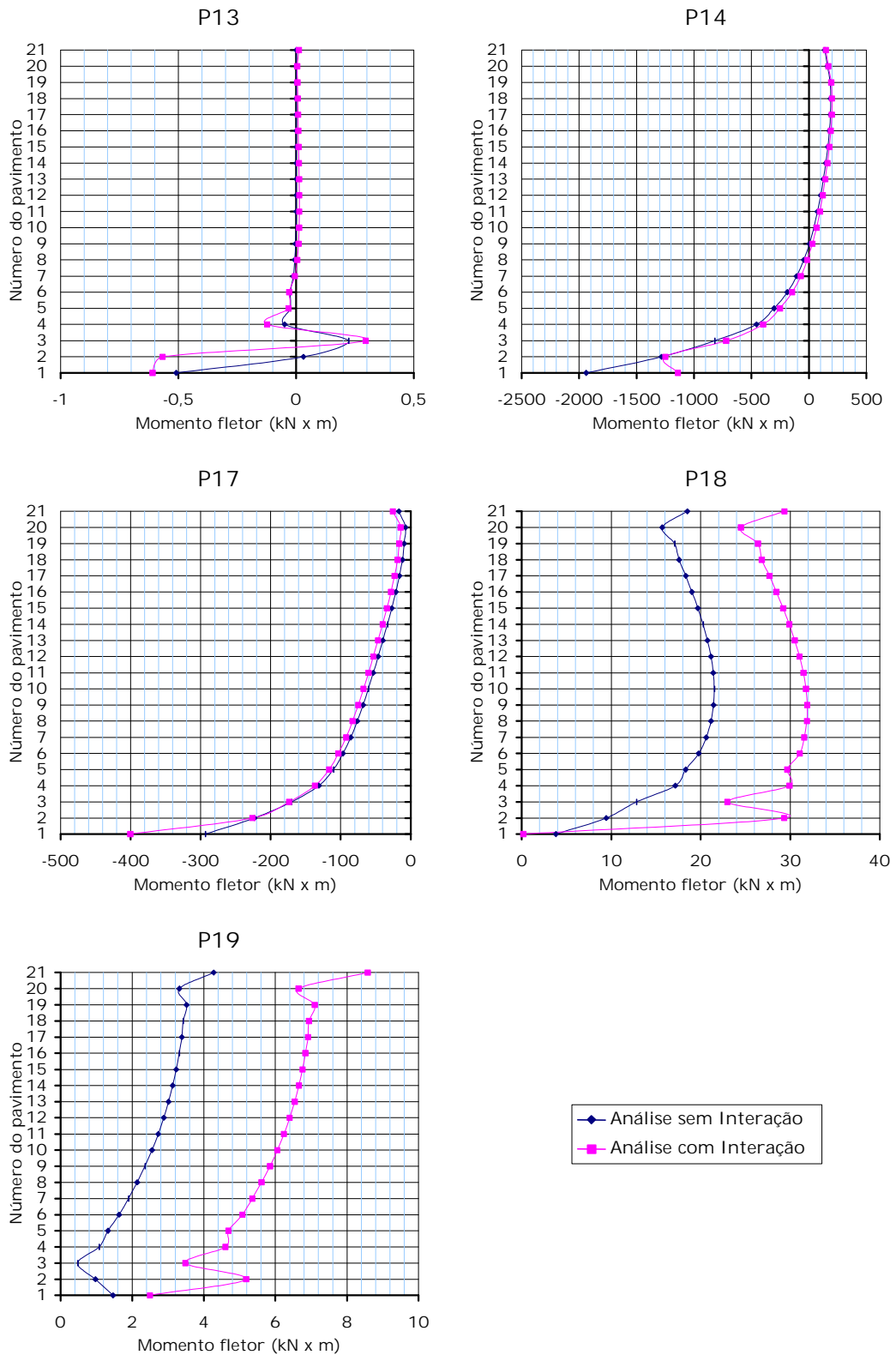


Figura 6.7 (b) Momentos fletores nos pilares, ed. Maison Versailles, vento y. P13, P14, P17, P18 e P19.

6.1.2.4. Esforços em vigas

Para o vento na direção y , os esforços nas vigas mais solicitadas comportaram-se da mesma forma que nas vigas que suportaram as ações na outra direção. Destacam-se neste caso as vigas V15, V16, V18, V19 e suas simétricas. Os gráficos de algumas destas vigas podem ser vistos na Figura 6.7. Todos os demais são semelhantes.

Dentre as vigas mencionadas, as variações percentuais dos momentos fletores esteve dentro do intervalo de -18,29%, no primeiro pavimento da viga V15, a 14,16%, no segundo pavimento da viga V22. Também tendo como base as mesmas vigas anteriores, as diferenças entre esforços cortantes variaram entre -18,31% e 15,11%.

Tais diferenças só foram significativas nos pavimentos inferiores. Na Tabela 6.9 encontram-se os valores de momentos. Os esforços cortantes estão na Tabela 6.10.

Tabela 6.9 Momentos fletores nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção y .

	BASE DO EDIFÍCIO		11º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 15	-61,2929	-86,9657	-118,4067	-131,3559	-44,0175	-54,4946
V 16	-23,7010	-30,5483	-87,4562	-91,9393	-22,9358	-26,0652
V 18	-23,4851	-32,3828	-113,0112	-113,0112	-47,1861	-44,9200
V 19	-101,8278	-74,9386	-118,5048	-101,6316	15,1466	25,6532
V 22	-101,7297	-74,8307	-118,5048	-101,6316	15,1466	25,6630
V 23	-23,4655	-32,3338	-113,0112	-112,9131	-47,1763	-44,8906
V 25	-48,4810	-61,2536	-87,4267	-91,6450	-22,9162	-25,8494
V 26	-60,6945	-86,0729	-118,4067	-131,2578	-44,0077	-54,4651

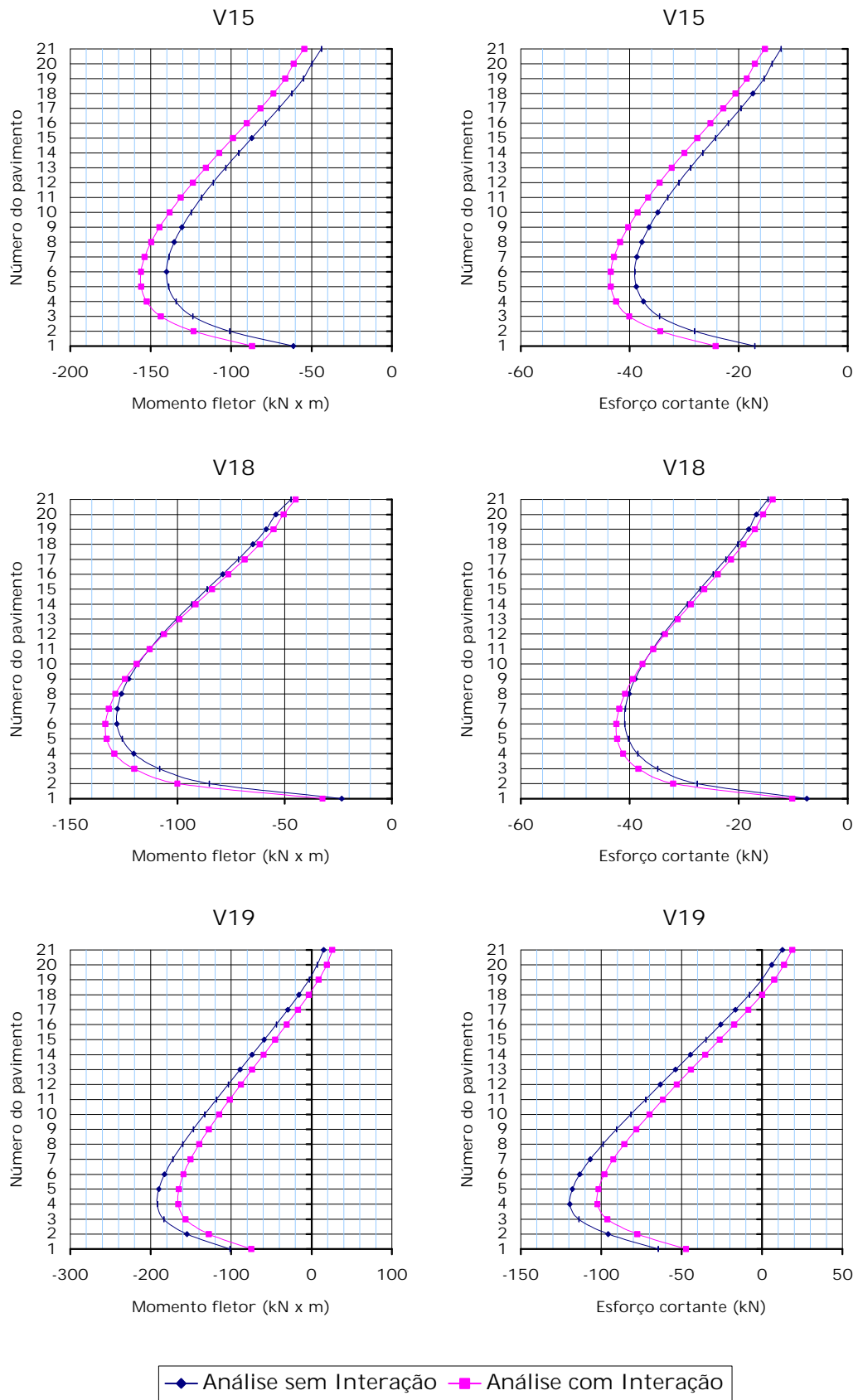


Figura 6.7 Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Maison Versailles, vento *y*.

Tabela 6.10 Esforços cortantes nas vigas do ed. Maison Versailles para vento na direção *y*.

	BASE DO EDIFÍCIO		11 ^o PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 15	-17,0988	-24,2503	-33,0303	-36,6305	-12,2821	-15,2055
V 16	-6,6051	-8,7231	-22,6415	-23,7991	-5,2866	-6,0027
V 18	-7,5007	-10,2024	-35,7967	-35,6790	-14,6561	-13,7831
V 19	-64,6871	-47,3234	-72,4763	-61,6264	12,6549	18,7862
V 22	-64,6479	-47,2450	-72,4763	-61,6166	12,6549	18,7862
V 23	-7,4929	-10,1828	-35,7967	-35,6692	-14,6561	-13,7732
V 25	-12,4391	-16,1080	-22,6317	-23,7206	-5,2817	-5,9537
V 26	-16,9321	-24,0051	-33,0205	-36,6109	-12,2821	-15,1957

6.1.2.5. Recalques

Os deslocamentos verticais da fundação estiveram compreendidos na faixa de -2,64 mm a 1,27 mm para o vento *y*. Portanto, o maior recalque causado pelo vento nesta direção correspondeu a apenas 23% do menor recalque devido a ações verticais. A Figura 6.8 apresenta o aspecto da deformada de recalques, em que os deslocamentos verticais foram multiplicados por 200.



