



**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE
ESTRUTURAS**

**ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DA
INTERAÇÃO DE PAREDES EM EDIFÍCIOS DE
ALVENARIA ESTRUTURAL.**

ENG. RODRIGO PIERNAS ANDOLFATO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil [Estruturas].

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho

São Carlos - 2006.

A G R A D E C I M E N T O S

Agradeço sempre a Deus por me dar forças nos momentos difíceis da minha vida, e que, por certo, sempre me ajuda a entender o real valor dos momentos de paz e alegria.

A minha filha, Laura, que sempre presente no meu coração, desde seu nascimento, fez-me entender que a vida sempre foi mais do que eu acreditava ser, e que de fato, tomar a posição das pessoas de boa vontade era mais que uma questão de exemplo, era uma questão de ser feliz.

Ao meu orientador no doutoramento, Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho, pela liberdade e apoio que sempre dispensou a minha pessoa. Fez-se sempre presente sem nunca ser intrusivo. Mostrou-me quão importante, é numa tese, a autonomia do pesquisador. Não foi omissivo na hora em que discordava de alguns atrevimentos filosóficos de minha parte, isto feito sempre de maneira extremamente polida, o que me deixava sempre muito a vontade, e permitiu-me, pelo menos de minha parte, considerá-lo um amigo.

Ao meu orientador de mestrado, e que sem dúvida tornou-se meu orientador da vida acadêmica, e ainda mais importante que isso, um grande amigo na vida pessoal, o Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho. Essa pessoa brilhante sempre me ajudou no direcionamento de meu crescimento acadêmico e pessoal. Nunca com conselhos, pois me conhecendo bem, sabia que as atitudes é que norteiam minha vida. Sua postura calma e serena, fez-me entender certas questões que eu jamais entenderia caso me fossem impostas.

Ao meu pai, Sidney Martinez Andolfato, que sempre entendeu e apoiou minha escolha. Figura solitária nessa questão, frente a todos os outros familiares. Todas as pessoas que o cercavam, aconselhavam-no a me desanimar com a Academia. Eu deveria tocar obras! _ Ganhar muito dinheiro! - diziam. E ele sempre me mostrou que mais que o dinheiro, a felicidade era o mais importante. Hoje, em São Paulo, encontrei a tal felicidade, obrigado pai. Por tudo!

A Daniela Morosini, que num momento difícil de minha vida, me devolveu o sorriso, o bem maior de um ser humano. Nunca quis que gostassem de mim pelo que era... Parece engraçado isso... Mas eu sempre quis que gostassem de mim por gostar, sem a lógica necessária na parte protocolar da vida. Que fosse algo maravilhosamente sem razão. Acredito piamente que o universo se fez, somente para que a conhecesse.

A todas as pessoas boas que me cercam hoje em dia e que me cercaram um dia... A minha ex-esposa Paula; aos meus amigos de Ilha Solteira; ao maior técnico de laboratório do Brasil em minha opinião, Sr. Gilberto Antonio de Brito; aos amigos do NEPAE; aos amigos da EESC; as secretárias do SET, sempre atendendo-nos tão bem; ao grande amigo José Américo Alves Salvador Filho, que me hospedou em São Carlos quando passei por uma situação financeira muito difícil, sem nunca me cobrar nada; ao Tio Nelson Lapa, por transformar meu texto final numa obra de arte e pelo exemplo de pessoa que sempre foi para mim. Sei que seria impossível escrever aqui o nome de todos para quem tenho uma dívida de gratidão. Saibam que nos momentos em que estou sozinho, me pego recordando cena ou outra de cada pessoa que passou pela minha vida... Muito obrigado a todos!

À minha filha Laura,
e ao meu pai, meu muito obrigado.

SUMÁRIO

| | |
|--------------------------------|--------------|
| AGRADECIMENTOS | 3 |
| SUMÁRIO | 7 |
| LISTA DE FIGURAS | i |
| LISTA DE TABELAS | xiii |
| LISTA DE SÍMBOLOS | xv |
| RESUMO | xvii |
| ABSTRACT | xviii |

CAPÍTULO I

| | |
|---|-----------|
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Generalidades | 3 |
| 1.2. Materiais de Alvenaria na Compressão Axial | 4 |
| 1.2.1 Resistência à compressão: generalidades | 4 |
| 1.3. O Projeto das Estruturas de Alvenaria..... | 4 |
| 1.4. Análise estrutural: Distribuição das ações verticais | 6 |
| 2. Objetivos e Justificativas | 9 |
| 3. Pesquisas Sobre o Tema | 10 |
| 4. Organização do Trabalho | 15 |

CAPÍTULO II

| | |
|---|-----------|
| 1. O Edifício Modelo | 17 |
| 2. Caracterização das Unidades | 20 |
| 3. Caracterização dos Prismas | 22 |
| 4. Caracterização do Material Alvenaria | 28 |
| 5. Resumo dos parâmetros determinados e adotados | 34 |

CAPÍTULO III

| | |
|---|-----------|
| 1. Procedimentos Numéricos de Análise | 37 |
| 2. Procedimento das Paredes Isoladas (PI)..... | 41 |
| 3. Procedimento do Grupo Isolado de Paredes (GIP) | 44 |
| 4. Procedimento do Grupo de Paredes com Interação de 50% (GPCI50)..... | 48 |
| 5. Procedimento do Grupo de Paredes com Interação Total (GPCIT)..... | 52 |
| 6. Modelo dos Elementos Finitos..... | 53 |
| 6.1. Resultados Obtidos para Carregamento 1 | 54 |
| 6.2. Resultados Obtidos para Carregamento 2 | 57 |
| 6.3. Resultados Obtidos para Carregamento 3 | 63 |
| 6.4. Resultados Obtidos para Carregamento 4 | 68 |
| 7. Comparação e Discussão dos Resultados Numéricos..... | 76 |

CAPÍTULO IV

| | |
|--|------------|
| 1. O Modelo Experimental | 91 |
| 2. Resultados Obtidos - Nível 1 | 94 |
| 3. Resultados Obtidos - Nível 2 | 100 |
| 4. Resultados Obtidos - Nível 3 | 105 |

CAPÍTULO V

| | |
|--|------------|
| 1. Prova de Carga | 111 |
| 1.1. Procedimento das Paredes Isoladas (PI)..... | 113 |
| 1.2. Procedimento do Grupo Isolado de Paredes (GIP)..... | 113 |
| 1.3. Procedimento do Grupo de Paredes com Interação de 50% (GPCI50) | 115 |
| 1.4. Modelo em Elementos Finitos | 117 |
| 1.5. Discussão dos resultados nos modelos numéricos | 128 |
| 1.5.1 Nível 1 | 128 |
| 1.5.2 Nível 2 | 133 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 1.5.3 | Nível 3 | 137 |
| 2. | <i>Prova de Carga - Modelo Experimental.....</i> | 142 |
| 2.1. | Resultados Obtidos - Nível 1 | 143 |
| 2.2. | Resultados Obtidos - Nível 2..... | 149 |
| 2.3. | Resultados Obtidos - Nível 3..... | 155 |

CAPÍTULO VI

| | | |
|-----------|--------------------------------|------------|
| 3. | <i>Conclusões</i> | 163 |
|-----------|--------------------------------|------------|

CAPÍTULO VII

| | | |
|-----------|--|------------|
| 1. | <i>Referência Bibliográfica</i> | 169 |
| 2. | <i>Anexo A - Elementos de SHELL dentro do SAP2000®.....</i> | 173 |
| 3. | <i>Anexo B - A modelagem do Edifício.....</i> | 181 |
| 4. | <i>Anexo C - Instrumentação dos Blocos</i> | 197 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 - Medidas de deformação obtidas por STOCKBRIDGE. <i>Fonte: HENDRY (1998).</i> | 11 |
| Figura 2 - Paredes "H" na escala reduzida sendo construídas. <i>Fonte: CAMACHO et al. (2001).</i> | 13 |
| Figura 3 - Desenho esquemático do ensaio das Paredes "H". <i>Fonte: SILVA (2003).</i> | 14 |
| Figura 4 - Formação da área principal de transferência de cargas. <i>Fonte: SILVA (2003).</i> | 15 |
| Figura 5 - Planta de 1ª fiada. | 17 |
| Figura 6 - Planta humanizada do apartamento tipo. | 18 |
| Figura 7 - Planta de locação dos pontos de estaqueamento. | 19 |
| Figura 8 - Posicionamento das cantoneiras para ensaio em unidades..... | 21 |
| Figura 9 - Gráfico tensão-deformação para unidades. | 22 |
| Figura 10 - Fabricação dos prismas de três fiadas. | 24 |
| Figura 11 - Ensaio realizado com monitoramento via sistema de aquisição de dados. | 25 |
| Figura 12 - Gráfico tensão-deformação para prismas..... | 27 |
| Figura 13 - Esquema de ensaio em paredes de alvenaria preconizado pela NBR8949:1985..... | 29 |
| Figura 14 - Esquema de ensaio realizado em "wallettes" | 30 |
| Figura 15 - Foto do corpo-de-prova tipo "wallette" pronto para o ensaio. | 31 |
| Figura 16 - Gráfico tensão-deformação para paredes tipo "wallettes". | 34 |
| Figura 17 - Pontos de leitura e de análise de tensões..... | 39 |
| Figura 18 - Áreas de influência de cada parede..... | 40 |
| Figura 19 - Posicionamento dos pontos instrumentados nas paredes. | 42 |
| Figura 20 - Tensões obtidas nos pontos para o procedimento das PI. | 44 |
| Figura 21 - Esquematisação dos grupos de paredes. | 46 |
| Figura 22 - Tensões obtidas nos pontos para o procedimento dos GIP. | 48 |
| Figura 23 - Tensões obtidas nos pontos para o procedimento dos GPCI50..... | 51 |
| Figura 24 - Tensões nos pontos para o PI, GIP e GPCI50 com o quarto carregamento aplicado. | 51 |
| Figura 25 - Tensões nos pontos instrumentados para o PI, GIP, GPCI50 e GPCIT com carregamento 4. | 52 |
| Figura 26 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 1 (SAP)..... | 56 |
| Figura 27 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 1 (SAP)..... | 56 |
| Figura 28 - Resultante nos apoios para o carregamento 1 (SAP). | 57 |
| Figura 29 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 2 (SAP)..... | 58 |
| Figura 30 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 2 (SAP)..... | 59 |
| Figura 31 - Resultante nos apoios devido aos dois carregamentos (SAP)..... | 60 |
| Figura 32 - Resultados de tensões no segundo nível para o carregamento 2 (SAP)..... | 61 |

| | |
|---|----|
| Figura 33 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 3 (SAP)..... | 63 |
| Figura 34 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 3 (SAP)..... | 65 |
| Figura 35 - Resultante nos apoios devido aos três carregamentos (SAP)..... | 65 |
| Figura 36 - Resultados de tensões no segundo nível para o carregamento 3 (SAP)..... | 67 |
| Figura 37 - Resultados de tensões no terceiro nível para o carregamento 3 (SAP)..... | 68 |
| Figura 38 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 4 (SAP)..... | 69 |
| Figura 39 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 4 (SAP)..... | 70 |
| Figura 40 - Resultante nos apoios devido aos quatro carregamentos (SAP)..... | 71 |
| Figura 41 - Resultados de tensões no segundo nível para o carregamento 4 (SAP)..... | 72 |
| Figura 42 - Resultados de tensões no terceiro nível para o carregamento 4 (SAP)..... | 73 |
| Figura 43 - Resultados de tensões no quarto nível para o carregamento 4 (SAP)..... | 75 |
| Figura 44 - Tensões nos elementos de membrana nos pontos dos níveis 1, 2, 3 e 4 para os quatro carregamentos (SAP)..... | 76 |
| Figura 45 - Tensões no ponto 1 (nível 1)..... | 78 |
| Figura 46 - Tensões no ponto 2 (nível 1)..... | 78 |
| Figura 47 - Tensões no ponto 3 (nível 1)..... | 78 |
| Figura 48 - Tensões no ponto 4 (nível 1)..... | 78 |
| Figura 49 - Tensões no ponto 5 (nível 1)..... | 78 |
| Figura 50 - Tensões no ponto 6 (nível 1)..... | 78 |
| Figura 51 - Tensões no ponto 7 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 52 - Tensões no ponto 8 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 53 - Tensões no ponto 9 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 54 - Tensões no ponto 10 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 55 - Tensões no ponto 11 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 56 - Tensões no ponto 12 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 57 - Tensões no ponto 13 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 58 - Tensões no ponto 14 (nível 1)..... | 79 |
| Figura 59 - Tensões no ponto 15 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 60 - Tensões no ponto 16 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 61 - Tensões no ponto 17 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 62 - Tensões no ponto 18 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 63 - Tensões no ponto 19 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 64 - Tensões no ponto 20 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 65 - Tensões no ponto 21 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 66 - Tensões no ponto 22 (nível 1)..... | 80 |
| Figura 67 - Tensões no ponto 23 (nível 1)..... | 81 |
| Figura 68 - Tensões no ponto 24 (nível 1)..... | 81 |
| Figura 69 - Tensões no ponto 25 (nível 1)..... | 81 |
| Figura 70 - Tensões no ponto 26 (nível 1)..... | 81 |