Figura 6.8 Aspecto da deformada de recalques do ed. Maison Versailles para vento na direção *y*.

6.1.2.6. Deslocamentos horizontais

Foi verificado um aumento substancial dos deslocamentos horizontais da estrutura na mesma direção de aplicação da ação do vento quando considerada a interação com o solo. No topo da edificação, os deslocamentos passaram de 10,81 cm para 13,82 cm, correspondendo a um acréscimo percentual de 27,88%. A Figura 6.9 ilustra graficamente o que ocorreu.

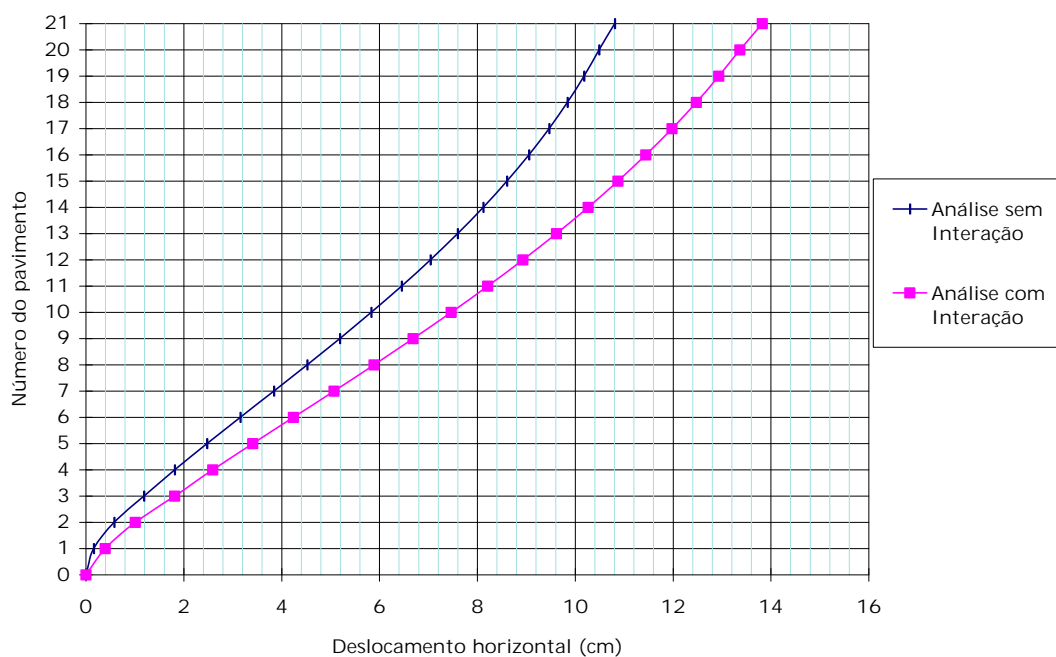


Figura 6.9 Translações do ed. Maison Versailles na direção **y** devidas a vento nesta direção.

6.2. EDIFÍCIO MANHATTAN

O esquema de aplicação das ações horizontais está representado na Figura 6.10. Nos itens seguintes são apresentados e discutidos os resultados obtidos.

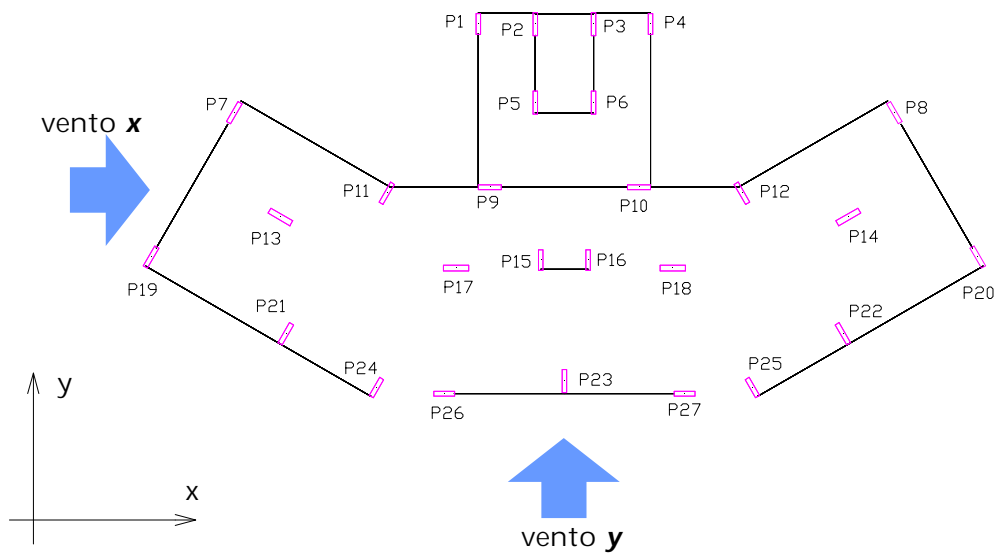


Figura 6.10 Esquema de aplicação das ações horizontais ao pórtico do ed. Manhattan.

6.2.1. Ações na direção x

6.2.1.1. Reações verticais nos pilares

A partir dos resultados apresentados na Tabela 6.11, pode-se verificar mais uma vez a alteração das reações verticais nos pilares, em geral indicando uma redução. Todavia, os pilares P19 e P20 fugiram à regra geral. Houve, ainda, inversão de sinal dos esforços dos pilares P7 a P10, trazendo-os para uma situação que parece ser mais próxima da realidade.

Tabela 6.11 Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção *x*.

	REAÇÃO VERTICAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		RECALQUE (cm)	DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO		
P 1	-92,82	-70,56	-0,0498	-23,98%
P 2	-27,66	-25,95	-0,0165	-6,21%
P 3	27,65	25,95	0,0165	-6,17%
P 4	92,82	70,56	0,0498	-23,98%
P 5	-64,91	-41,00	-0,0205	-36,84%
P 6	64,92	41,00	0,0205	-36,85%
P 7	2,76	-6,11	-0,0031	-321,89%
P 8	-2,76	6,11	0,0031	321,59%
P 9	11,34	-12,23	-0,0054	-207,87%
P 10	-11,34	12,23	0,0054	207,87%
P 11	-95,32	-85,67	-0,0380	-10,13%
P 12	95,32	85,67	0,0380	-10,13%
P 13	0,00	0,00	0,0000	--
P 14	0,00	0,00	0,0000	--
P 15	-88,65	-40,85	-0,0259	-53,92%
P 16	88,65	40,85	0,0259	-53,92%
P 17	0,00	0,00	0,0000	--
P 18	0,00	0,00	0,0000	--
P 19	-55,21	-59,90	-0,0344	-8,49%
P 20	55,21	59,90	0,0344	8,49%
P 21	-18,16	-14,44	-0,0054	-20,48%
P 22	18,16	14,44	0,0054	-20,48%
P 23	-0,0003	-0,0004	0,0000	41,43%
P 24	47,48	45,35	0,0238	-4,48%
P 25	-47,48	-45,35	-0,0238	-4,48%
P 26	-79,01	-78,81	-0,0359	-0,25%
P 27	79,01	78,81	0,0359	-0,25%

6.2.1.2. Reações horizontais nos pilares

Neste exemplo também pôde ser percebida uma redistribuição das reações horizontais nas bases dos pilares. Não foi tão intensa quanto a do exemplo anterior por causa da ausência de pilares notoriamente mais rígidos que os demais. Mesmo assim, verifica-se na Tabela 6.12 a tendência de uma menor concentração das reações horizontais.

Tabela 6.12 Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção x .

	REAÇÃO HORIZONTAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO	
P 1	-2,4603	-2,8851	17,26%
P 2	-3,8112	-4,3252	13,49%
P 3	-3,8112	-4,3252	13,49%
P 4	-2,4603	-2,8851	17,26%
P 5	-2,8233	-3,3845	19,87%
P 6	-2,8233	-3,3845	19,87%
P 7	-4,6936	-6,1038	30,04%
P 8	-4,6936	-6,1043	30,05%
P 9	-24,7114	-23,8383	-3,53%
P 10	-24,7114	-23,8383	-3,53%
P 11	-7,4284	-9,0007	21,17%
P 12	-7,4284	-9,0012	21,17%
P 13	-20,1735	-21,0089	4,14%
P 14	-20,1735	-21,0089	4,14%
P 15	-2,6840	-2,3269	-13,30%
P 16	-2,6840	-2,3269	-13,30%
P 17	-25,1332	-18,1093	-27,95%
P 18	-25,1332	-18,1093	-27,95%
P 19	-4,8301	-4,7378	-1,91%
P 20	-4,8301	-4,7378	-1,91%
P 21	-5,7694	-8,5872	48,84%
P 22	-5,7694	-8,5877	48,85%
P 23	-5,2022	-6,9298	33,21%
P 24	-4,6440	-5,1516	10,93%
P 25	-4,6440	-5,1516	10,93%
P 26	-15,8628	-14,6954	-7,36%
P 27	-15,8628	-14,6954	-7,36%

6.2.1.3. Momentos fletores nos pilares

Observa-se também neste caso uma leve perturbação nos gráficos da Figura 6.11 nas proximidades da fundação. Foi verificado comportamento semelhante ao dos pilares do exemplo anterior.

P9, P13, P17, P26 e seus simétricos são os principais pilares que suportam a ação do vento na direção x . Todos eles apresentaram redução do momento fletor transmitido à fundação, considerado o valor absoluto. Isso

também aconteceu com a maioria dos pilares inclinados que ajudam na resistência aos esforços devidos ao vento.

Dentre os pilares mencionados, só foram observadas mudanças consideráveis nas bases de P17, P19, P21 e seus correspondentes simétricos. As diferenças estiveram no intervalo de -27,01% a 18,44%.

A Tabela 6.13 contém alguns valores de momentos fletores.

Tabela 6.13 Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan para vento na direção x.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
P 1	1,8698	0,2978	-2,2789	-3,3609	-1,5294	-2,6742
P 2	2,5320	0,5359	3,3599	3,2363	2,2563	1,8129
P 3	-2,5300	-0,5342	-3,3589	-3,2363	-2,2573	-1,8139
P 4	-1,8698	-0,2967	2,2789	3,3609	1,5294	2,6752
P 5	2,3309	1,0987	5,2150	4,6529	2,5025	1,6236
P 6	-2,3299	-1,0968	-5,2150	-4,6519	-2,5025	-1,6245
P 7	-24,3288	-23,9658	-3,6444	-4,2046	-0,0890	-0,5449
P 8	24,3288	23,9658	3,6444	4,2046	0,0892	0,5452
P 9	-79,6866	-72,9374	-26,3791	-28,5079	-5,4220	-7,5694
P 10	-79,6866	-72,9374	-26,3791	-28,5079	-5,4220	-7,5694
P 11	-31,2350	-31,4116	-3,8102	-3,4973	1,3587	1,7285
P 12	31,2350	31,4214	3,8102	3,4973	-1,3587	-1,7285
P 13	-110,3625	-106,4385	8,7378	9,0929	8,9310	9,0762
P 14	110,3625	106,4385	-8,7378	-9,0929	-8,9310	-9,0762
P 15	1,4735	0,3539	1,6922	0,9681	-0,5725	-1,0683
P 16	-1,4725	-0,3527	-1,6922	-0,9682	0,5724	1,0683
P 17	-120,4668	-99,2772	9,3803	9,8198	9,8296	10,0749
P 18	-120,4668	-99,2772	9,3803	9,8198	9,8296	10,0749
P 19	-23,9953	-19,5710	-2,2386	-2,4976	0,5642	0,4174
P 20	23,9953	19,5710	2,2386	2,4976	-0,5641	-0,4172
P 21	-28,3705	-36,0321	2,4819	2,5506	2,4505	2,5163
P 22	28,3705	36,0419	-2,4819	-2,5506	-2,4505	-2,5163
P 23	0,0010	0,0022	0,0000	-0,0001	-0,0001	-0,0001
P 24	-23,9364	-22,0823	0,7414	0,8914	1,7079	1,8472
P 25	23,9364	22,0921	-0,7414	-0,8915	-1,7079	-1,8472
P 26	-60,3217	-54,6123	-8,1060	-7,7940	0,7665	1,1723
P 27	-60,3217	-54,6123	-8,1060	-7,7940	0,7665	1,1723

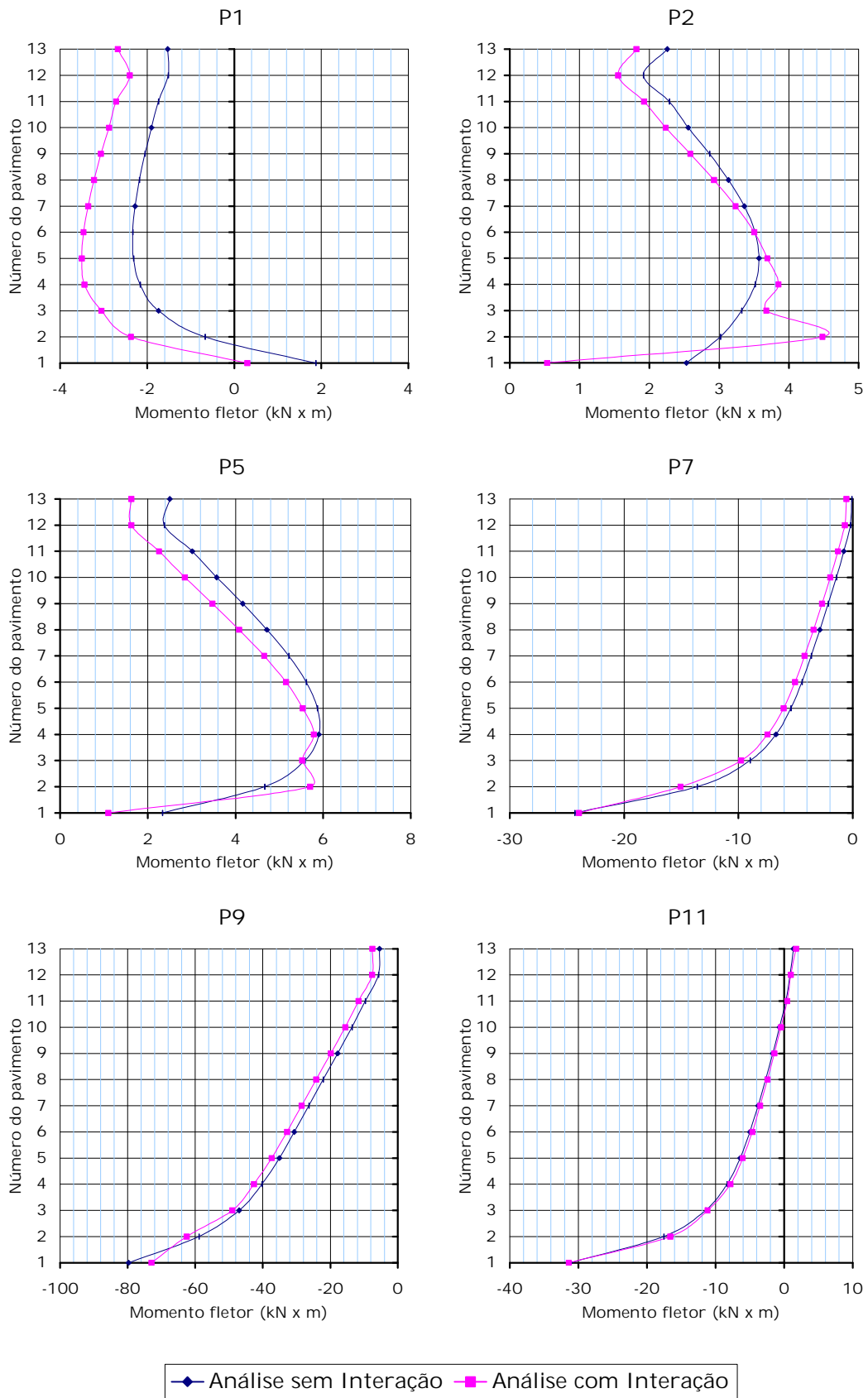


Figura 6.11 (a) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento x. P1, P2, P5, P7, P9 e P11.

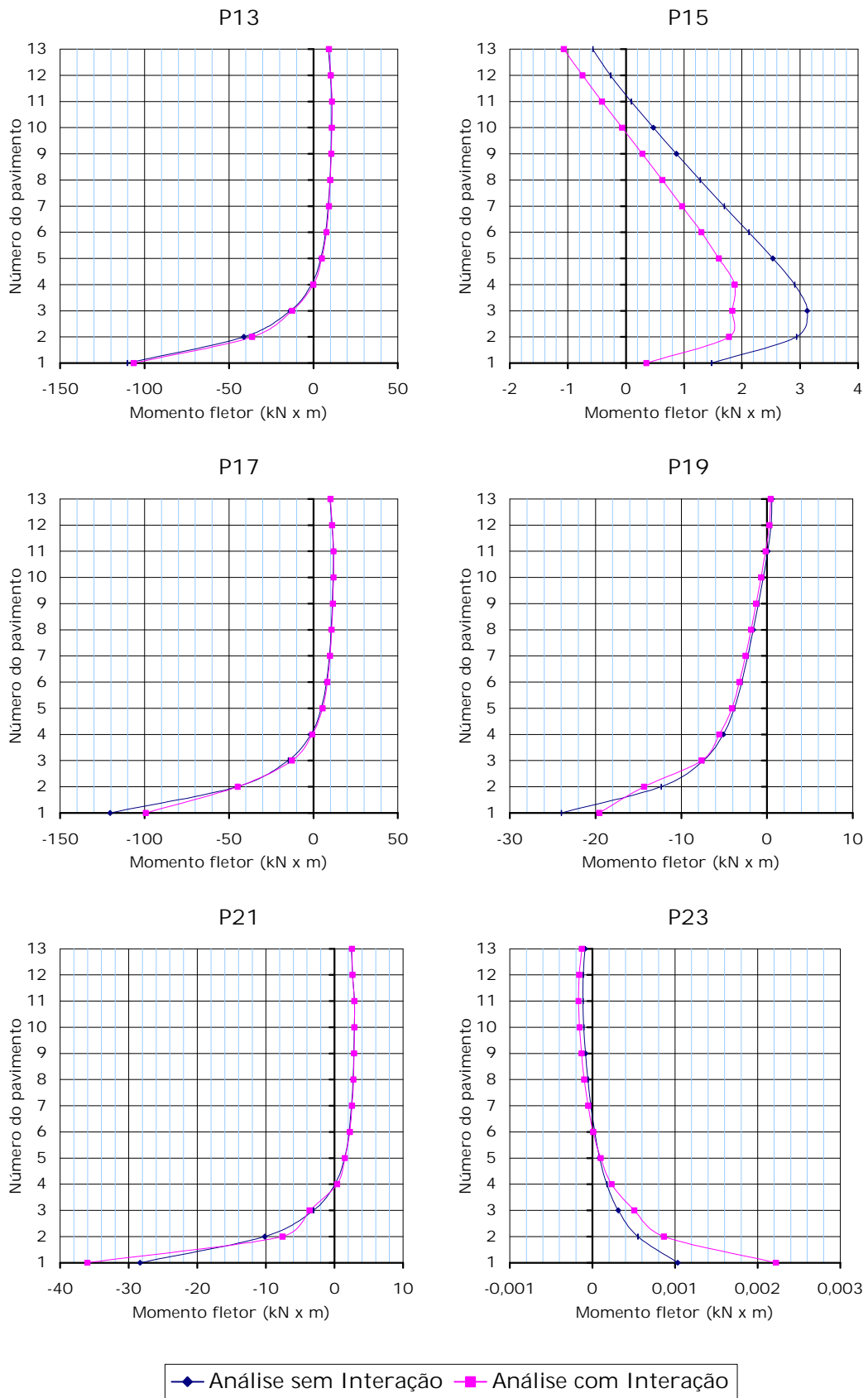


Figura 6.11 (b) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento x. P13, P15, P17, P19, P21 e P23.

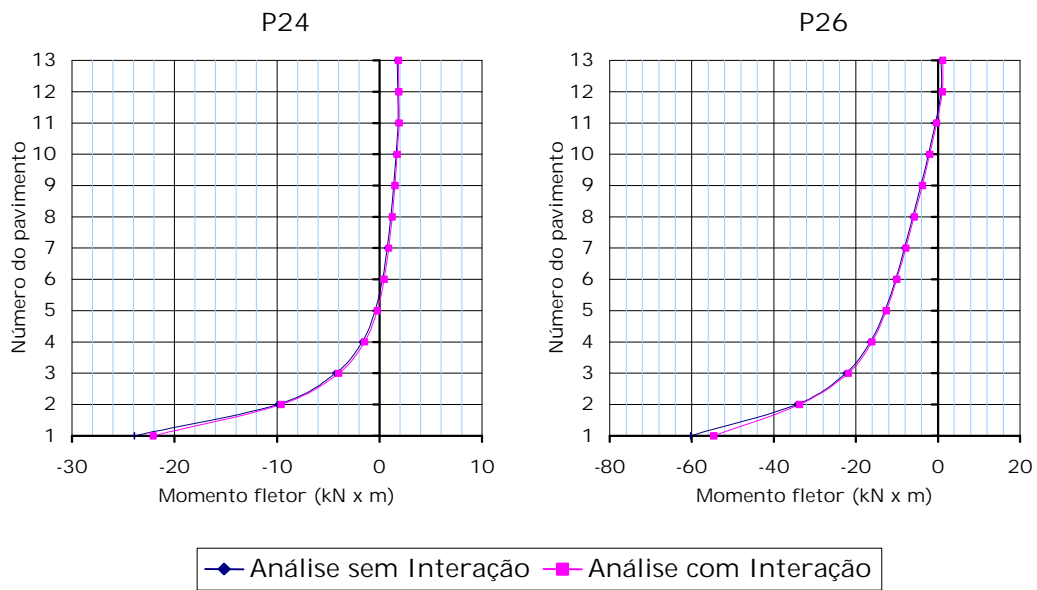


Figura 6.11 (c) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento *x*. P24 e P26.