| | |
|---|----|
| Figura 71 - Tensões no ponto 27 (nível 1)..... | 81 |
| Figura 72 - Tensões no ponto 28 (nível 1)..... | 81 |
| Figura 73 - Tensões no ponto 29 (nível 1)..... | 81 |
| Figura 74 - Tensões no ponto 30 (nível 1)..... | 81 |
| Figura 75 - Tensões no ponto 1 (nível 2)..... | 82 |
| Figura 76 - Tensões no ponto 2 (nível 2)..... | 82 |
| Figura 77 - Tensões no ponto 3 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 78 - Tensões no ponto 4 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 79 - Tensões no ponto 5 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 80 - Tensões no ponto 6 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 81 - Tensões no ponto 7 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 82 - Tensões no ponto 8 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 83 - Tensões no ponto 9 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 84 - Tensões no ponto 10 (nível 2)..... | 83 |
| Figura 85 - Tensões no ponto 11 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 86 - Tensões no ponto 12 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 87 - Tensões no ponto 13 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 88 - Tensões no ponto 14 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 89 - Tensões no ponto 15 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 90 - Tensões no ponto 16 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 91 - Tensões no ponto 17 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 92 - Tensões no ponto 18 (nível 2)..... | 84 |
| Figura 93 - Tensões no ponto 19 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 94 - Tensões no ponto 20 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 95 - Tensões no ponto 21 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 96 - Tensões no ponto 22 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 97 - Tensões no ponto 23 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 98 - Tensões no ponto 24 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 99 - Tensões no ponto 25 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 100 - Tensões no ponto 26 (nível 2)..... | 85 |
| Figura 101 - Tensões no ponto 27 (nível 2)..... | 86 |
| Figura 102 - Tensões no ponto 28 (nível 2)..... | 86 |
| Figura 103 - Tensões no ponto 29 (nível 2)..... | 86 |
| Figura 104 - Tensões no ponto 30 (nível 2)..... | 86 |
| Figura 105 - Tensões no ponto 1 (nível 3)..... | 87 |
| Figura 106 - Tensões no ponto 2 (nível 3)..... | 87 |
| Figura 107 - Tensões no ponto 3 (nível 3)..... | 87 |
| Figura 108 - Tensões no ponto 4 (nível 3)..... | 87 |
| Figura 109 - Tensões no ponto 5 (nível 3)..... | 87 |
| Figura 110 - Tensões no ponto 6 (nível 3)..... | 87 |

| | |
|---|----|
| Figura 111 - Tensões no ponto 7 (nível 3)..... | 87 |
| Figura 112 - Tensões no ponto 8 (nível 3)..... | 87 |
| Figura 113 - Tensões no ponto 9 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 114 - Tensões no ponto 10 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 115 - Tensões no ponto 11 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 116 - Tensões no ponto 12 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 117 - Tensões no ponto 13 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 118 - Tensões no ponto 14 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 119 - Tensões no ponto 15 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 120 - Tensões no ponto 16 (nível 3)..... | 88 |
| Figura 121 - Tensões no ponto 17 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 122 - Tensões no ponto 18 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 123 - Tensões no ponto 19 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 124 - Tensões no ponto 20 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 125 - Tensões no ponto 21 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 126 - Tensões no ponto 22 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 127 - Tensões no ponto 23 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 128 - Tensões no ponto 24 (nível 3)..... | 89 |
| Figura 129 - Tensões no ponto 25 (nível 3)..... | 90 |
| Figura 130 - Tensões no ponto 26 (nível 3)..... | 90 |
| Figura 131 - Tensões no ponto 27 (nível 3)..... | 90 |
| Figura 132 - Tensões no ponto 28 (nível 3)..... | 90 |
| Figura 133 - Tensões no ponto 29 (nível 3)..... | 90 |
| Figura 134 - Tensões no ponto 30 (nível 3)..... | 90 |
| Figura 135 - Ligação em meia ponte, braços adjacentes em 90°. | 93 |
| Figura 136 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 1..... | 94 |
| Figura 137 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 1..... | 94 |
| Figura 138 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 1..... | 95 |
| Figura 139 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 1..... | 95 |
| Figura 140 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 1..... | 95 |
| Figura 141 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 1..... | 95 |
| Figura 142 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 1..... | 95 |
| Figura 143 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 1..... | 95 |
| Figura 144 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 1..... | 95 |
| Figura 145 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 1..... | 95 |
| Figura 146 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 1..... | 96 |
| Figura 147 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 1..... | 96 |
| Figura 148 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 1..... | 96 |
| Figura 149 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 1..... | 96 |
| Figura 150 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 1..... | 96 |

| | |
|---|-----|
| Figura 191 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 2..... | 103 |
| Figura 192 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 2..... | 103 |
| Figura 193 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 2..... | 103 |
| Figura 194 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 2..... | 104 |
| Figura 195 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 2..... | 104 |
| Figura 196 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 3..... | 106 |
| Figura 197 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 3..... | 106 |
| Figura 198 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 3..... | 106 |
| Figura 199 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 3..... | 106 |
| Figura 200 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 3..... | 107 |
| Figura 201 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 3..... | 107 |
| Figura 202 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 3..... | 107 |
| Figura 203 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 3..... | 107 |
| Figura 204 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 3..... | 107 |
| Figura 205 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 3..... | 107 |
| Figura 206 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 3..... | 107 |
| Figura 207 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 3..... | 107 |
| Figura 208 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 3..... | 108 |
| Figura 209 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 3..... | 108 |
| Figura 210 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 3..... | 108 |
| Figura 211 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 3..... | 108 |
| Figura 212 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 3..... | 108 |
| Figura 213 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 3..... | 108 |
| Figura 214 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 3..... | 108 |
| Figura 215 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 3..... | 108 |
| Figura 216 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 21 no nível 3..... | 109 |
| Figura 217 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 22 no nível 3..... | 109 |
| Figura 218 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 23 no nível 3..... | 109 |
| Figura 219 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 24 no nível 3..... | 109 |
| Figura 220 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 25 no nível 3..... | 109 |
| Figura 221 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 3..... | 109 |
| Figura 222 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 3..... | 109 |
| Figura 223 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 3..... | 109 |
| Figura 224 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 3..... | 110 |
| Figura 225 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 3..... | 110 |
| Figura 226 - Carregamento das lajes dos dormitórios. | 112 |
| Figura 227 - Área de influência das lajes carregadas pela prova de carga para o PI. | 112 |
| Figura 228 - Área de influência das lajes carregadas pela prova de carga para o GIP. | 114 |
| Figura 229 - Resultados de tensões nos pontos instrumentados devido à prova de carga PC3 para o PI, GIP e GPCI50. | 117 |

| | |
|---|-----|
| Figura 230 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o PC1 (SAP)..... | 118 |
| Figura 231 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o PC2 (SAP)..... | 119 |
| Figura 232 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o PC3 (SAP)..... | 119 |
| Figura 233 - Distribuição das tensões nos pontos do nível 1 para o PC1, PC2 e PC3 (SAP)..... | 122 |
| Figura 234 - Distribuição das resultantes nos apoios para o PC1, PC2 e PC3 (SAP). | 122 |
| Figura 235 - Distribuição das tensões nos pontos do nível 2 para o PC1, PC2 e PC3 (SAP)..... | 125 |
| Figura 236 - Distribuição das tensões nos pontos do nível 3 para o PC1, PC2 e PC3 (SAP)..... | 127 |
| Figura 237 - Tensões no ponto 1 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 238 - Tensões no ponto 2 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 239 - Tensões no ponto 3 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 240 - Tensões no ponto 4 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 241 - Tensões no ponto 5 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 242 - Tensões no ponto 6 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 243 - Tensões no ponto 7 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 244 - Tensões no ponto 8 (nível 1 - PC). | 129 |
| Figura 245 - Tensões no ponto 9 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 246 - Tensões no ponto 10 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 247 - Tensões no ponto 11 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 248 - Tensões no ponto 12 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 249 - Tensões no ponto 13 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 250 - Tensões no ponto 14 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 251 - Tensões no ponto 15 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 252 - Tensões no ponto 16 (nível 1 - PC). | 130 |
| Figura 253 - Tensões no ponto 17 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 254 - Tensões no ponto 18 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 255 - Tensões no ponto 19 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 256 - Tensões no ponto 20 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 257 - Tensões no ponto 21 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 258 - Tensões no ponto 22 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 259 - Tensões no ponto 23 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 260 - Tensões no ponto 24 (nível 1 - PC). | 131 |
| Figura 261 - Tensões no ponto 25 (nível 1 - PC). | 132 |
| Figura 262 - Tensões no ponto 26 (nível 1 - PC). | 132 |
| Figura 263 - Tensões no ponto 27 (nível 1 - PC). | 132 |
| Figura 264 - Tensões no ponto 28 (nível 1 - PC). | 132 |
| Figura 265 - Tensões no ponto 29 (nível 1 - PC). | 132 |
| Figura 266 - Tensões no ponto 30 (nível 1 - PC). | 132 |
| Figura 267 - Tensões no ponto 1 (nível 2 - PC). | 133 |

| | |
|--|-----|
| Figura 268 - Tensões no ponto 2 (nível 2 - PC). | 133 |
| Figura 269 - Tensões no ponto 3 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 270 - Tensões no ponto 4 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 271 - Tensões no ponto 5 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 272 - Tensões no ponto 6 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 273 - Tensões no ponto 7 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 274 - Tensões no ponto 8 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 275 - Tensões no ponto 9 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 276 - Tensões no ponto 10 (nível 2 - PC). | 134 |
| Figura 277 - Tensões no ponto 11 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 278 - Tensões no ponto 12 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 279 - Tensões no ponto 13 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 280 - Tensões no ponto 14 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 281 - Tensões no ponto 15 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 282 - Tensões no ponto 16 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 283 - Tensões no ponto 17 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 284 - Tensões no ponto 18 (nível 2 - PC). | 135 |
| Figura 285 - Tensões no ponto 19 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 286 - Tensões no ponto 20 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 287 - Tensões no ponto 21 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 288 - Tensões no ponto 22 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 289 - Tensões no ponto 23 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 290 - Tensões no ponto 24 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 291 - Tensões no ponto 25 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 292 - Tensões no ponto 26 (nível 2 - PC). | 136 |
| Figura 293 - Tensões no ponto 27 (nível 2 - PC). | 137 |
| Figura 294 - Tensões no ponto 28 (nível 2 - PC). | 137 |
| Figura 295 - Tensões no ponto 29 (nível 2 - PC). | 137 |
| Figura 296 - Tensões no ponto 30 (nível 2 - PC). | 137 |
| Figura 297 - Tensões no ponto 1 (nível 3 - PC). | 138 |
| Figura 298 - Tensões no ponto 2 (nível 3 - PC). | 138 |
| Figura 299 - Tensões no ponto 3 (nível 3 - PC). | 138 |
| Figura 300 - Tensões no ponto 4 (nível 3 - PC). | 138 |
| Figura 301 - Tensões no ponto 5 (nível 3 - PC). | 139 |
| Figura 302 - Tensões no ponto 6 (nível 3 - PC). | 139 |
| Figura 303 - Tensões no ponto 7 (nível 3 - PC). | 139 |
| Figura 304 - Tensões no ponto 8 (nível 3 - PC). | 139 |
| Figura 305 - Tensões no ponto 9 (nível 3 - PC). | 139 |
| Figura 306 - Tensões no ponto 10 (nível 3 - PC). | 139 |
| Figura 307 - Tensões no ponto 11 (nível 3 - PC). | 139 |