6.2.1.4. Esforços em vigas

Os gráficos deste caso têm o mesmo aspecto daqueles do exemplo anterior, como visualizado na Figura 6.12.

Praticamente não houve mudanças significativas nos esforços em vigas, mesmo nos pavimentos inferiores. Apenas as vigas V5 e V7 sofreram redução nos momentos fletores na faixa de -61,25%, no primeiro pavimento, a -20,59%, no topo. Também foram verificados acréscimos, de até 42,24%, nos momentos das vigas V1-2, V2 e V9.

Os esforços cortantes comportaram-se de forma idêntica, com diferenças percentuais variando entre -48,82% e -26,22% ao longo da altura para as vigas V5 e V7. As diferenças chegaram a 42,23% nas vigas V1-2, V2 e V9.

Alguns valores de momentos fletores podem ser vistos na Tabela 6.14 e os de esforços cortantes, na Tabela 6.15.

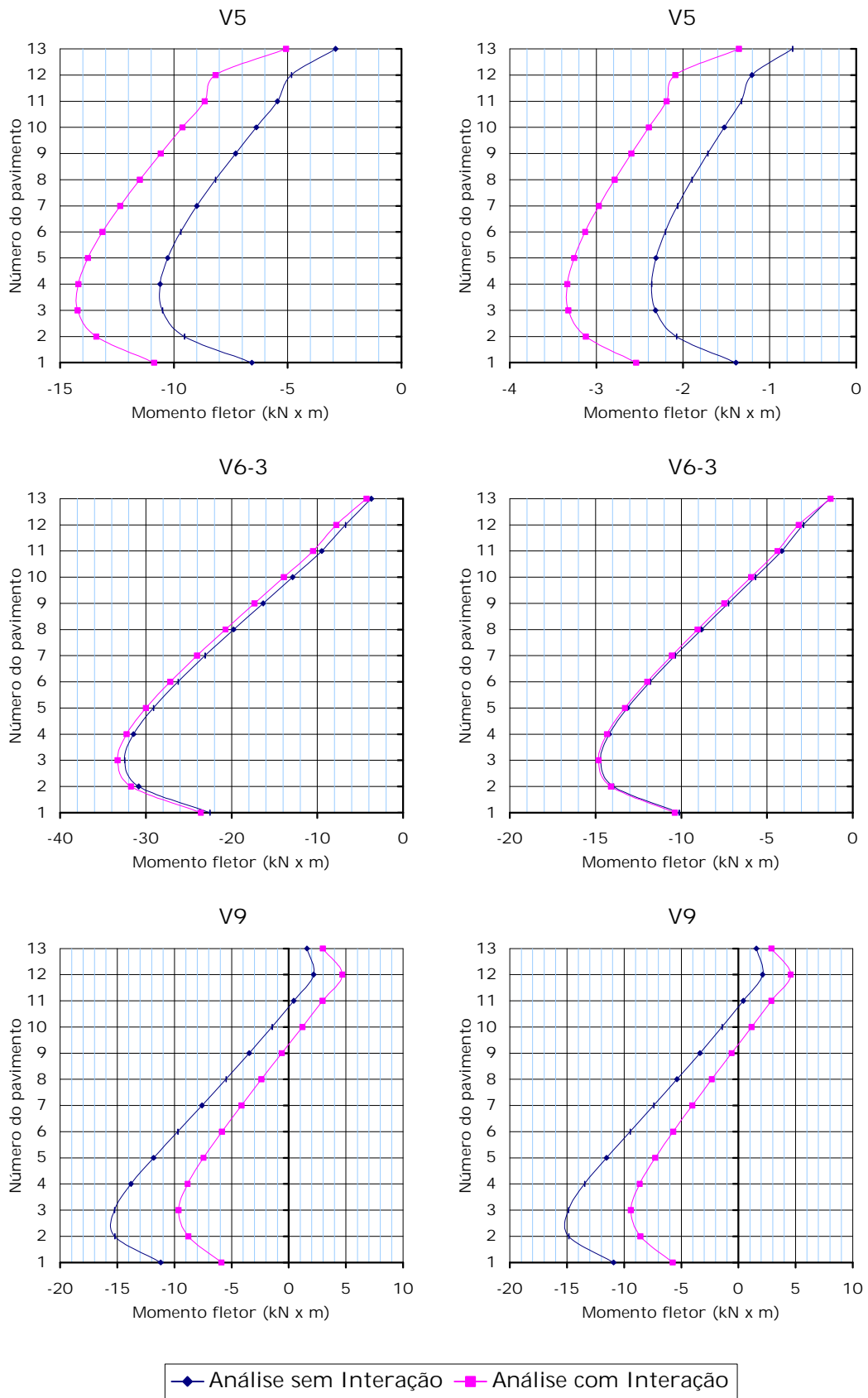


Figura 6.12 Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, vento x.

Tabela 6.14 Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção x.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1-1	-10,4967	-9,6216	-11,0264	-9,4627	-1,2606	-0,3466
V 1-2	-8,1139	-7,6420	-9,3254	-7,6204	-1,2213	-0,1509
V 1-3	-8,7564	-7,9029	-9,0223	-7,8814	-0,8648	-0,3454
V 2	-11,9584	-10,1043	-11,3404	-8,9869	-0,5872	0,6411
V 5	-6,5698	-10,8695	-8,9889	-12,3606	-2,8920	-5,0757
V 6-1	-16,1276	-16,0001	-16,4219	-16,2356	-1,4254	-0,6932
V 6-2	-21,6703	-27,5072	-25,6630	-28,9886	-8,7044	-11,1049
V 6-3	-22,5532	-23,5832	-23,0927	-24,0345	-3,7111	-4,2693
V 7	-3,8004	-8,1237	-6,4403	-9,8492	-2,6085	-5,0590
V 9	-11,2030	-5,8968	-7,5959	-4,1408	1,5990	2,9685
V 10-1	-8,2237	-9,6295	-9,5559	-9,7894	-2,0513	-2,1386
V 10-2	-8,0001	-8,3846	-8,6887	-8,1374	-0,8656	-0,4275
V 12-1	-18,8548	-20,1890	-20,0615	-19,7868	-4,2428	-3,8288
V 12-2	-11,7426	-12,9100	-13,0571	-12,8805	-2,0601	-1,8727
V 14-1	-9,5549	-10,3005	-10,4477	-9,9964	-1,5470	-1,2331
V 14-2	-6,5187	-7,8725	-7,8647	-8,2061	-1,8335	-2,0738
V 16	-6,3059	-7,0828	-7,0122	-7,7558	-2,0797	-2,5408
V 26	-6,2813	-7,0818	-6,9837	-7,7205	-2,0601	-2,5114

Tabela 6.15 Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção x.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 1-1	-7,8039	-7,1034	-8,1256	-7,0308	-0,8613	-0,2805
V 1-2	-6,4138	-6,0410	-7,3722	-6,0243	-0,9655	-0,1193
V 1-3	-7,8039	-7,1034	-8,1256	-7,0298	-0,8613	-0,2805
V 2	-9,4559	-7,9902	-8,9654	-7,1044	-0,4642	0,5068
V 5	-1,3881	-2,5418	-2,0650	-2,9714	-0,7361	-1,3557
V 6-1	-10,1337	-10,3790	-10,3594	-10,5556	-1,3459	-1,3008
V 6-2	-7,9314	-10,0651	-9,3950	-10,6144	-3,1863	-4,0633
V 6-3	-10,1337	-10,3790	-10,3594	-10,5556	-1,3459	-1,3008
V 7	-1,3881	-2,5418	-2,0650	-2,9714	-0,7360	-1,3557
V 9	-10,9283	-5,7526	-7,4105	-4,0407	1,5598	2,8959
V 10-1	-2,1925	-2,6026	-2,5908	-2,6762	-0,5776	-0,6264
V 10-2	-3,8455	-4,0937	-4,1928	-3,9731	-0,5285	-0,3639
V 12-1	-6,4059	-6,9308	-6,9347	-6,8415	-1,3204	-1,1939
V 12-2	-6,4059	-6,9308	-6,9347	-6,8415	-1,3204	-1,1939
V 14-1	-3,8455	-4,0937	-4,1928	-3,9731	-0,5285	-0,3639
V 14-2	-2,1925	-2,6026	-2,5898	-2,6762	-0,5776	-0,6264
V 16	-2,0346	-2,2897	-2,2622	-2,5016	-0,6691	-0,8165
V 26	-2,0346	-2,2897	-2,2622	-2,5016	-0,6692	-0,8167

6.2.1.5. Recalques

Foram muito baixos os deslocamentos verticais provocados pelo vento na fundação do edifício Manhattan. Os maiores valores atingidos foram -0,50 mm e 0,50 mm, correspondendo a 6,22% do menor recalque devido a cargas verticais.

6.2.1.6. Deslocamentos horizontais

No topo do edifício, o deslocamento horizontal aumentou 26,84%, passando de 1,10 cm para 1,40 cm. A Figura 6.13 representa a deformada da estrutura na direção de aplicação da carga.

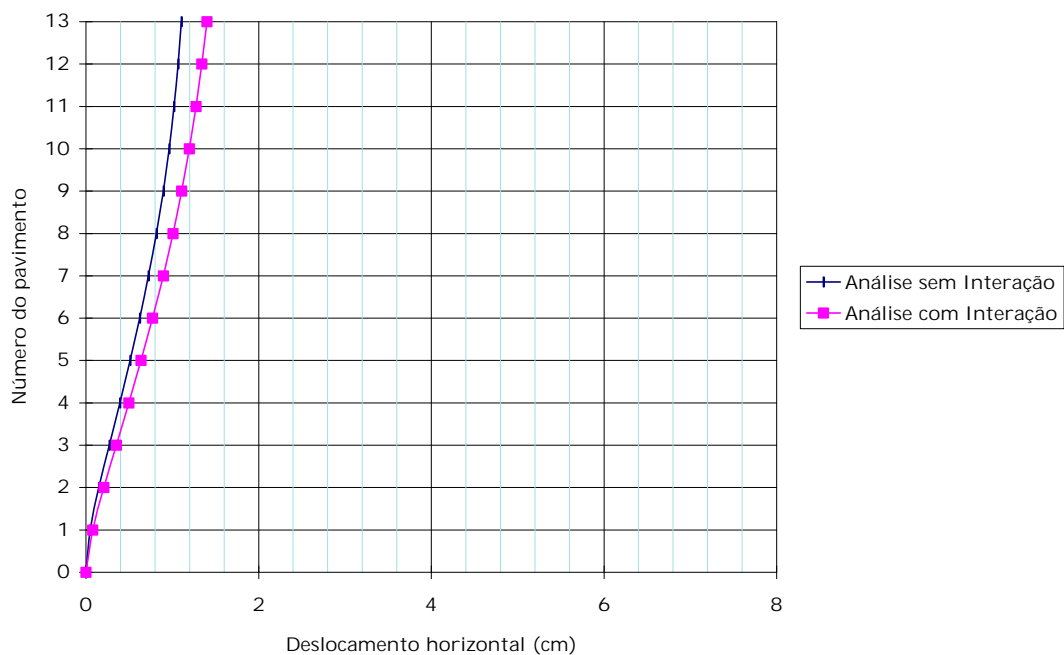


Figura 6.13 Translações do ed. Manhattan na direção x devidas a vento nesta direção.

6.2.2. Ações na direção y

6.2.2.1. Reações verticais nos pilares

Houve uma grande redução de esforços nos pilares mais solicitados, ou seja, P2, P3, P5 e P6. A maioria dos demais sofreu um aumento no nível de solicitação de até 33,19%, conforme se observa na Tabela 6.16.

Tabela 6.16 Reação vertical nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção y.

	REAÇÃO VERTICAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		RECALQUE (cm)	DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO		
P 1	289,00	301,85	0,2129	4,45%
P 2	784,11	386,51	0,2450	-50,71%
P 3	784,11	386,51	0,2450	-50,71%
P 4	288,90	301,85	0,2129	4,48%
P 5	-883,10	-433,31	-0,2162	-50,93%
P 6	-883,19	-433,31	-0,2162	-50,94%
P 7	317,55	384,06	0,1941	20,95%
P 8	317,55	384,06	0,1941	20,95%
P 9	-115,27	-153,53	-0,0673	33,19%
P 10	-115,27	-153,53	-0,0673	33,19%
P 11	-128,90	-155,68	-0,0691	20,78%
P 12	-128,90	-155,68	-0,0691	20,78%
P 13	0,00	0,00	0,0000	--
P 14	0,00	0,00	0,0000	--
P 15	0,0024	0,0020	0,0000	-14,45%
P 16	-0,0024	-0,0020	0,0000	-14,45%
P 17	0,00	0,00	0,0000	--
P 18	0,00	0,00	0,0000	--
P 19	-190,51	-191,00	-0,1098	0,26%
P 20	-190,51	-191,00	-0,1098	0,26%
P 21	25,35	-8,44	-0,0032	-133,30%
P 22	25,35	-8,44	-0,0032	-133,31%
P 23	76,46	75,01	0,0259	-1,90%
P 24	-98,20	-130,47	-0,0685	32,87%
P 25	-98,20	-130,47	-0,0685	32,87%
P 26	-38,23	-37,50	-0,0171	-1,90%
P 27	-38,23	-37,50	-0,0171	-1,90%

6.2.2.2. Reações horizontais nos pilares

Após considerada a interação solo-estrutura, a distribuição das reações horizontais entre os pilares mostrou-se bastante diferente da análise sem interação, tendo sido observada uma tendência à uniformização das reações. Os valores calculados são apresentados na Tabela 6.17.

Tabela 6.17 Reação horizontal nas bases dos pilares do ed. Manhattan para vento na direção *y*.

	REAÇÃO HORIZONTAL NAS BASES DOS PILARES (kN)		DIFERENÇA (%)
	ANÁLISE SEM INTERAÇÃO	ANÁLISE COM INTERAÇÃO	
P 1	-28,6844	-16,1080	-43,84%
P 2	-80,6971	25,8984	-132,09%
P 3	-80,6971	25,8984	-132,09%
P 4	-28,6943	-16,1080	-43,86%
P 5	-59,3211	-35,6397	-39,92%
P 6	-59,3211	-35,6397	-39,92%
P 7	-31,5219	-38,9875	23,68%
P 8	-31,5219	-38,9875	23,68%
P 9	-6,6590	-14,7739	121,86%
P 10	-6,6590	-14,7739	121,86%
P 11	-23,6985	-44,5523	88,00%
P 12	-23,6985	-44,5518	87,99%
P 13	-14,0191	-36,4969	160,34%
P 14	-14,0191	-36,4969	160,34%
P 15	-21,2583	-17,4128	-18,09%
P 16	-21,2583	-17,4128	-18,09%
P 17	-2,5055	-12,8511	412,92%
P 18	-2,5065	-12,8511	412,72%
P 19	-31,7731	-28,0835	-11,61%
P 20	-31,7731	-28,0920	-11,59%
P 21	-24,2016	-63,6695	163,08%
P 22	-24,2016	-63,6695	163,08%
P 23	-50,9237	-99,3753	95,15%
P 24	-17,0461	-29,8158	74,91%
P 25	-17,0461	-29,8163	74,92%
P 26	-1,0497	-5,7133	444,30%
P 27	-1,0497	-5,7133	444,30%

6.2.2.3. Momentos fletores nos pilares

Pela Figura 6.14 pode-se visualizar a perturbação nos momentos próximos à fundação. Para a absorção dos esforços provocados pelo vento na direção y , praticamente todos os pilares são importantes. As exceções são P9, P17, P26 e seus simétricos.

Portanto, dentre os pilares que trabalham no suporte ao vento, a maioria sofreu acréscimo do momento fletor transmitido à fundação. Apenas os pilares P1 a P4 fugiram a essa tendência. Nas bases dos pilares os acréscimos percentuais entre os momentos calculados com ambas as análises, em módulo, atingiram um máximo de 82,87%, nos pilares P21 e P22.

Mais uma vez, as mudanças foram mais significativas nos pavimentos inferiores. A Tabela 6.18 mostra os valores.

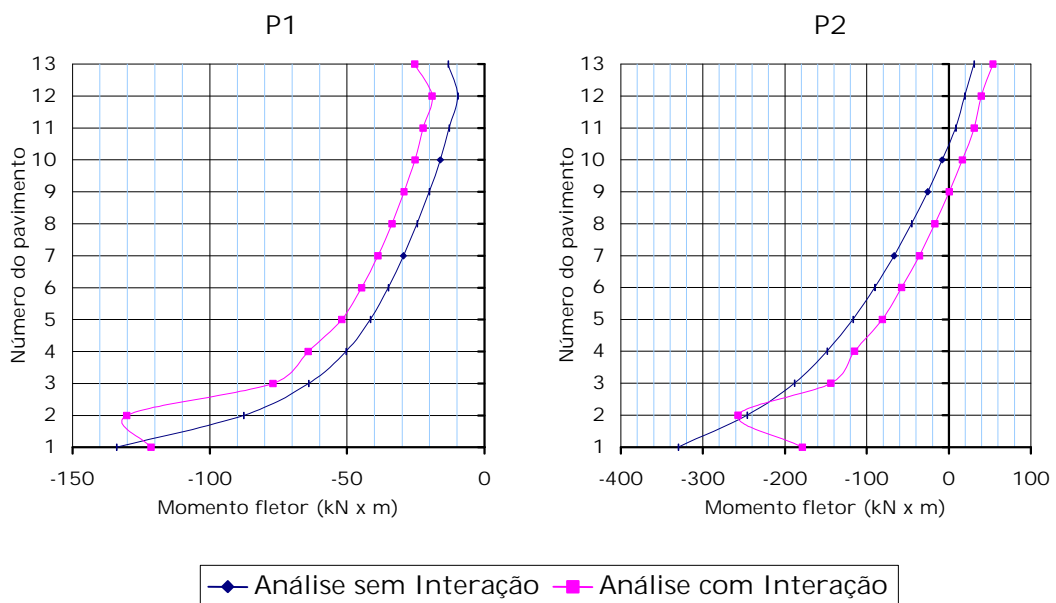


Figura 6.14 (a) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento y . P1 e P2.

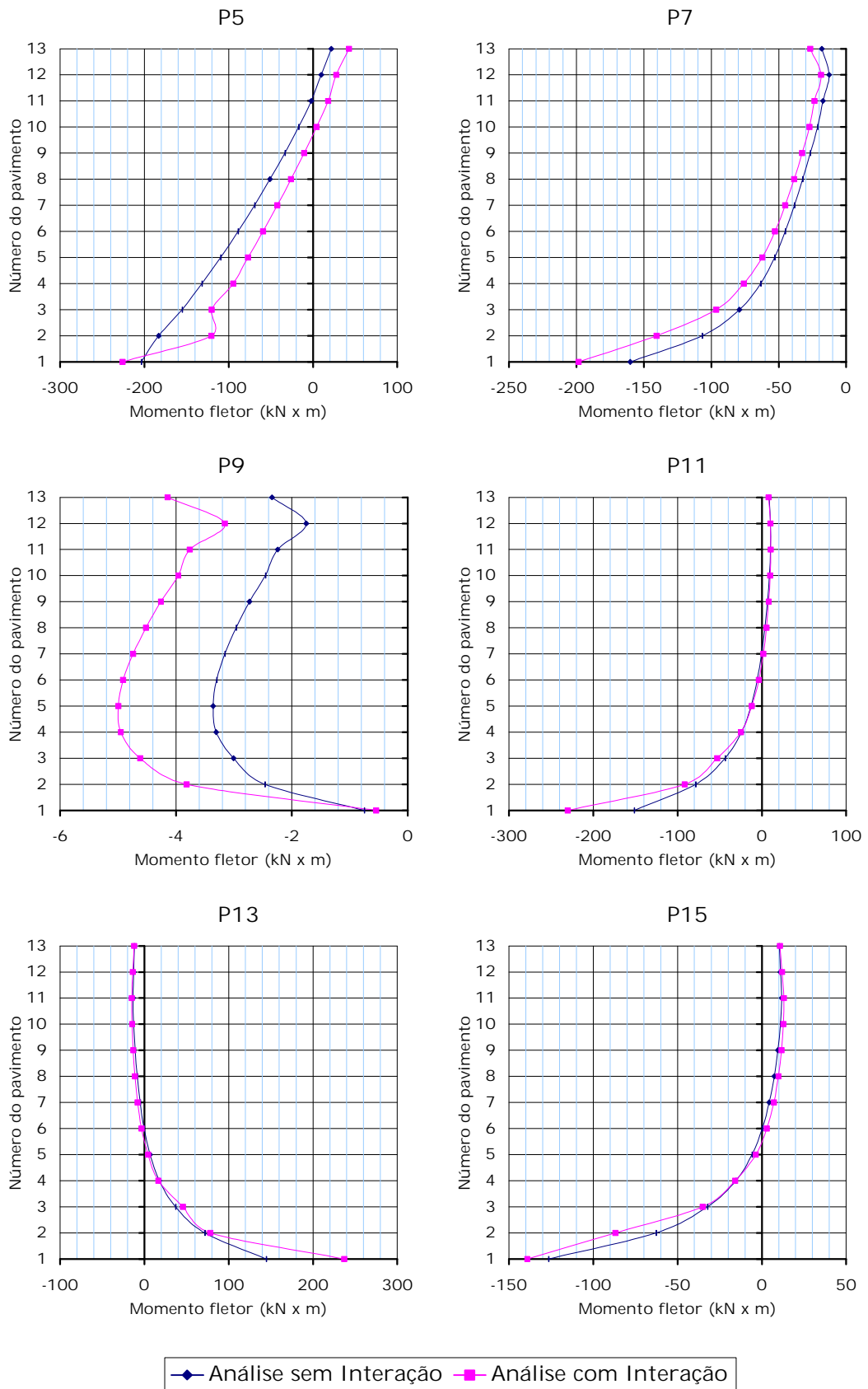


Figura 6.14 (b) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento y. P5, P7, P9, P11, P13 e P15.