| | |
|--|-----|
| Figura 308 - Tensões no ponto 12 (nível 3 - PC). | 139 |
| Figura 309 - Tensões no ponto 13 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 310 - Tensões no ponto 14 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 311 - Tensões no ponto 15 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 312 - Tensões no ponto 16 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 313 - Tensões no ponto 17 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 314 - Tensões no ponto 18 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 315 - Tensões no ponto 19 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 316 - Tensões no ponto 20 (nível 3 - PC). | 140 |
| Figura 317 - Tensões no ponto 21 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 318 - Tensões no ponto 22 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 319 - Tensões no ponto 23 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 320 - Tensões no ponto 24 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 321 - Tensões no ponto 25 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 322 - Tensões no ponto 26 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 323 - Tensões no ponto 27 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 324 - Tensões no ponto 28 (nível 3 - PC). | 141 |
| Figura 325 - Tensões no ponto 29 (nível 3 - PC). | 142 |
| Figura 326 - Tensões no ponto 30 (nível 3 - PC). | 142 |
| Figura 327 - Piscinas utilizadas na prova de carga. | 142 |
| Figura 328 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 1 (PC). | 144 |
| Figura 329 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 1 (PC). | 144 |
| Figura 330 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 1 (PC). | 144 |
| Figura 331 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 1 (PC). | 144 |
| Figura 332 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 333 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 334 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 335 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 336 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 337 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 338 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 339 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 1 (PC). | 145 |
| Figura 340 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 1 (PC). | 146 |
| Figura 341 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 1 (PC). | 146 |
| Figura 342 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 1 (PC). | 146 |
| Figura 343 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 1 (PC). | 146 |
| Figura 344 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 1 (PC). | 146 |
| Figura 345 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 1 (PC). | 146 |
| Figura 346 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 1 (PC). | 146 |
| Figura 347 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 1 (PC). | 146 |

| | |
|--|-----|
| Figura 388 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 389 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 390 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 391 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 392 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 393 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 394 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 395 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 3 (PC). | 157 |
| Figura 396 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 397 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 398 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 399 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 400 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 401 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 402 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 403 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 3 (PC). | 158 |
| Figura 404 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 405 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 406 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 407 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 408 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 21 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 409 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 22 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 410 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 23 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 411 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 24 no nível 3 (PC). | 159 |
| Figura 412 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 25 no nível 3 (PC). | 160 |
| Figura 413 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 3 (PC). | 160 |
| Figura 414 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 3 (PC). | 160 |
| Figura 415 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 3 (PC). | 160 |
| Figura 416 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 3 (PC). | 160 |
| Figura 417 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 3 (PC). | 160 |
| Figura 418 - Conectividade dos nós em elementos de SHELL e definição de suas faces. | 175 |
| Figura 419 - Exemplos de malhas usando o elemento quadrilátero. | 175 |
| Figura 420 - Eixos locais dos elementos de SHELL. | 177 |
| Figura 421 - Convenção de sinais para os esforços nos elementos de SHELL. | 180 |
| Figura 422 - Planta de fiadas fictícia com todas as aberturas. | 182 |
| Figura 423 - Tela de escolha do Sistema de Unidades. | 182 |
| Figura 424 - Inserção de cotas na direção de X. | 183 |
| Figura 425 - Elevação de uma parede qualquer para visualização das aberturas. | 184 |
| Figura 426 - Eixos das paredes do edifício para um pavimento. | 185 |
| Figura 427 - Definição das características físicas do material alvenaria. | 185 |

| | |
|--|-----|
| Figura 428 - Definição das características físicas do material concreto para o baldrame. | 186 |
| Figura 429 - Definição das características físicas do material concreto para as lajes..... | 186 |
| Figura 430 - Definição das características físicas do material <i>VERGA</i> | 187 |
| Figura 431 - Definição do elemento <i>ALVENA</i> para modelagem da alvenaria. | 188 |
| Figura 432 - Definição do elemento <i>VERGA</i> para modelagem das vergas e contravergas. | 188 |
| Figura 433 - Definição do elemento <i>LAJE</i> para modelagem das lajes. | 189 |
| Figura 434 - Definição do elemento <i>BALD</i> para modelagem das vigas baldrame. | 189 |
| Figura 435 - Inserção dos elementos <i>ALVENA</i> formando os painéis de paredes do edifício..... | 190 |
| Figura 436 - Paredes do primeiro pavimento com suas aberturas. | 191 |
| Figura 437 - Malha do primeiro pavimento definida..... | 191 |
| Figura 438 - Modelo com os elementos de baldrame. | 192 |
| Figura 439 - Planta esquemática da Fundação por estacas e vigas baldrame. | 193 |
| Figura 440 - Modelo dos elementos de baldrame e seus pontos de apoio. | 193 |
| Figura 441 - Modelo do edifício para o carregamento 1. | 194 |
| Figura 442 - Modelo do edifício para o carregamento 2. | 195 |
| Figura 443 - Modelo do edifício para o carregamento 3. | 195 |
| Figura 444 - Modelo do edifício para o carregamento 4. | 196 |
| Figura 445 - Superfície tratada para materiais muito porosos. | 198 |
| Figura 446 - Procedimento de limpeza e desengraxa do local de colagem. | 198 |
| Figura 447 - Gabarito para marcação dos extensômetros..... | 199 |
| Figura 448 - Posicionamento do extensômetro. | 200 |
| Figura 449 - Extensômetros posicionados..... | 200 |
| Figura 450 - Colagem do extensômetro transversal. | 201 |
| Figura 451 - Colocação do filme de polietileno. | 202 |
| Figura 452 - Homogeneizador posicionado..... | 202 |
| Figura 453 - Pinças de mola posicionadas..... | 203 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 1 - Resistências necessárias para as unidades para cada procedimento adotado. <i>Fonte: RAMALHO & CORREA (2003).</i> | 7 |
| Tabela 2 - Resultados do ensaio à compressão em unidades..... | 21 |
| Tabela 3 - Módulos de deformação nos ensaios de unidades..... | 23 |
| Tabela 4 - Resultados do ensaio à compressão em prismas..... | 25 |
| Tabela 5 - Módulos de deformação nos ensaios de prismas..... | 27 |
| Tabela 6 - Resultados do ensaio à compressão para as argamassas..... | 31 |
| Tabela 7 - Resultados do ensaio à compressão em paredes tipo "walette"..... | 32 |
| Tabela 8 - Valores para o Fator de Eficiência entre os diferentes corpos-de-prova..... | 33 |
| Tabela 9 - Módulos de deformação nos ensaios de paredes tipo "wallettes"..... | 33 |
| Tabela 10 - Resumo dos parâmetros dos materiais adotados..... | 36 |
| Tabela 11 - Tensão final nas paredes por pavimento considerando as paredes isoladas..... | 41 |
| Tabela 12 - Tensão nos pontos para a para o procedimento PI..... | 43 |
| Tabela 13 - Tensão final nas paredes por pavimento considerando os grupos isolados de paredes..... | 45 |
| Tabela 14 - Tensão nos pontos para a 1ª etapa de carregamento para o procedimento GIP..... | 47 |
| Tabela 15 - Tensão final nas paredes por pavimento considerando os grupos de paredes interagindo entre si com taxa de 50%..... | 49 |
| Tabela 16 - Tensão nos pontos para a 1ª etapa de carregamento para o procedimento GPCI50..... | 50 |
| Tabela 17 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados para o carregamento 1 (SAP)..... | 55 |
| Tabela 18 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o carregamento 2 (SAP)..... | 59 |
| Tabela 19 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o carregamento 2 (SAP)..... | 61 |
| Tabela 20 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o carregamento 3 (SAP)..... | 64 |
| Tabela 21 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o carregamento 3 (SAP)..... | 66 |
| Tabela 22 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o carregamento 3 (SAP)..... | 67 |
| Tabela 23 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o carregamento 4 (SAP)..... | 70 |
| Tabela 24 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o carregamento 4 (SAP)..... | 72 |
| Tabela 25 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o carregamento 4 (SAP)..... | 73 |
| Tabela 26 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 4 para o carregamento 4 (SAP)..... | 74 |
| Tabela 27 - Dados para as paredes influenciadas pela prova de carga no PI..... | 113 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 28 - Valores de tensão atuante nos pontos instrumentados na base do edifício devido à prova de carga (PI). | 114 |
| Tabela 29 - Dados para os grupos de paredes influenciados pela prova de carga no GIP. | 115 |
| Tabela 30 - Valores de tensão atuante nos pontos instrumentados na base do edifício devido à prova de carga (GIP). | 115 |
| Tabela 31 - Dados para os grupos de paredes influenciados pela prova de carga no GPCI50. | 116 |
| Tabela 32 - Valores de tensão atuante nos pontos instrumentados na base do edifício devido à prova de carga (GPCI50). | 116 |
| Tabela 33 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o PC1 (SAP). | 120 |
| Tabela 34 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o PC2 (SAP). | 121 |
| Tabela 35 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o PC3 (SAP). | 121 |
| Tabela 36 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o PC1 (SAP). | 123 |
| Tabela 37 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o PC2 (SAP). | 124 |
| Tabela 38 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o PC3 (SAP). | 124 |
| Tabela 39 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o PC1 (SAP). | 126 |
| Tabela 40 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o PC2 (SAP). | 126 |
| Tabela 41 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o PC3 (SAP). | 127 |

LISTA DE SÍMBOLOS

- f_{bk} : Resistência Característica dos Blocos
 f_{bm} : Resistência Média dos Blocos
 DP : Desvio Padrão da Amostra
 CV : Coeficiente de Variação da Amostra
 ε : Deformação
 h : Altura
 t : Espessura
 f_{pk} : Resistência Característica dos Prismas
 f_{pm} : Resistência Média dos Prismas
 $f_{alv,k}$: Resistência Característica da Alvenaria
 $f_{alv,m}$: Resistência Média da Alvenaria
 γ : Peso Específico
 E_{ci} : Módulo de Deformação Inicial do Concreto
 f_{ck} : Resistência Característica do Concreto aos 28 dias
 ν : Coeficiente de Poisson
 PI : Paredes Isoladas
 GIP : Grupos Isolados de Paredes
 $GPCI$: Grupos de Paredes com Interação
 MEF : Modelo em Elementos Finitos
 G : Grupo de Paredes
 P : Parede
 A : Área
 $Car.$: Carregamento
 n : Número de grupos que estão interagindo
 q_i : Carga do grupo i
 q_m : carga média dos grupos que estão interagindo
 d : diferença de carga do grupo em relação à média
 T : taxa de interação
 Δ_{fp} : Diferença de Resistência de Prisma (requerido em projeto)
 e : Tensão de Saída
 E : Tensão de Excitação

K: Fator do Extensômetro

εF : Deformação devido aos esforços de flexão

εN : Deformação devido aos esforços normais (compressão ou tração)

εT : Deformação devida aos efeitos de temperatura

$\mu\varepsilon$: Deformação multiplicada por 10^6

εM : Deformação devida aos efeitos mecânicos

εH : Deformação devida aos efeitos higroscópicos

PC: Prova de Carga

th: Espessura de Membrana

thb: Espessura de Placa

F: Forças Atuantes

σ : Tensão

RESUMO

ANDOLFATO, R. P. (2005). Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural. São Carlos, 203p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A presente tese versa sobre ampla investigação em torno da distribuição das ações verticais entre paredes de alvenaria estrutural dentro de um edifício. O edifício foi caracterizado como pertencente ao sistema complexo de paredes, o qual é de uso mais comum no Brasil. Desenvolveu-se análise numérica no edifício, com objetivo de prever o comportamento na análise experimental, assim como na comparação entre os próprios modelos numéricos. Serviu de modelo experimental um edifício em escala real, o qual foi monitorado, durante sua execução e depois dela, com ensaio de prova de carga. Realizou-se monitoramento mediante uso de unidades especiais de alvenaria instrumentadas para se converterem em células de carga, nas quais as tensões em cada ponto de análise puderam ser determinadas. Tabelas e Gráficos foram montados para tornarem possível a verificação das diferenças entre todos os modelos analisados. Como principais conclusões uma se mostrou de grande importância e foi esta: as paredes sofrem efeito da flexão e a causa são as rotações nas lajes apoiadas por elas.

Palavras-chaves: Alvenaria estrutural, ações verticais, edifício, modelo físico, modelo numérico.

A B S T R A C T

ANDOLFATO, R. P. (2002). A theoretical and experimental study of the interaction of structural masonry walls. São Carlos, 203p. Thesis (Doctoring). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The present thesis contemplated a wide investigation about the vertical action distribution among structural masonry walls within a building. The building was characterized as related to the complex system of walls, which practice is the most customary in Brazil. It was developed a numerical analysis in the building aiming to predict the structural behavior on the experimental analysis, as well as a comparison among numerical models themselves. The experimental model consisted on a real scale building, which was monitored during its execution and after that, with a live load test. The monitoring was done with the usage of special masonry units, which were instrumented to convert itself in a load cell, on which the stress in each point of analysis could be determined. Tables and Graphics were mounted to make feasible to verify the differences among all models analyzed. As main conclusions observed, one showed to be of great importance, which was the effect of bending on the walls caused by the rotations on the slabs supported by them.