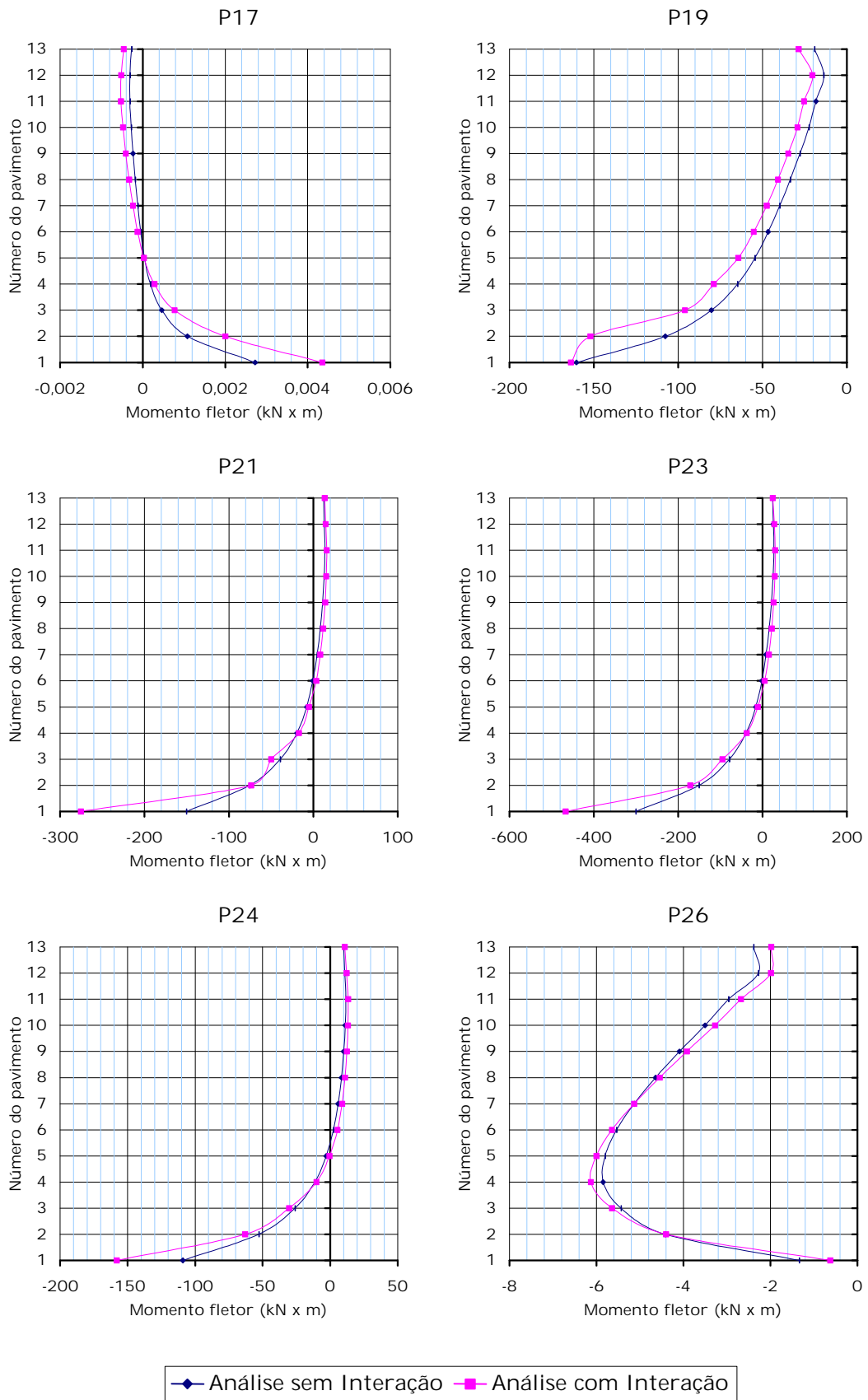


Figura 6.14 (c) Momentos fletores nos pilares, ed. Manhattan, vento *y*. P17, P19, P21, P23, P24 e P26.

Tabela 6.18 Momentos fletores nos pilares do ed. Manhattan para vento na direção y.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
P 1	-134,0046	-121,3497	-29,4889	-38,7397	-13,2729	-25,3785
P 2	-330,2046	-178,6401	-66,9238	-36,0125	30,3620	53,7294
P 3	-330,3027	-178,6401	-66,9238	-36,0125	30,3620	53,7294
P 4	-134,0046	-121,3497	-29,4889	-38,7397	-13,2729	-25,3785
P 5	-203,7537	-225,9243	-69,3567	-42,3007	21,7488	42,8795
P 6	-203,7537	-225,9243	-69,3567	-42,3007	21,7488	42,8795
P 7	-160,0011	-198,3582	-38,3963	-45,2241	-18,0700	-26,7028
P 8	-160,0011	-198,3582	-38,4062	-45,2241	-18,0700	-26,7028
P 9	-0,7503	-0,5428	-3,1588	-4,7402	-2,3426	-4,1437
P 10	0,7569	0,5543	3,1618	4,7461	2,3436	4,1447
P 11	-151,5645	-230,4369	-0,2837	1,6736	8,5985	7,9118
P 12	-151,5645	-230,4369	-0,2839	1,6736	8,5994	7,9127
P 13	144,5013	237,1077	-5,0139	-8,1109	-11,8112	-12,1840
P 14	144,5013	237,1077	-5,0149	-8,1119	-11,8112	-12,1840
P 15	-126,5490	-139,2039	4,3919	7,1299	10,3496	10,6733
P 16	-126,5490	-139,2039	4,3919	7,1299	10,3496	10,6733
P 17	0,0027	0,0044	-0,0001	-0,0002	-0,0003	-0,0005
P 18	0,0027	0,0044	-0,0001	-0,0002	-0,0003	-0,0005
P 19	-160,1973	-163,5327	-39,8580	-47,5295	-19,1589	-28,6354
P 20	-160,1973	-163,5327	-39,8678	-47,5295	-19,1589	-28,6354
P 21	-150,5835	-275,3667	4,5450	8,3964	12,3606	13,6261
P 22	-150,5835	-275,3667	4,5460	8,3974	12,3606	13,6261
P 23	-300,4803	-466,7598	8,4101	14,8523	23,5931	24,5152
P 24	-109,1853	-158,0391	5,9095	8,8731	10,1828	10,9283
P 25	-109,1853	-158,0391	5,9095	8,8741	10,1828	10,9283
P 26	-1,3361	-0,6259	-5,1316	-5,1336	-2,3858	-1,9826
P 27	1,3361	0,6249	5,1316	5,1336	2,3858	1,9826

6.2.2.4. Esforços em vigas

As alterações dos esforços em vigas ocorreram da mesma forma que anteriormente em todas as análises correspondentes deste capítulo. Foram verificadas neste estudo as principais vigas que trabalham no suporte à ação do vento, que são V16, V18, V19-2 e suas simétricas. Seus gráficos de esforços podem ser vistos na Figura 6.15.

Contudo, as diferenças entre os esforços calculados com e sem a consideração da interação solo-estrutura foram consideráveis ao longo de toda a altura da edificação, apesar de diminuírem nos pavimentos superiores. Elas ficaram compreendidas no intervalo de -33,22%, no primeiro pavimento da V18, a 69,60%, no primeiro pavimento da V19-2.

Encontram-se na Tabela 6.19 os valores de momento fletor e na Tabela 6.20, os de esforço cortante relativos às vigas analisadas.

Tabela 6.19 Momentos fletores nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção *y*.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 16	-44,7827	-58,7423	-72,9374	-88,9571	-38,5239	-49,6975
V 18	-29,7145	-45,3418	-51,2180	-66,4726	-20,8070	-29,5183
V 19-2	-109,6758	-1,5215	-91,8903	-61,0967	9,4745	29,1946
V 23-2	-109,6758	-1,5215	-91,8903	-61,0967	9,4755	29,1946
V 24	-29,7145	-45,3418	-51,2180	-66,4726	-20,8070	-29,5183
V 26	44,8023	59,1347	72,9766	89,0061	38,5533	49,7367

Tabela 6.20 Esforços cortantes nas vigas do ed. Manhattan para vento na direção *y*.

	BASE DO EDIFÍCIO		7º PAVIMENTO		TOPO DO EDIFÍCIO	
	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)	SEM INTERAÇÃO (kN x m)	COM INTERAÇÃO (kN x m)
V 16	-14,4796	-19,0510	-23,5832	-28,7629	-12,4587	-16,0688
V 18	-10,0553	-14,9603	-17,1479	-22,2491	-7,8421	-11,1245
V 19-2	-92,3317	0,1702	-77,2734	-51,3848	8,1207	24,8684
V 23-2	-92,3317	0,1702	-77,2734	-51,3848	8,1217	24,8782
V 24	-10,0553	-14,9603	-17,1479	-22,2491	-7,8421	-11,1245
V 26	14,4796	19,0510	23,5832	28,7629	12,4587	16,0688

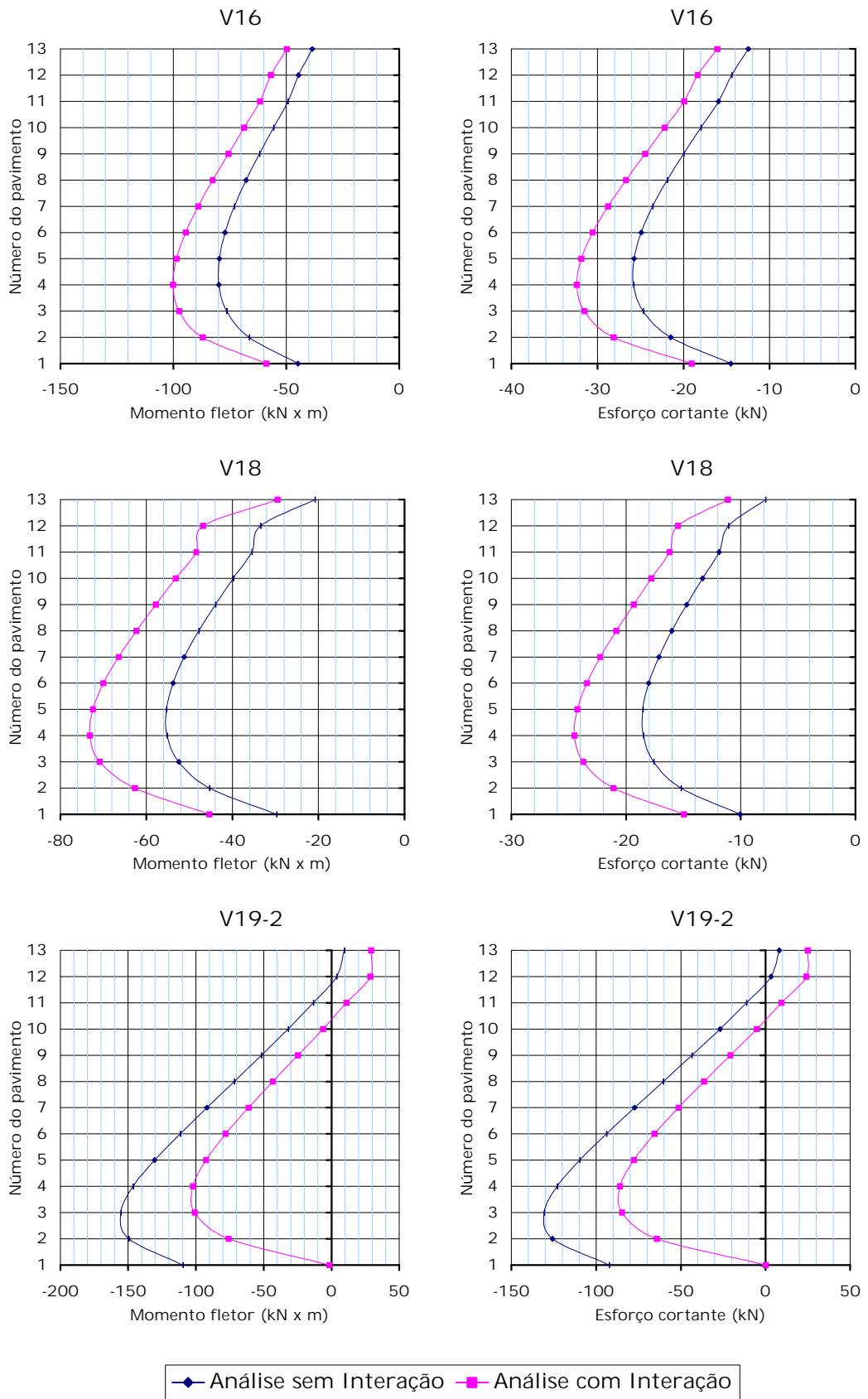


Figura 6.15 Momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, ed. Manhattan, vento y.

6.2.2.5. Recalques

Como esperado, os deslocamentos verticais provocados pelo vento atuando segundo a direção **y** foram bem maiores que aqueles devidos ao vento na outra direção. Apesar disso, ainda são pequenos se comparados aos recalques do edifício quando aplicadas as cargas verticais.

Os deslocamentos verticais variaram entre -2,45 mm e 2,16 mm. O maior destes valores equivale a 31% do menor recalque devido a ações verticais.

6.2.2.6. Deslocamentos horizontais

O acréscimo percentual do deslocamento horizontal no topo da edificação quando considerada a interação com o solo foi de 66,03%. O valor aumentou de 4,45 cm para 7,39 cm. O aspecto da deformada do edifício é apresentado na Figura 6.16.

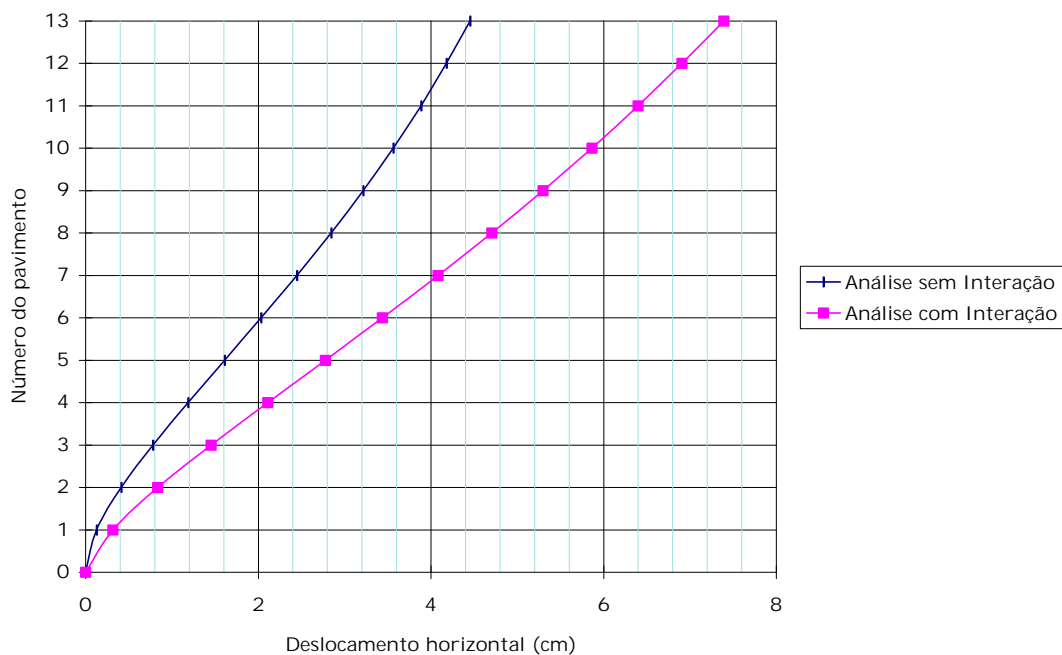


Figura 6.16 Translações do ed. Manhattan na direção **y** devidas a vento nesta direção.

7. CONCLUSÕES

Foi objetivo deste trabalho a observação das mudanças de esforços e deslocamentos em estruturas de edifícios em concreto armado sobre fundações diretas quando comparadas suas análises com e sem a consideração da interação solo-estrutura. Para que se alcançasse o fim desejado, foram escolhidos dois exemplos de edifícios usuais, que foram submetidos a ambas as análises estruturais. As fundações dos dois exemplos foram dimensionadas de acordo com a NBR 6122 (1996), como descrito no terceiro capítulo.

Aplicaram-se dois tipos de carregamento. Inicialmente as edificações sujeitaram-se a apenas ações verticais devidas a peso próprio e sobrecargas. Em seguida foram aplicadas ações horizontais em duas direções perpendiculares. Tais ações correspondiam às forças devidas ao vento, determinadas segundo a NBR 6123 (1988).

A modelagem de todo o sistema envolvido no problema, agora entendido como o conjunto formado por superestrutura, subestrutura e maciço de solos, está descrita no capítulo 4. Utilizou-se um elemento tipo barra na discretização da superestrutura e o elemento sapata rígida, desenvolvido por RAMALHO (1990), para a representação conjunta da subestrutura e do maciço de solos. Tal elemento considerava o solo como um meio contínuo, semi-infinito, elástico, linear, homogêneo e isotrópico.

Entretanto, no decorrer do estudo, foi verificada a importância da consideração de uma camada indeformável no interior do maciço de solo. A inserção de uma camada com essa característica no solo anteriormente semi-infinito modifica os resultados, pois diminui os recalques. Assim, esses resultados

ficam mais próximos da realidade, já que sempre há uma camada indeslocável no solo.

Para tanto, implementou-se na formulação do elemento sapata rígida o artifício proposto por Steinbrenner em 1955, como exposto no item 4.2.1. A modificação foi feita de tal forma a não comprometer as características de facilidade de utilização do elemento original.

Com a finalidade de verificar a verdadeira influência da consideração de uma camada indeslocável, um dos exemplos foi submetido a duas análises com interação entre solo e estrutura e ações verticais: uma em que o solo era semi-infinito, e outra com a presença da superfície indeslocável a 15 m de profundidade. Observou-se que todos os recalques reduziram-se, atingindo uma diferença percentual de até -36,67% na base da edificação. Os momentos fletores em pilares e vigas e os esforços cortantes em vigas também apresentaram alterações bastante consideráveis. Dentre os parâmetros observados, apenas as reações verticais nas bases dos pilares não sofreram mudanças significativas.

Conclui-se então que a consideração de uma camada indeslocável no interior do maciço de solo é importante e deve ser incorporada em análises estruturais em que se aplica a interação solo-estrutura. Conseqüentemente, em todas as demais análises deste trabalho aplicou-se essa consideração.

A comparação entre os resultados obtidos a partir das análises com e sem interação quando os edifícios foram submetidos a ações verticais é basicamente o que constitui o texto do quinto capítulo. Percebeu-se a ocorrência de uma redistribuição das reações verticais que são transmitidas à fundação. Como regra geral, verificou-se que os pilares que tendem a sofrer maiores recalques cedem parte de suas cargas para pilares vizinhos de menores recalques. Porém, as diferenças das reações não foram significativas, permanecendo dentro da margem de 7,5% para o exemplo que apresentou maiores alterações.

Em contrapartida, no caso de momentos fletores em pilares foram verificadas mudanças significativas de valores. Além de acréscimos e reduções, foram vistos ainda casos de mudança de sinal. Como um fato interessante, cita-se que a interação com o solo provocou perturbações no comportamento dos

momentos fletores nos pavimentos inferiores de ambos edifícios, conforme pode ser visualizado nos gráficos apresentados no capítulo 5.

Mudanças consideráveis também foram observadas em relação aos momentos fletores e esforços cortantes em vigas. Somente um pequeno número de vigas em ambos exemplos não apresentou alterações consideráveis nos seus esforços. Normalmente não foram percebidas perturbações nos gráficos devidas à interação solo-estrutura.

A ocorrência de recalques é a conseqüência mais diretamente ligada à interação entre estrutura e solo, e pode-se inferir que os recalques diferenciais que surgem são a principal causa de todas as mudanças de comportamento da superestrutura. Em relação aos deslocamentos verticais, verificou-se que todos aumentaram, como seria esperado. Os acréscimos foram bastante consideráveis, inclusive no topo da estrutura. Os gráficos de deslocamentos verticais dos nós de cada pilar sofreram praticamente apenas uma translação após considerada a interação com o solo, correspondente a aproximadamente o valor do recalque da sua respectiva fundação.