Key-words: Structural Masonry, vertical loads, building, physical model, numerical model.

CAPÍTULO I

1. Introdução

Segundo ALMEIDA, em edição organizada por SÁNCHEZ (2002), a palavra alvenaria significa, no mais claro e conciso sentido enciclopédico, o “(...) elemento construtivo representado pela superposição de pedras ou outros materiais, unidos ou não por argamassa. Conjunto que compõe paredes e muros, com finalidade estrutural ou de vedação”.

Em sua dissertação apresentada à escola politécnica da USP, SABBATINI (1984) define a alvenaria como componente complexo, utilizado na construção e conformado em obra, constituído por tijolos ou blocos unidos entre si por juntas de argamassa, formando conjunto rígido e coeso. Esse pesquisador define ainda a alvenaria estrutural como estrutura de alvenaria dimensionada por cálculo racional, constituída de paredes resistentes de alvenaria, e que também é o próprio processo construtivo.

Segundo CAMACHO (1986), até o final do século XIX a alvenaria era um dos principais materiais de construção utilizados pelo homem. As construções da época eram então erguidas segundo regras puramente empíricas, baseadas nos conhecimentos adquiridos ao longo dos séculos.

Grande quantidade de prédios de alvenaria para propósitos residenciais é, segundo HENDRY (1998), satisfatoriamente dimensionada e construída de acordo com regras empíricas, sem necessidade de consideração estrutural mais apurada; entretanto, os limites dessa aproximação não podem ser estendidos muito além da escala das residências de dois pavimentos, de construção muito convencional.

Foi somente a partir dos anos 50 do século XX que a aplicação dos princípios da engenharia estrutural para dimensionamento da alvenaria resultou em readoção deste material para certas classes de edifícios de múltiplos pavimentos.

A redução de custo e tempo em obra de alvenaria estrutural torna-se uma constante, devido a tal estrutura basear-se em sistema construtivo racionalizado, no qual os elementos que desempenham a função estrutural são os mesmos que desempenham a função de vedação.

HENDRY (1998) vai além e cita que as paredes de alvenaria fornecem simultaneamente estrutura, subdivisão dos espaços, isolamento acústica e térmica, bem como proteção contra fogo e intempéries; e que o material é relativamente barato e durável. Além disso, pode oferecer aparência externa atrativa.

Desse modo, a alvenaria estrutural para prédios de vários pavimentos tornou-se método de construção largamente empregado no mundo (ROMAN et al., 1999), devido a vantagens como economia e velocidade de construção e possibilidade de incorporar facilmente os conceitos de racionalização, produtividade e qualidade. Disso resultaram construções com bom desempenho tecnológico, aliado a baixos custos.

Diante das grandes vantagens da alvenaria estrutural, em especial as econômicas, tornaram-se cada vez mais elevados os níveis de interesse por esse sistema construtivo, sistema que, todavia, começou a ser empregado sem adequada normalização do processo e dos produtos envolvidos (MEDEIROS, 1993).

A alvenaria estrutural é amplamente usada, mas o estudo científico a seu respeito tem sido mais vagaroso do que os estudos sobre aço ou concreto. Muitos problemas relevantes na alvenaria continuam sem respostas. A análise teórica do sistema estrutural de qualquer obra de alvenaria apresenta uma série de dificuldades, por se tratar de sistema estrutural de placas e chapas, composto por materiais heterogêneos e de comportamento não linear. No processo de análise do comportamento estrutural, é de fundamental importância que a distribuição das ações entre as paredes resistentes seja adequadamente estabelecida (CAMACHO et al., 2001).

1.1. Generalidades

Uma das características que diferenciam a alvenaria não armada da armada é que a primeira é incapaz de resistir a tensões de tração significativas, enquanto a segunda atua de maneira similar ao concreto armado, com as tensões de tração sendo absorvidas pelo aço apropriadamente disposto (HENDRY, 1998).

SABBATINI (1984) define que o edifício de alvenaria estrutural não armada é constituído tão somente pela interligação de paredes resistentes e lajes, de maneira a formar conjunto monolítico, rígido e estável. Ainda, segundo estes conceitos, o edifício de alvenaria estrutural parece ser estrutura de concepção simplista. Contudo, se sua construção é simples, sua concepção deve ser precedida de estudo criterioso, por depender de parâmetros complexos, tais como "adequado acoplamento", e "conjunto monolítico, rígido e estável", conceitos não tão imediatos.

Segundo a NBR8798:1985 que trata da execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, e também segundo a NBR10837:1989, que trata do cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, têm-se as seguintes definições:

- (1) A alvenaria não armada de blocos vazados de concreto é estrutura na qual as armaduras têm finalidade construtiva e de amarração, não sendo estas consideradas na absorção dos esforços calculados;
- (2) Com relação à alvenaria armada de blocos de concreto, a norma a define como estrutura de alvenaria na qual são dispostas armaduras ao longo do componente estrutural, constituindo um todo solidário com os elementos de alvenaria, para resistir aos esforços calculados segundo a própria norma;
- (3) Existe ainda naquelas normas uma definição para terceiro tipo de alvenaria estrutural, o das alvenarias parcialmente armadas, que são estruturas de alvenaria nas quais se dispõem armaduras localizadas em certas regiões para resistir aos esforços calculados.

1.2. Materiais de Alvenaria na Compressão Axial

Devido ao fato de que este trabalho se refere predominantemente à distribuição das cargas verticais na alvenaria, a qual produz principalmente tensões de compressão, são apresentadas aqui algumas premissas importantes sobre a tensão de compressão no material alvenaria.

1.2.1 Resistência à compressão: generalidades

A resistência da alvenaria à compressão, tração e cortante, segundo CAMACHO (1986), tem sido assunto de sistemática investigação ao longo de período bastante considerável; e como as estruturas de alvenaria são primariamente solicitadas à compressão, amplia-se o interesse pela resistência do referido material sob esse tipo de carregamento.

As resistências dos materiais componentes são definidas, segundo HENDRY (1998), por ensaios padronizados, os quais não necessariamente reproduzem o estado de tensão no material componente quando em serviço, mas servem de valor indexado para escolha das resistências de projeto.

1.3. O Projeto das Estruturas de Alvenaria

Num edifício de alvenaria estrutural, as paredes devem ser dimensionadas para resistirem basicamente a quatro tipos de esforços, segundo PRUDÊNCIO JÚNIOR et al. (2002): compressão, cisalhamento, flexões no plano e flexões fora do plano da alvenaria.

O objetivo básico do projeto estrutural (HENDRY, 1998) é garantir que a estrutura atenda à função pré-definida, através de sua vida útil, sem deflexões excessivas, fissuração ou colapso; e este objetivo, obviamente, deve ser alcançado com devida consideração à economia. Ainda segundo HENDRY, os projetistas são assistidos em sua tarefa por normas e códigos de prática baseados em pesquisas e em experiência acumulada. Até recentemente, tais códigos tinham procurado garantir a segurança e a

durabilidade de estruturas de alvenaria, especificando as tensões admissíveis para vários tipos e combinações de materiais.

HENDRY (1998) cita ainda que os códigos de alvenaria estrutural geralmente apresentam as tensões de compressão básicas para uma faixa de combinações de unidades e argamassa; e que, a partir disso, as tensões básicas num dimensionamento de parede têm então de ser ajustadas para o coeficiente de esbeltez do elemento e para a excentricidade do carregamento. As tensões básicas são derivadas de ensaios em paredes e prismas; e a tensão última na alvenaria, é a tensão básica dividida por um fator de segurança arbitrário, suficientemente grande para evitar fissuração em carga de serviço.

Segundo ROMAN et al. (1999), na concepção do projeto de alvenaria estrutural, as paredes definidas como estruturais são usadas para transferir as cargas para o solo; e as cargas a serem distribuídas são de dois tipos: verticais e horizontais.

As cargas verticais atuantes na estrutura são: o peso próprio da parede e as cargas distribuídas nas paredes provindas das lajes, que por sua vez suportaram as cargas acidentais, retransmitindo-as às paredes.

Já com relação às cargas horizontais que atuam nas fachadas dos edifícios, essas serão absorvidas pelas paredes de contraventamento, uma vez que as lajes trabalham como diafragma rígido, não sofrendo flexão em seu plano. Em outras palavras, CAMACHO (1986) cita que as ações horizontais podem ser distribuídas entre as paredes de contraventamento, proporcionalmente à rigidez de cada parede, uma vez que, devido à rigidez da laje, todas estarão sujeitas a um mesmo deslocamento horizontal.

A alvenaria não armada é material pétreo e, mesmo sendo sua relação tensão-deformação não linear, é corriqueira a utilização da análise elástica para determinação dos esforços na estrutura. No passado, métodos de análise eram relativamente grosseiros. A construção de edifícios mais altos de alvenaria e a necessidade de aumentar a economia de materiais têm levado ao desenvolvimento de métodos mais refinados (HENDRY, 1998).

As alvenarias armada e protendida são projetadas com base nos mesmos princípios que têm sido desenvolvidos para o concreto armado, porém com ajustes adequados, devido às diferenças nas propriedades dos materiais (HENDRY, 1998).

1.4. Análise estrutural: Distribuição das ações verticais

Segundo HENDRY (1998), três problemas analíticos surgem no projeto de estruturas de alvenaria, os quais estão relacionados à:

- (1) Distribuição vertical dos carregamentos entre as várias paredes do edifício;
- (2) Determinação da excentricidade do carregamento nas paredes;
- (3) Distribuição dos carregamentos laterais nas paredes.

Esse autor ainda afirma que convencionalmente tais problemas são resolvidos nos projetos mais por definições arbitrárias do que por qualquer outro motivo tecnicamente embasado.

Isso de fato pode ser verificado, uma vez que a norma brasileira que trata do assunto, a NBR10837:1989, não faz referência a esse tipo de comportamento estrutural, preconizando apenas as solicitações atuantes nas paredes de alvenaria e seu dimensionamento.

Com relação ao carregamento vertical, RAMALHO & CORRÊA (2003) indicam que as principais cargas a serem consideradas nas paredes são as ações das lajes e o peso próprio das paredes. Os autores discutem a interação de paredes, a importância da uniformização das cargas, a influência do processo construtivo e por fim os procedimentos de distribuição; e apresentam quatro procedimentos, a saber: paredes isoladas, grupos isolados de paredes, grupos de paredes com interação e modelagem tridimensional em elementos finitos. Feito isso, apresentam na sequência de seu livro dois exemplos de distribuição de cargas verticais.

No primeiro exemplo, os autores apresentam a resistência necessária para o bloco em cada tipo de procedimento. Para o procedimento das paredes isoladas, são encontradas

diferentes resistências para os blocos no primeiro pavimento, variando de 4,5 a 15 MPa. Para o procedimento dos grupos de paredes sem interação, há maior uniformização das tensões, variando agora de 6 a 15 MPa. Finalmente, para o procedimento de grupos de paredes com interação, que no primeiro exemplo tinha taxa de uniformização das cargas de 50%, ficou evidente a eficiência da interação dos grupos de paredes, encontrando-se resistência, para os blocos no primeiro pavimento, com variação entre 6 e 11 MPa.

No segundo exemplo apresentado pelos autores, é dimensionado um edifício de alvenaria estrutural de nove pavimentos com relação ao procedimento das paredes isoladas, dos grupos de paredes sem interação, dos grupos de paredes com taxa de uniformização de cargas igual a 50%, e dos grupos de paredes com taxa de uniformização de cargas igual a 100%.

No aludido, apresenta-se tabela final com os valores de resistência à compressão do bloco para o primeiro pavimento, tomando-se a resistência para todos os blocos como a máxima determinada para cada procedimento. No caso das paredes isoladas, o valor foi de 16 MPa; para os grupos de paredes sem interação, foi de 8 MPa; para os grupos de paredes com interação de 50%, foi de 6 MPa; e para os grupos com interação de 100%, ou seja, a uniformização total das tensões, o valor também foi de 6 MPa.

Tabela 1 - Resistências necessárias para as unidades para cada procedimento adotado. Fonte: RAMALHO & CORREA (2003).

| Paredes Isoladas | Grupo sem interação | Grupo com 50% | Grupo com 100% |
|------------------|---------------------|---------------|----------------|
| 16 MPa | 8 MPa | 6 MPa | 6 MPa |

RAMALHO & CORRÊA (2003) concluem os exemplos asseverando que o processo utilizado para distribuição das cargas verticais influencia de forma muito significativa a resistência necessária para os blocos a serem utilizados e, por consequência, o custo da obra. No entanto, advertem que não se deve deixar de considerar o aspecto mais importante, que é a segurança a ser obtida com o procedimento de análise. Concluem pela real necessidade do desenvolvimento de pesquisas que gerem informações sobre a interação de paredes.