Durante os estudos para a realização deste trabalho, revelou-se também como um fator importante para a análise estrutural de edifícios a consideração do efeito incremental da construção. Acredita-se que a incorporação de mais esse fator torne os resultados da análise estrutural mais próximos da realidade. Assim, objetivando verificar o comportamento da estrutura com a consideração conjunta da sua interação com o solo e do efeito incremental construtivo, um dos exemplos estudados foi submetido a uma nova análise com a aplicação do procedimento descrito no item 5.4.

Respeitando a seqüência construtiva, os deslocamentos verticais dos nós de um pavimento não são afetados pelo carregamento dos pavimentos abaixo. Portanto, os deslocamentos diferenciais entre os nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, sendo máximos à meia altura do edifício. No topo, correspondem à deformação somente do último pavimento. As deformações axiais dos pilares seguem o mesmo raciocínio.

Sem a consideração da interação com o solo, no topo da edificação os deslocamentos verticais nodais correspondem às deformações axiais dos pilares para o carregamento desse último pavimento. Quando inserida a interação solo-estrutura, o deslocamento de um nó é acrescido do valor do recalque na fundação do pilar ao qual pertence, provocado pelo carregamento do seu pavimento e dos pavimentos superiores. Esses comportamentos descritos foram observados no exemplo analisado.

Na base da edificação, os recalques diferenciais foram maiores que aqueles estimados na análise não-incremental, embora a diferença tenha sido pequena. Esse efeito já era esperado, pois decorre do fato da rigidez média da estrutura ser menor que a do pórtico completo.

As mudanças das reações verticais nas bases dos pilares não foram significativas. Além disso, verificou-se que nas análises incrementais os valores estiveram em maior conformidade com aqueles utilizados no dimensionamento da fundação.

Tanto em relação aos deslocamentos verticais, quanto às reações verticais nas bases dos pilares, foi observado que os resultados da **análise incremental com interação** são mais próximos daqueles da **análise sem interação** que os calculados a partir da **análise com interação**.

Todos os esforços analisados diminuíram nos pavimentos superiores, aproximando-se de zero no último, e não apresentaram perturbações no topo. Com relação aos momentos fletores nos pilares, percebeu-se a ocorrência de alterações consideráveis, sobretudo nos pavimentos superiores. No que diz respeito aos esforços em vigas, os valores determinados para os pavimentos inferiores com a **análise incremental com interação** diferiram significativamente dos calculados nas outras análises.

O sexto capítulo do trabalho contém a comparação entre os resultados das análises com e sem interação solo-estrutura ao serem aplicadas ações horizontais devidas ao vento aos edifícios tomados como exemplos.

De modo geral, verificou-se que as reações verticais transmitidas à fundação sofreram uma redução, sobretudo nos casos dos pilares mais

solicitados. Quanto às reações horizontais nas bases dos pilares, percebeu-se uma tendência à uniformização. Especialmente na presença de pilares notoriamente mais rígidos que os demais na direção de ação do vento, observou-se a importância da redistribuição das reações horizontais, ocorrendo uma menor concentração dessas reações nesses pilares.

Também para ações horizontais foi verificada uma perturbação no comportamento dos momentos fletores nos pavimentos inferiores. Além disso, mudanças significativas de valores foram encontradas somente nesses pavimentos. Existindo pilares mais rígidos na direção de aplicação das ações, foi observada uma redução de momentos nas suas bases quando considerada a flexibilidade da fundação.

Os aspectos dos gráficos de esforços em vigas em relação à altura do edifício são iguais, seja a análise com ou sem interação solo-estrutura. As principais mudanças de valores, quando acontecem, referem-se aos pavimentos inferiores.

Nas bases das edificações, os deslocamentos verticais devidos às ações horizontais são muito pequenos se comparados aos recalques das fundações provocados por ações verticais. Já os deslocamentos horizontais nos topos dos edifícios para ações do vento sofrem acréscimos percentualmente significativos ao ser considerada a interação com o solo.

Portanto, por todas as comparações de resultados realizadas neste trabalho, conclui-se que a consideração da interação solo-estrutura tem importância na análise estrutural de edifícios usuais de concreto armado sobre fundações diretas.

Assim, atingiu-se o objetivo primordial do trabalho. Percebe-se ainda que os objetivos específicos delimitados no início da pesquisa foram superados com a análise de outros resultados além daqueles previamente identificados e com a inclusão de outras variáveis no decorrer do estudo. Refere-se à consideração de uma camada indeslocável no interior do maciço de solo e do efeito incremental da construção.

Como sugestões para trabalhos futuros, recomenda-se a realização de análises paramétricas com relação à posição da camada indeslocável e ao módulo de elasticidade do solo para que se verifique até que ponto é importante a consideração da interação solo-estrutura na análise.

Também são vistas como interessantes análises não-lineares físicas e geométricas e a consideração do adensamento de solos que possuem tal característica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, U. R. (1986). *Exercícios de fundações*. São Paulo, Edgard Blücher.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118 — Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996). *NBR 6122 — Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). *NBR 6123 — Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6484 — Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos*. Rio de Janeiro.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1994). ACI 336.2R/88 (Reapproved 1993) — Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats. In: _____. *Manual of concrete practice*. Detroit, Michigan. v. 4, p. 336.2R/1-21.
- AOKI, N. (1987). Modelo simples de transferência de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão. In: CICLO DE PALESTRAS SOBRE FUNDAÇÕES, Recife, 1987. *Anais*. ABMS-NE. p. 79-95.
- BOUSSINESQ, J. (1885). *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Paris, Gauthier-Villars.

- BOWLES, J. E. (1988). **Foundation analysis and design**. 4. ed. New York, McGraw-Hill.
- BROWN, P. T.; YU, S. K. R. (1986). Load sequence and structure–foundation interaction. **Journal of Structural Engineering**, v. 112, n. 3, p. 481-8.
- BUENO, B. S.; VILAR, O. M. (1993). **Mecânica dos solos**. São Carlos, EESC. v. 2.
- BURLAND, J. B. et al. (1977). Behaviour of foundations and structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., Tokyo, 1977. **Proceedings**. Japan, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. v. 2, p. 495-546.
- CAPUTO, H. P. (1991). **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora. v. 1.
- CHANDRASHEKHARA, K.; ANTONY, S. J. (1993). Theoretical and experimental investigation of framed structure–layered soil interaction problems. **Computers & Structures**, v. 48, n. 2, p. 263-71.
- CHOI, C.-K.; KIM, E.-D. (1985). Multistory frames under sequential gravity loads. **Journal of Structural Engineering**, v. 111, n. 11, p. 2373-84.
- CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. (1997). **Projeto de fundações**. São Carlos, EESC. v. 1.
- CRAIG, R. F. (1996). **Soil mechanics**. 5. ed. London, Chapman & Hall.
- FENG, Y. T.; OWEN, R. J. (1996). Iterative solution of coupled FE/BE discretizations for plate–foundation interaction problems. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 39, p. 1889-901.
- FONTE, A. O. C. et al. (1994). Interação solo–estrutura em edifícios altos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE

- FUNDAÇÕES, 10., Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**. São Paulo, ABMS. v. 1, p. 239-46.
- GEORGIADIS, M. (1993). Settlements and rotation of footings embedded in sand. **Soils and Foundations**, v. 33, n. 1, p. 169-75.
- 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. (1990). Um caso prático dos efeitos da interação solo-estrutura em edificações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9., Salvador, 1990. **Anais**. São Paulo, ABMS. v. 2, p. 437-46.
- GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**. São Paulo, ABMS. v. 1, p. 67-74.
- GUSMÃO FILHO, J. A. (1995). **Contribuição à prática de fundações**: a experiência do Recife. Recife. 251 p. Tese (Titular) – Escola de Engenharia de Pernambuco, Universidade Federal de Pernambuco.
- HACHICH, W. et al., ed. (1996). **Fundações**: teoria e prática. São Paulo, PINI.
- HACHICH, W. (1997). O renivelamento dos edifícios de Santos. **Téchne**, n. 28, p. 38-43.
- HANSBO, S. (1994). **Foundation engineering**. Amsterdam, Elsevier. (Developments in geotechnical engineering, 75)
- INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (1989). **Soil-structure interaction**: the real behaviour of structures. London.

- KRIPKA, M.; SORIANO, H. L. (1992). Sistema para análise incremental construtiva de edificações. In: CONGRESSO IBERO LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA A ENGENHARIA, 13., Porto Alegre, 1992. **Anais**. Porto Alegre, UFRGS, v. 1, p. 381-90.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). **Soil mechanics**: SI version. Singapore, John Wiley & Sons.
- LEE, I. K.; BROWN, P. T. (1972). Structure–foundation interaction analysis. **Journal of the Structural Division**, v. 98, n. ST11, p. 2413-31.
- LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. (1991). On the influence of soil–structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., Firenze, 1991. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema. v. 2, p. 505-9.
- MANG, H. A. et al. (1989). On the mechanical inconsistency of symmetrization of unsymmetric coupling matrices for BEFEM discretizations of solids. **Computational Mechanics**, v. 4, p. 301-8.
- MEYERHOF, G. G. (1953). Some recent foundation research and its application to design. **The Structural Engineer**, v. 31, p. 151-67.
- MINDLIN, R. D. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v. 7, p. 195-202.
- NADJAI, A.; JOHNSON, D. (1996). Elastic analysis of spatial shear wall systems with flexible bases. **The Structural Design of Tall Buildings**, v. 5, p. 55-72.
- NOORZAEI, J. et al. (1993). Non-linear soil–structure interaction of plane frames: a parametric study. **Computers & Structures**, v. 49, n. 3, p. 561-6.

- NOORZAEI, J. et al. (1995). Influence of strain hardening on soil-structure interaction of framed structures. **Computers & Structures**, v. 55, n. 5, p. 789-95.
- ONU, G. (1996). Equivalences in the soil-structure interaction. **Computers & Structures**, v. 58, n. 2, p. 367-80.
- QIAN, J. et al. (1996). Dynamic cross-interaction between flexible surface footings by combined BEM and FEM. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 25, p. 509-26.
- RAMALHO, M. A. (1990). **Sistema para análise de estruturas considerando interação com meio elástico**. São Carlos. 389 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. (1991). Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundação direta. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25., Porto Alegre, 1991. **Anais**. Porto Alegre, UFRGS. v. 2, p. 433-44.
- RAO, P. S. et al. (1995). Representation of soil support in analysis of open plane frames. **Computers & Structures**, v. 56, n. 6, p. 917-25.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996). **Fundações**. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. v. 1.
- VILADKAR, M. N. et al. (1992). Space frame-raft-soil interaction including effect of slab stiffness. **Computers & Structures**, v. 43, n. 1, p. 93-106.
- VILADKAR, M. N. et al. (1993). Soil-structure interaction in the time domain. **Computers & Structures**, v. 46, n. 3, p. 429-42.
- VILADKAR, M. N. et al. (1994). Modelling of interface for soil-structure interaction studies. **Computers & Structures**, v. 52, n. 4, p. 765-79.