HENDRY (1998) destina três páginas de seu livro para discussão do assunto. Afirma que, em estruturas simples de paredes transversais, a localização das cargas de piso nas

paredes de apoio é direta. Entretanto, com lajes armadas nas duas direções e com arranjo complexo de paredes, o problema se torna mais difícil, de modo que considerável diferença pode surgir na estimativa das cargas atuantes nas paredes resistentes. Ainda segundo o mesmo autor, o procedimento mais usual consiste em subdividir as áreas de piso em triângulos e trapézios, como no caso do projeto de vigas de concreto armado, e localizar os carregamentos dessas áreas nas paredes apropriadas. Com laje retangular simples, isso é razoavelmente preciso de forma geral, mas deve ser notado que a distribuição das forças não será uniforme ao longo do comprimento das paredes.

HENDRY (1998) acha provável que a não uniformidade desaparecerá gradativamente ao longo da altura da parede e que nos andares inferiores de um edifício de múltiplos pavimentos existirá uniformização. Estas últimas afirmações deixam implícito que, ao longo da altura do edifício, existe interação de paredes e de grupos de paredes.

PARSEKIAN e FRANCO (2002) dizem que até hoje um dos aspectos pouco estudados da alvenaria estrutural é a interação que há entre duas paredes que se interceptam e de como se transferem as cargas de umas para as outras. Os autores fazem apanhado teórico para propor método que permita determinar como se transferem as cargas verticais entre as paredes em função de parâmetros como: comprimento das paredes, número e altura de pavimentos e existência de aberturas. Ou seja, definem teoricamente o comportamento das paredes em função dos fatores de forma geométricos delas.

Também avaliaram o método proposto com relação ao das paredes isoladas, ao do grupo de paredes e ao dos elementos finitos. Numa de suas conclusões, afirmam que seu método é o que mais se aproxima do dos elementos finitos, sendo este último o que apresenta a melhor distribuição das ações entre paredes. Nada, porém, no método proposto é levado a efeito quanto à rigidez de cada parte da estrutura. Isso acontece de forma visível quando se utiliza o método dos elementos finitos, como no caso do enrijecimento das paredes nos encontros onde elas se interceptam.

De qualquer modo, o assunto gera muitas controvérsias. Não está ainda bem definido o modo de interação de paredes quando sujeitas às ações verticais.

2. Objetivos e Justificativas

O objetivo geral do presente trabalho é contribuir para o conhecimento da distribuição das ações verticais em edifício de alvenaria estrutural não armada, assim como estabelecer correlações entre resultados medidos em edifício real de quatro pavimentos e aqueles obtidos por diversos modelos numéricos propostos.

Podem-se citar como objetivos específicos:

- (1) Medir as deformações e conseqüentemente tensões nas paredes do modelo real, à medida que os diversos pavimentos são executados, de forma a se avaliar a influência do processo construtivo na distribuição de cargas.
- (2) Realizar prova de carga na edificação já executada, de forma a estabelecer a distribuição das cargas acidentais pelas diversas paredes da edificação.
- (3) Modelar a estrutura do edifício executado e instrumentado através de procedimentos simplificados de distribuição de cargas verticais e também através de modelo em elementos finitos, verificando possíveis correlações entre os resultados numéricos e aqueles medidos no modelo real.
- (4) Concluir sobre a conveniência e utilização dos modelos simplificados de distribuição, em comparação com procedimentos mais complexos, baseados no método dos elementos finitos.

A justificativa de se estudar este assunto deve-se ao fato de que os modelos propostos hoje em dia são usados mais por preferência do calculista do que por qualquer outro motivo cientificamente embasado, o que comprova o desconhecimento do problema ainda nos dias atuais.

Os estudos realizados acerca do tema não compreendem experimentações em escala real de edifícios. Ocorre, dessa forma, escassez de resultados experimentais sobre as transferências de cargas verticais.

Uma vez conhecido o mecanismo de transferência de cargas verticais entre paredes auto-portantes, os projetistas terão conhecimento das taxas, o que lhes permitirá

elaboração de projetos mais seguros e racionais, com utilização do material alvenaria sem excessos desnecessários.

Os dados obtidos a partir dos modelos numéricos, em comparação com os resultados obtidos no modelo real, indicarão um procedimento aos projetistas. Sendo que deverá se apresentar como procedimento relativamente simples capaz de conduzir a resultados mais precisos.

3. Pesquisas Sobre o Tema

A interação das paredes resistentes, submetidas às cargas verticais, ocorre por transferência de força através das interfaces comuns e podem levar ao substancial aumento na capacidade resistente do conjunto. O fenômeno não tem sido tão amplamente estudado, especialmente se comparado com aquele das paredes submetidas às cargas horizontais (CORRÊA e PAGE, 2001).

Um dos primeiros programas de pesquisa no assunto das distribuições das ações verticais é a tese de STOCKBRIDGE (1967), apresentada à Universidade de Edimburgo - Escócia. O autor conduziu medidas de deformação em um edifício de cinco pavimentos na escala real e encontrou evidências da homogeneização das tensões verticais de compressão, não somente em paredes isoladas, mas também em grupos de paredes.

Suas observações experimentais confirmaram dois aspectos importantes do fenômeno: a existência de forças de interação nas faces das paredes amarradas e a influência das restrições horizontais fornecidas pelos pisos. STOCKBRIDGE concluiu, a partir de suas medições a cada pavimento construído, que as cargas convergiam para completa homogeneização. Em seus comentários, indicou que a tendência para homogeneização das tensões verticais é maior em edifícios altos, mesmo tendo verificado o fato num edifício de cinco pavimentos, que foi o objeto de seu estudo.

Com base na distribuição de cargas indicada na Figura 1, era esperado que as leituras do ponto 1 fossem consideravelmente menores que as deformações do ponto 2, em função

da menor área de influência. Contudo, elas foram idênticas, mostrando que a homogeneização realmente ocorreu.

Os esforços do ponto 3 foram perturbados pela presença de uma verga sobre a extremidade superior da parede. O efeito dessa verga foi, inicialmente, de atrair carga para aquela área. Entretanto, depois de a construção ter atingido o primeiro pavimento, a taxa de aumento de deformação diminuiu consideravelmente.

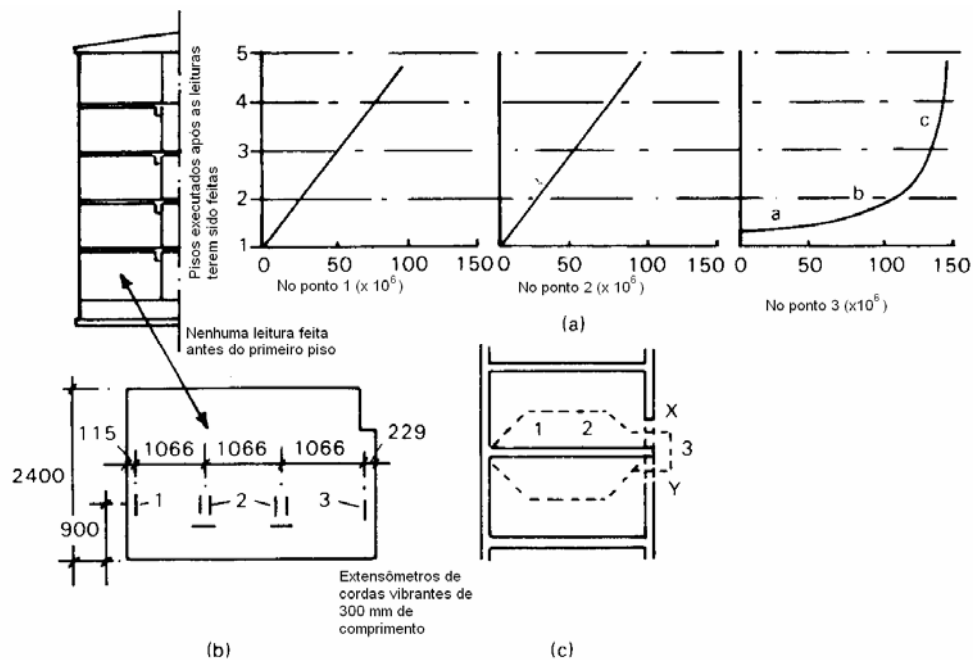


Figura 1 - Medidas de deformação obtidas por STOCKBRIDGE.

Outra questão muito importante a ser discutida em torno da pesquisa de STOCKBRIDGE (1967) é o fato de que textualmente o autor não deixa claro qual tipo de fundação foi utilizado. Contudo, na Figura 1, onde se mostra um corte lateral do edifício, fica subentendido que o tipo de fundação utilizado é de sapata rígida contínua sob as paredes (viga "T" invertida de grande rigidez). O comentário é importante porque, nesse tipo de fundação, usualmente não acontece de forma pronunciada o efeito arco; e as cargas transmitidas ao solo são consideradas uniformes.

SINHA e HENDRY (1979) realizaram estudo experimental com um grande número de ensaios de resistência à compressão em paredes de alvenaria de tijolos. As paredes possuíam amarração direta e flanges, com coeficientes de esbeltez variando de 8 a 32.

As cargas distribuídas foram aplicadas de duas formas diferentes: uniformemente sobre todas as paredes e somente sobre a parede central, com intuito de medir a transferência das cargas verticais e seu comportamento estrutural.

Os resultados dessa pesquisa apontaram para o fato de que, antes da ruptura, as paredes trabalharam conjuntamente com um comportamento linear até 90% da carga máxima de compressão.

Em 1990, na Escola de Engenharia de São Carlos - USP, iniciou-se estudo sobre interação de paredes submetidas a cargas verticais. Inicialmente CORRÊA & RAMALHO (1994, 1998) desenvolveram uma série de modelos em elementos finitos de prédios de alvenaria. Essas análises foram complementadas por estudo mais recente, realizado por CAPUZZO NETO (2000), de maneira a verificar a interação de paredes e determinar a taxa de transferência de cargas. Todos os painéis ensaiados eram paredes em forma de "H", mas apenas as paredes centrais foram carregadas. Do cotejo dos resultados com outros obtidos por modelos numéricos, o autor concluiu o seguinte:

- (1) Os valores médios das cargas de ruptura dos painéis estavam em boa concordância com os valores esperados;
- (2) As primeiras fissuras visíveis apareceram no topo da alma, perto da interface, estendendo-se para os níveis inferiores, conforme a carga aumentava;
- (3) A perda de linearidade da resposta coincidiu com a separação das paredes e foi mais pronunciada em painéis sem a cinta de amarração à meia altura, ocorrendo com aproximadamente 75% da carga de ruptura;
- (4) A tendência de homogeneização, ou seja, o espalhamento da carga a partir da parede central para as laterais, ocorreu sempre.

Com relação à comparação entre o modelo numérico e o experimental, CAPUZZO NETO (2000) verificou correlação muito boa. O modelo numérico previu as regiões de concentração de tensões normais e cisalhantes. Utilizou-se a micro modelagem. Discretizaram-se a argamassa e os blocos e a isso foi atribuído o aumento que se verificou na rigidez total da alvenaria, segundo o modelo numérico.

Outro estudo da transmissão das ações verticais entre paredes foi desenvolvido em paredes "H", construídas com blocos cerâmicos em escala reduzida. As abas foram apoiadas sobre base de concreto e a parede central ficou sem apoio, ligada somente às paredes laterais (CAMACHO et al., 2001). Esse pesquisador modelou vários tipos de ligações:

- (1) Paredes com amarração direta (contrafiada), sem graute no encontro (Figura 2 esquerda);
- (2) Paredes com amarração direta (contrafiada), com graute no encontro;
- (3) Paredes com amarração indireta através de grampos metálicos, com graute (Figura 2 direita).

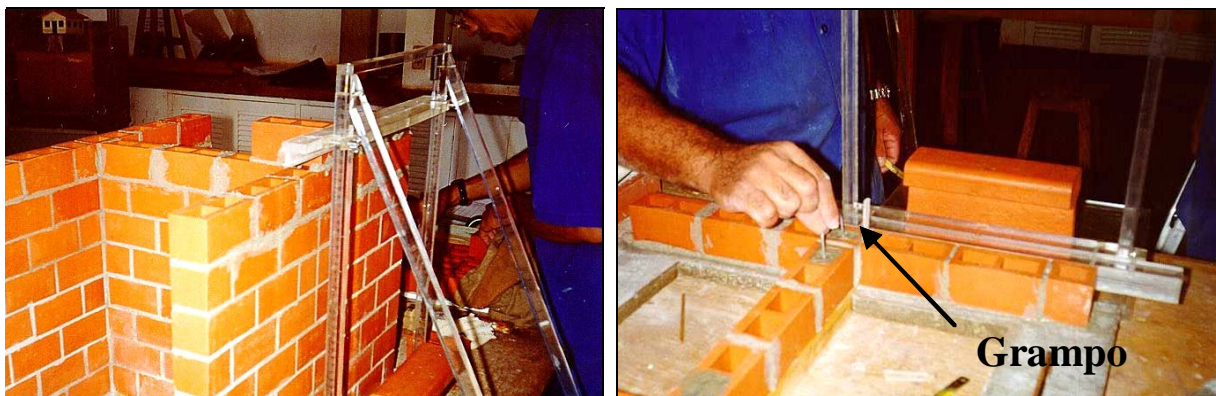


Figura 2 - Paredes "H" na escala reduzida sendo construídas. Fonte: CAMACHO et al. (2001).

Concluíram os autores que nos dois casos de amarração das paredes, direta e indireta, as cargas de ruptura foram próximas, mas apresentando ruptura frágil aquelas com amarração direta e ruptura dúctil as com amarração indireta.

SILVA (2003) realizou estudo semelhante, porém agora em escala real. Ensaiou paredes "H" contrafiadas e amarradas com grampos. Assim, como na escala reduzida, somente a parede central foi carregada, conforme mostra a Figura 3. A parede foi instrumentada com transdutores de deslocamento e extensômetros elétricos apropriadamente dispostos, de modo a permitir determinar a transferência de tensões. Foi adotada nessa pesquisa, para determinação da transferência, a forma apresentada na Figura 4.

CORRÊA e PAGE (2001), quando realizaram estudo aprofundado sobre interação de paredes de alvenaria auto-portantes submetidas aos carregamentos verticais, concluíram que, na homogeneização dos carregamentos, o princípio de *Saint Venant* governa o processo. Outra conclusão interessante é que a distância vertical necessária para alcançar a homogeneização deve ser maior que o diâmetro do círculo que circunscribe as paredes que interceptadas. Cada diâmetro deve ser comparado com a altura h , para determinar o número mínimo de pavimentos necessários à obtenção de uniformidade das tensões verticais em cada grupo de paredes.

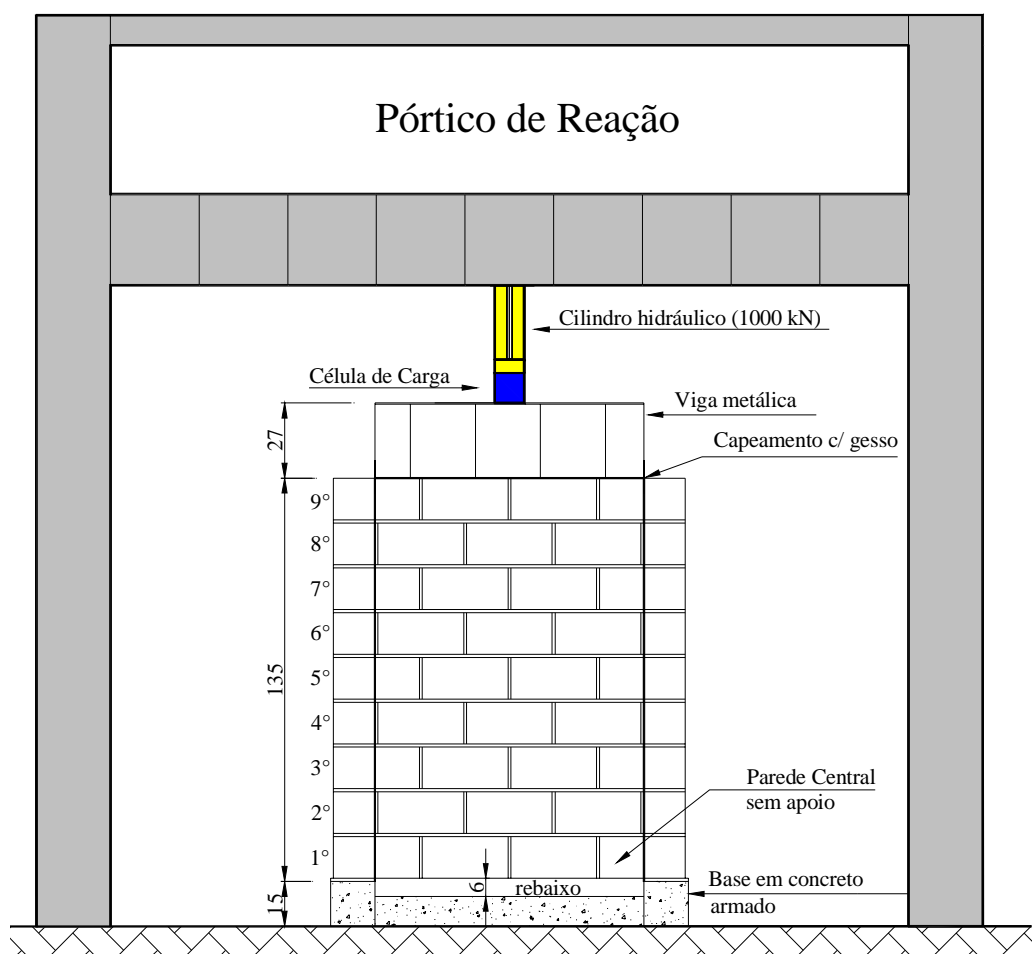


Figura 3 - Desenho esquemático do ensaio das Paredes "H". Fonte: SILVA (2003).

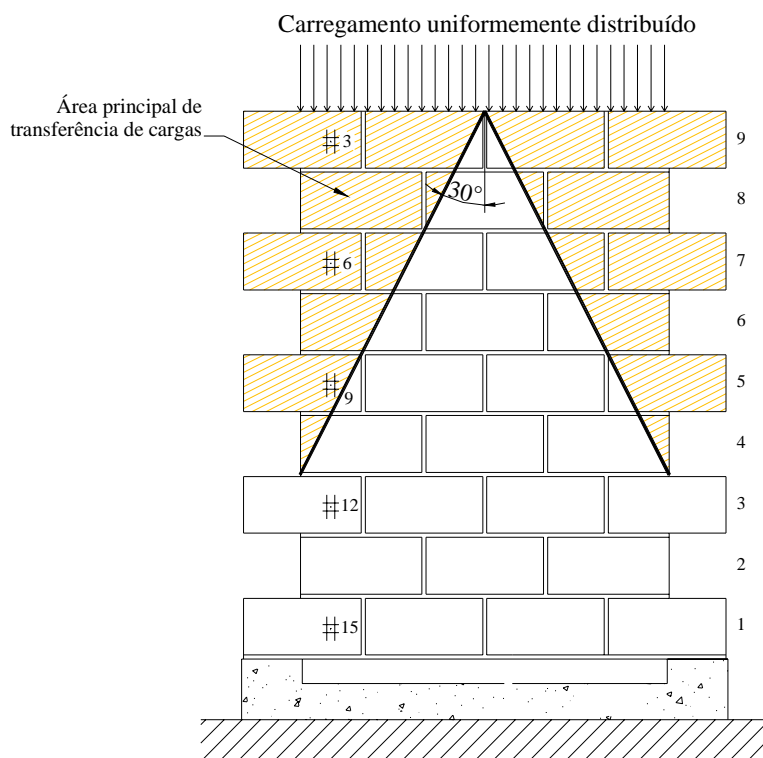


Figura 4 - Formação da área principal de transferência de cargas. Fonte: SILVA (2003).

Apesar dos estudos desenvolvidos até agora, muito ainda se tem que avançar nesse campo. Os avanços devem consistir em base segura de informações que possam ser transferidas para a fase de projeto através de proposta de comportamento estrutural.

Além disso, esses estudos têm sido realizados com base em elementos relativamente simples, tais como paredes em formato "H". Com o trabalho ora apresentado, abre-se possibilidade de avaliar o comportamento de uma estrutura real e as correlações com os modelos numéricos propostos.

4. Organização do Trabalho

No presente Capítulo encontram-se as informações sobre a alvenaria estrutural, de maneira genérica, bem como os objetivos e as justificativas do presente trabalho; e por fim as pesquisas realizadas no Brasil e no Exterior sobre os estudos concernentes a interação entre paredes sob ações verticais.

O Capítulo II apresenta o modelo estudado, o qual versa sobre edifício em verdadeira escala, bem como os dados concernentes aos blocos utilizados na construção desse edifício. São apresentados ainda nesse Capítulo os ensaios em prismas e pequenas paredes, com as importantes informações que abasteceram o modelo numérico em Elementos Finitos.

O Capítulo III apresenta os modelos numéricos de cálculo estrutural e os resultados que esses obtiveram para os pontos na estrutura onde havia instrumentação no modelo experimental. Faz-se breve comparação entre os diferentes procedimentos de análise e suas implicações.

O Capítulo IV apresenta a esquematização definida para transformar um edifício de alvenaria estrutural num modelo experimental. Por fim, esse Capítulo apresenta os resultados obtidos experimentalmente, bem como as discussões sobre esses resultados e comparação deles com os resultados obtidos através do modelo em elementos finitos.

O Capítulo V apresenta a prova de carga realizada no edifício, os resultados obtidos através do modelo numérico e experimental e, por fim, apresenta comparação entre os resultados e disserta a esse respeito.

O Capítulo VI apresenta as conclusões do trabalho. Discorre sobre as comparações entre os modelos numéricos e o modelo experimental, de forma a corroborar a semelhança entre o esperado matematicamente e o obtido de fato na estrutura.

Por último, o Capítulo VII apresenta as referências bibliográficas e os anexos, os quais contêm os textos que possam ajudar no entendimento da tese.

CAPÍTULO II

1. O Edifício Modelo

O modelo experimental real é um edifício de alvenaria estrutural não armada de blocos, de concreto, com dimensões nominais de $15 \times 20 \times 30 \text{ cm}$, bem como blocos que compõem essa família, tal como o meio bloco e os blocos U , com resistência de projeto estipulada com valor característico de $4,5 \text{ MPa}$ para toda a edificação. A Figura 5 apresenta a planta de primeira fiada.

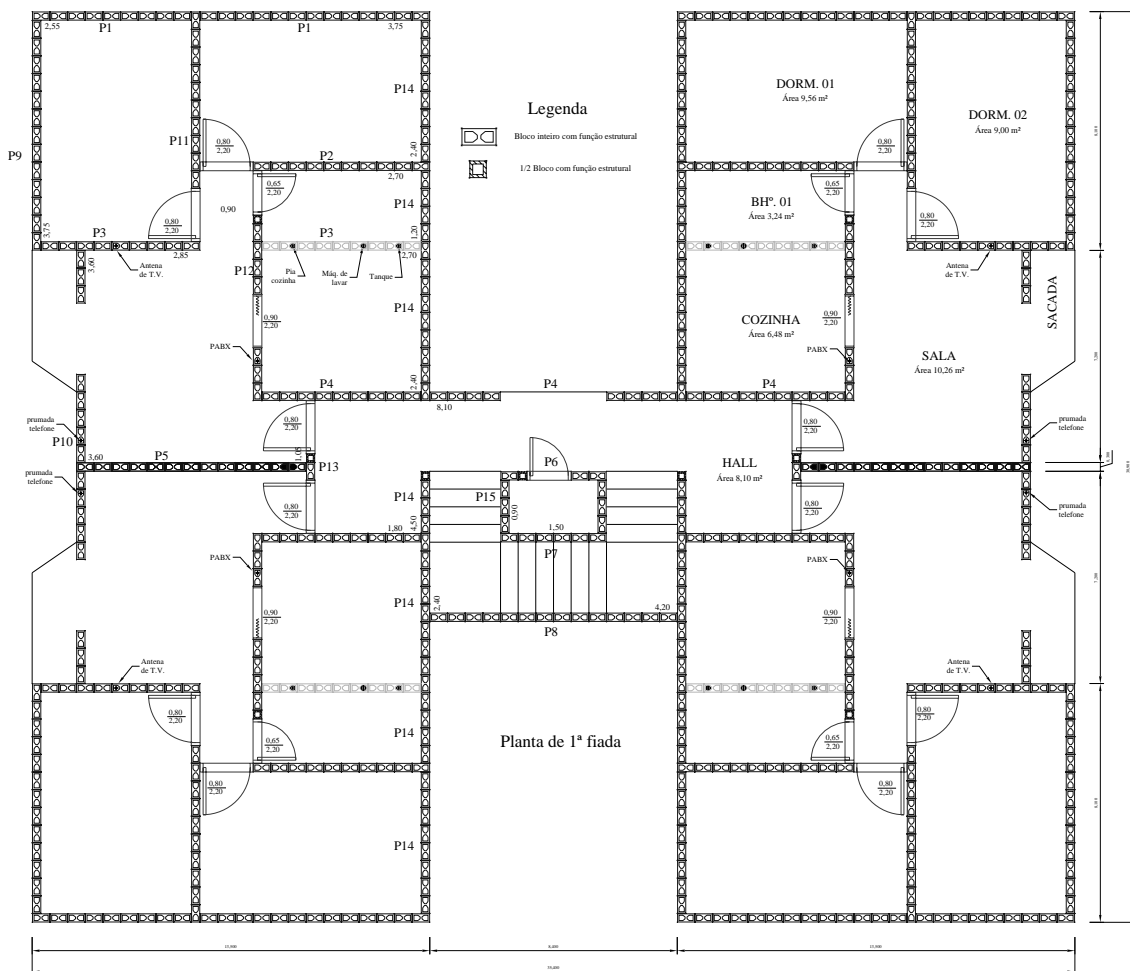


Figura 5 - Planta de 1ª fiada.

Esse edifício é de propriedade particular. Seus investidores gentilmente cederam espaço para que fosse realizada a pesquisa. O empreendimento consiste em dois edifícios gêmeos, de quatro pavimentos, sem pilotis, com quatro apartamentos por andar. Num dos edifícios, parte de suas paredes foi instrumentada para medição das deformações. A Figura 6 apresenta planta humanizada dos apartamentos.



Figura 6 - Planta humanizada do apartamento tipo.

Além das paredes de alvenaria estrutural, a estrutura é formada por lajes executadas em concreto armado, pré-fabricadas, do tipo treliçada. O concreto utilizado na concretagem das lajes foi o *C-18*. Embora na atualidade se encontre fora do limite inferior das preconizações da norma de concreto NBR6118:2003, quando de sua execução esse concreto podia ser utilizado, segundo preconizações da versão anterior dessa mesma norma (NBR6118:1980). A informação do tipo de concreto utilizado na laje tem importância na determinação de parâmetros envolvidos nas análises numéricas, determinados de forma teórica.

A fundação da estrutura consiste no apoio das paredes diretamente em vigas baldrame de 20 cm de largura por 40 cm de altura, feitas em concreto armado tipo C-18. Essas vigas baldrame por sua vez, encontram-se apoiadas sobre estacas de 30 cm de diâmetro, que apresentam comprimento variável entre 8 e 13 metros. A Figura 7 apresenta a distribuição das estacas bem como já apresenta a numeração dos pontos de leitura das cargas na edificação.

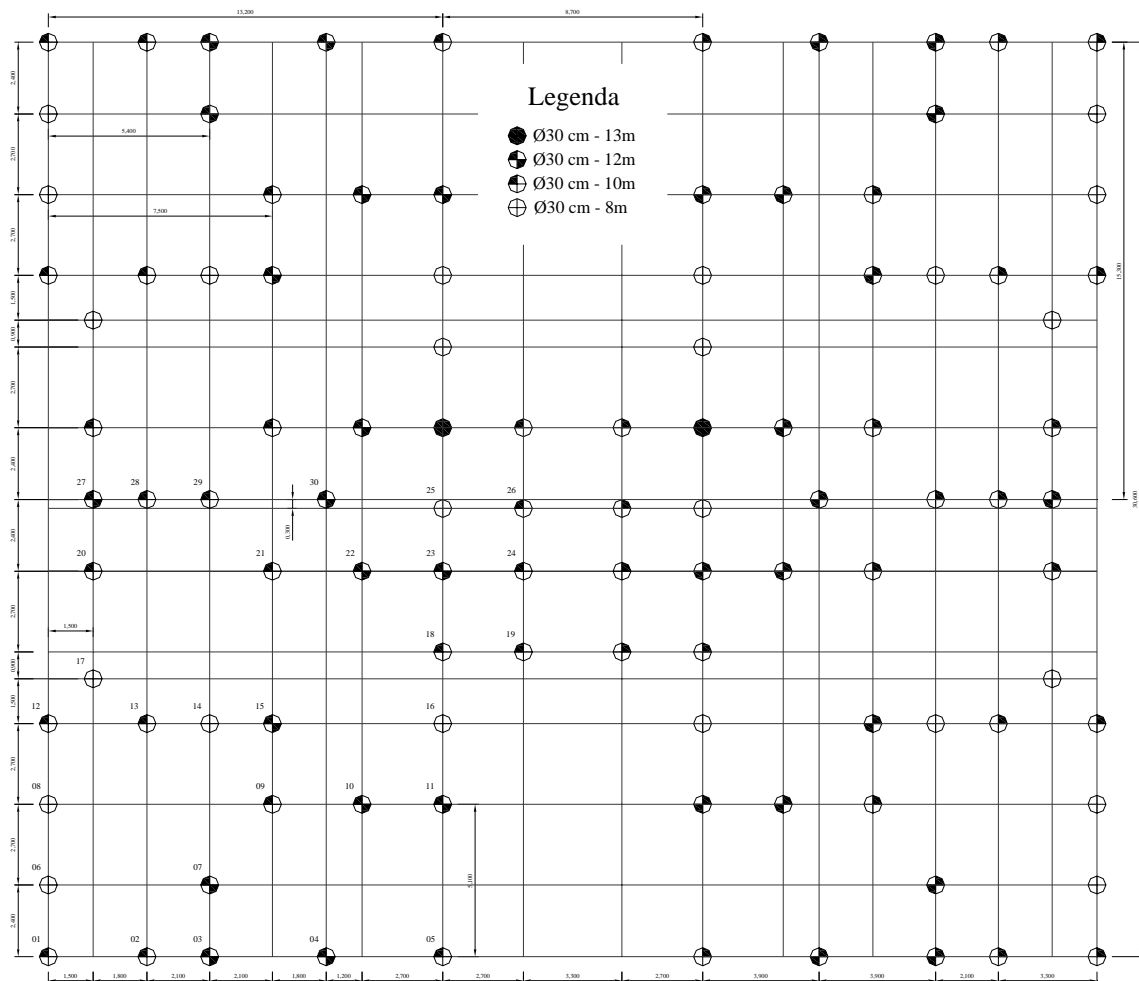


Figura 7 - Planta de localização dos pontos de estaqueamento.

Foi utilizada a argamassa industrializada “VOTOMASSA múltiplo uso” para o assentamento dos blocos. Foram realizados ensaios em blocos, prismas e paredes, com intuito de verificar a qualidade dos materiais empregados e ainda fornecer dados para o modelo matemático baseado nos elementos finitos.

2. Caracterização das Unidades

Para caracterização das unidades, os blocos foram adquiridos dos lotes utilizados na obra, mediante prévia inspeção visual, de forma a evitar unidades com defeitos de fabricação. Esse procedimento era adotado em obra onde não se utilizavam blocos com defeitos visualmente perceptíveis.

Para determinação da resistência dos blocos de concreto à compressão, foram observados os procedimentos preconizados pela norma brasileira NBR7184:1992. Para determinação da curva tensão-deformação nas unidades, empregaram-se transdutores de deslocamentos presos a cantoneiras de alumínio, que por sua vez estavam coladas nos blocos. É importante deixar notado neste ponto que o procedimento para determinar o comportamento estrutural das unidades de alvenaria tem como finalidade apenas verificar o comportamento desses elementos em face da alvenaria propriamente dita, uma vez que a informação deveras relevante para este trabalho será fornecida pelo ensaio em paredes.

As cantoneiras de alumínio foram coladas com “superbonder®” por meio de gabarito que sempre as posicionava no mesmo local e, por isso, sempre apresentavam comprimento inicial aproximadamente igual. Foram utilizados quatro transdutores de deslocamento, de maneira a garantir a medida de qualquer excentricidade no carregamento. A Figura 8 apresenta a colagem das cantoneiras de alumínio para fixação dos transdutores de deslocamento com auxílio de gabarito de madeira. Foram ensaiados vinte corpos-de-prova, permitindo assim tratamento estatístico adequado.

Os resultados de resistência e peso específico médios das unidades são apresentados na Tabela 2, assim como também se encontram apresentados os valores de densidade aparente, referenciada ao volume bruto dos blocos, ou seja, sem a desconsideração dos vazios dos referidos blocos. A partir dos dados apresentados, pode-se determinar uma resistência característica dos blocos utilizados na obra, de acordo com a expressão estatística abaixo, a qual considera que a distribuição dos resultados de resistência segue uma distribuição normal:

$$f_{bk} = f_{bm} - (1,65 \cdot DP)$$

Na equação, f_{bk} é a resistência característica dos blocos; f_{bm} é a resistência média; e DP é o desvio-padrão, de forma que, para a amostragem realizada, o valor de f_{bk} foi de:

$$f_{bk} = 7,0 - (1,65 \cdot 1,04) \cong 5,3MPa$$



Figura 8 - Posicionamento das cantoneiras para ensaio em unidades.

Tabela 2 - Resultados do ensaio à compressão em unidades.

| CP | Carga (kN) | Res. (MPa) | Peso (gf) | Dens. (gf/cm ³) |
|--------------|---------------|-------------|--------------|-----------------------------|
| 1 | 265,0 | 6,40 | 9780 | 1,268 |
| 2 | 365,0 | 8,81 | 9910 | 1,285 |
| 3 | 245,0 | 5,92 | 10030 | 1,300 |
| 4 | 310,0 | 7,49 | 10095 | 1,309 |
| 5 | 315,0 | 7,61 | 9870 | 1,279 |
| 6 | 335,0 | 8,09 | 9985 | 1,294 |
| 7 | 275,0 | 6,64 | 9940 | 1,289 |
| 8 | 232,0 | 5,60 | 10135 | 1,314 |
| 9 | 295,0 | 7,12 | 9760 | 1,265 |
| 10 | 335,0 | 8,09 | 10105 | 1,310 |
| 11 | 265,0 | 6,40 | 9945 | 1,289 |
| 12 | 208,0 | 5,02 | 9935 | 1,288 |
| 13 | 350,0 | 8,45 | 10130 | 1,313 |
| 14 | 315,0 | 7,61 | 10055 | 1,303 |
| 15 | 260,0 | 6,28 | 10020 | 1,299 |
| 16 | 265,0 | 6,40 | 10050 | 1,303 |
| 17 | 250,0 | 6,04 | 9965 | 1,292 |
| 18 | 325,0 | 7,85 | 9665 | 1,253 |
| 19 | 260,0 | 6,28 | 10180 | 1,320 |
| 20 | 325,0 | 7,85 | 9935 | 1,288 |
| Média | 289,75 | 7,00 | 9975 | 1,293 |
| DP | 42,93 | 1,04 | 134 | 0,02 |
| CV | 14,82% | | 1,34% | |

Com relação ao comportamento da curva tensão-deformação das unidades, foi verificada certa variabilidade nessa característica, conforme pode ser observado na Figura 9, onde as curvas em cinzento correspondem ao comportamento de cada ensaio e a curva em preto corresponde à média:

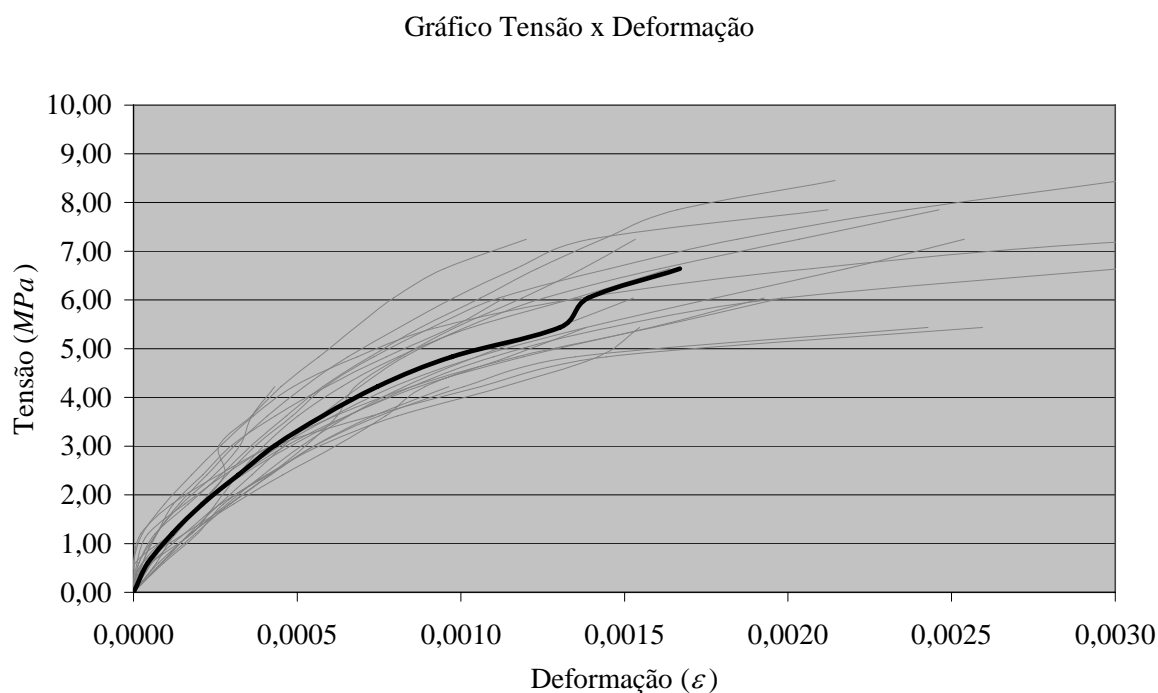


Figura 9 - Gráfico tensão-deformação para unidades.

Determinou-se valor médio para o módulo de deformação secante ao ponto correspondente a uma tensão de 3 MPa , conforme mostra a Tabela 3, onde pode ser visto também o alto valor do coeficiente de variação. O valor de 3 MPa foi escolhido na determinação do módulo secante, devido a ser este valor correspondente a aproximadamente 40% da média de resistência à compressão das unidades.

3. Caracterização dos Prismas

Os ensaios em prismas são adotados em alguns códigos e normas como base para se calcular a resistência de projeto da alvenaria à compressão. Este é o caso, por exemplo, na América do Norte, Austrália e Brasil. Inúmeros estudos têm sido empreendidos acerca do uso desses corpos-de-prova e do efeito da variação dos procedimentos de ensaio nos resultados obtidos.

Tabela 3 - Módulos de deformação nos ensaios de unidades.

| CP | Módulo de deformação a 3 MPa [MPa] |
|--------------|---|
| 1 | 9280 |
| 2 | 11560 |
| 3 | 6559 |
| 4 | 5272 |
| 5 | 4866 |
| 6 | 7553 |
| 7 | 9757 |
| 8 | 5857 |
| 9 | 5442 |
| 10 | 6438 |
| 11 | 8085 |
| 12 | 5428 |
| 13 | 8359 |
| 14 | 5719 |
| 15 | 7149 |
| 16 | 10061 |
| 17 | 6966 |
| 18 | 6708 |
| 19 | 6245 |
| 20 | 11319 |
| Média | 7431 |
| DP | 2024 |
| CV. | 27,2% |

Importante fator nesse tipo de ensaio é a relação entre altura do prisma e sua espessura. Geralmente se considera no meio técnico que a relação altura-espessura de aproximadamente cinco seja necessária para eliminar os efeitos dos pratos da prensa e para apresentar medida mais precisa da resistência à compressão da alvenaria.

Fatores de correção têm sido sugeridos para corpos-de-prova, com valores mais baixos do que esse, para a relação h/t , mas isso é de validade duvidosa e tais fatores seriam mais sensíveis ao tipo de capeamento e aos pratos da prensa (MAURENBRECHER, 1980). Por tal razão, resolveu-se trabalhar com prismas de três fiadas de altura, com relação $h/t \cong 4,21$, ao invés de com dois prismas de altura, conforme preconiza a norma utilizada neste trabalho.

Para determinação da resistência à compressão dos prismas de blocos de concreto, foram adotados os procedimentos preconizados pela norma brasileira NBR8215:1983. No entanto, alguns fatores sofreram alteração, tal como a altura dos prismas, devido aos fatos apresentados anteriormente no texto, e por haverem muitas outras pesquisas, ao longo do tempo, consolidado esse tipo de ensaio.

Lançou-se mão do capeamento de gesso, assim como realizado nos ensaios com unidades, para que o efeito do capeamento nos corpos-de-prova fosse mantido. A Figura 10 apresenta a montagem dos prismas mediante uso de gabaritos laterais para manutenção da verticalidade e de um nível de bolha de ar para manutenção do paralelismo de suas faces.

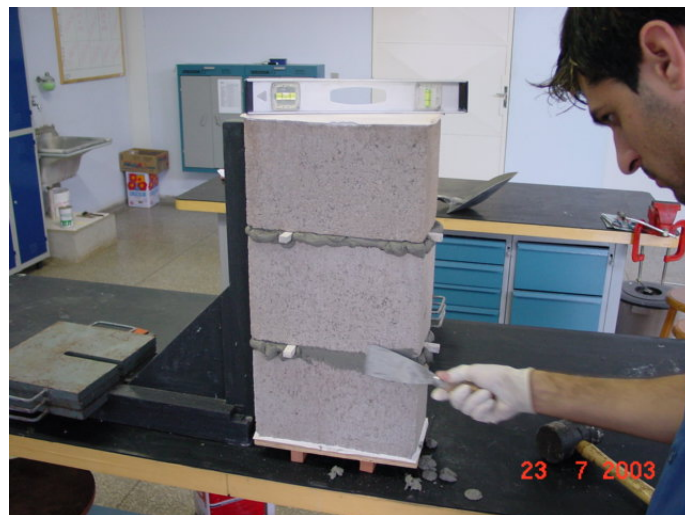


Figura 10 - Fabricação dos prismas de três fiadas.

Nos prismas foram empregados transdutores de deslocamento, interligados ao sistema de aquisição de dados, em faces opostas, tal como descrito para os blocos, transdutores esses que forneceram os valores das deformações para cada incremento de tensão exercida no prisma. Tornou-se possível assim, traçar sua curva *tensão-deformação*. A Figura 11 apresenta o esquema utilizado no ensaio.

Para medir a deformação dos prismas, cuidou-se de colar com “*superbonder*®” duas cantoneiras de alumínio nos corpos-de-prova para cada ponto de leitura; e assim como realizado para as unidades, foram tomados quatro pontos de leitura para evitar distorções em resultados devido a carregamentos excêntricos. Empregou-se gabarito

para colagem dessas cantoneiras de forma que elas apresentassem sempre as mesmas distâncias de 40 cm entre seus centros geométricos. Os 40 cm passaram a ser o comprimento inicial que haveria de se relacionar com o deslocamento medido nos relógios. Com tal conduta se obteriam dados acerca da deformação.



Figura 11 - Ensaio realizado com monitoramento via sistema de aquisição de dados.

A argamassa utilizada nos corpos-de-prova foi a “VOTOMASSA múltiplo uso”, a mesma utilizada no assentamento dos blocos na obra. Desse modo, os materiais componentes dos prismas e das paredes ensaiados tiveram relação direta com os materiais da obra (blocos mais argamassa). Foram ensaiados 11 corpos-de-prova e o resultado de resistência está apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 - Resultados do ensaio à compressão em prismas.

| CP | Carga (kN) | Res. (MPa) |
|--------------|---------------|-------------|
| 1 | 236,1 | 5,70 |
| 2 | 253,4 | 6,12 |
| 3 | 223,3 | 5,39 |
| 4 | 208,7 | 5,04 |
| 5 | 198,8 | 4,80 |
| 6 | 256,2 | 6,19 |
| 7 | 274,6 | 6,63 |
| 8 | 239,0 | 5,77 |
| 9 | 233,8 | 5,65 |
| 10 | 254,0 | 6,13 |
| 11 | 236,1 | 5,70 |
| Média | 237,63 | 5,74 |
| DP | 21,92 | 0,53 |
| CV | 9,22% | |

Assim como realizado para as unidades a partir dos dados apresentados, pode-se determinar a resistência característica dos prismas seguindo-se a expressão estatística:

$$f_{pk} = f_{pm} - (1,65 \cdot DP),$$

na qual f_{pk} é a resistência característica dos blocos; f_{pm} é a resistência média; e DP é o desvio padrão da amostra, de forma que, para a amostragem realizada, o valor de f_{pk} foi de:

$$f_{pk} = 5,74 - (1,65 \cdot 0,53) \cong 4,9 MPa .$$

A partir da Tabela 4, pode-se verificar que o coeficiente de variação no ensaio de prisma é aproximadamente uma vez e meia menor que o determinado nos ensaios em unidades (Tabela 2). Essa constatação permite inferir que, apesar da alta variabilidade nas resistências das unidades, devido em grande parte ao seu processo de fabricação, os resultados dos prismas tendem a convergir para um mesmo valor.

Isso acontece principalmente pelo fato de existirem nesses elementos três unidades, o que aumenta a probabilidade de uma delas ser bloco de resistência mais baixa. A constatação anterior tem grande valia no que tange a definição de parâmetros para o material alvenaria, uma vez que, diferentemente do que se poderia supor, a complexidade maior desses corpos-de-prova não aumenta a dispersão dos resultados. Foi determinado um valor médio para o módulo de deformação secante ao ponto correspondente a uma tensão de $2,3 MPa$, conforme mostra a Tabela 5.

Na determinação do módulo secante, escolheu-se o valor de $2,3 MPa$ porque tal valor corresponde a aproximadamente 40% da média de resistência à compressão dos prismas. A variabilidade nos resultados para o módulo de deformação nos prismas foi menor que a apresentada pelos blocos.

Com relação ao comportamento da curva tensão-deformação dos prismas, constatou-se menor variabilidade nessa característica em comparação com o ocorrido nos ensaios das unidades. A Figura 12, apresenta em cinzento as curvas referentes aos dados de

deformação medidos através dos transdutores de deslocamento, ou seja, referentes à deformação dos prismas propriamente ditos. A curva em preto refere-se à sua média.

Tabela 5 - Módulos de deformação nos ensaios de prismas.

| CP | Módulo de deformação a 2,3 MPa [MPa] |
|--------------|--------------------------------------|
| 1 | 5221 |
| 2 | 6418 |
| 3 | 9717 |
| 4 | 5600 |
| 5 | 5328 |
| 6 | 6615 |
| 7 | 8465 |
| 8 | 6618 |
| 9 | 6113 |
| 10 | 6728 |
| 11 | 4979 |
| Média | 6528 |
| DP | 1434 |
| CV | 22,0% |

Gráfico Tensão x Deformação

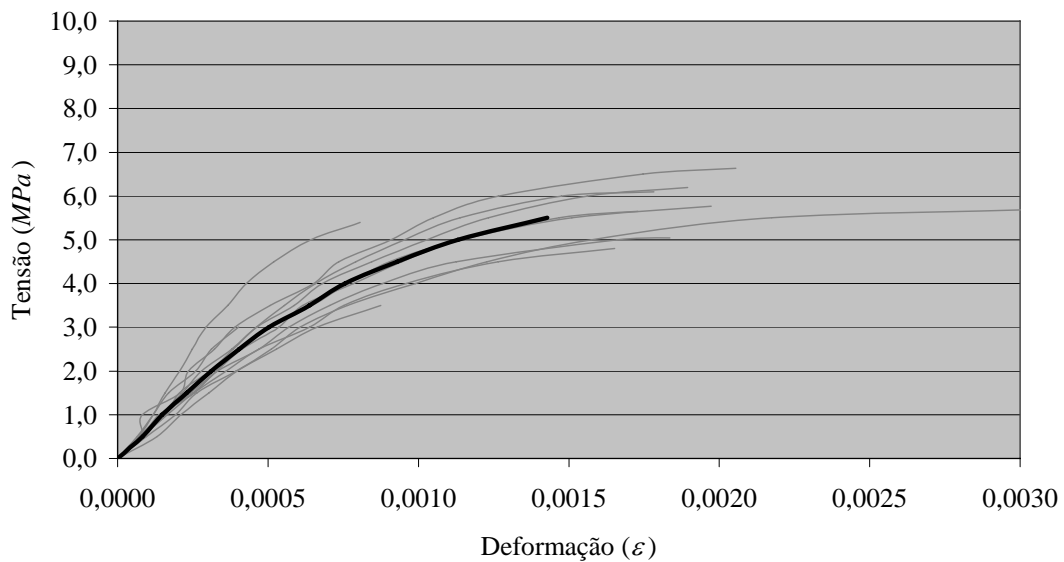


Figura 12 - Gráfico tensão-deformação para prismas.

4. Caracterização do Material Alvenaria

Ensaaios em pequenos corpos-de-prova de alvenaria são frequentemente realizados como medida econômica. Revelaram-se, também, convenientes quando se trata de estabelecer as propriedades estruturais da alvenaria (HENDRY, 1998). Esses ensaios incluem resistência à compressão, tração, corte e flexão, e podem ser realizados em corpos-de-prova com apenas algumas unidades, como os prismas, ou em pequenos painéis de alvenaria.

Ensaaios de resistência à compressão em paredes com altura de um pé-direito são mais caros e complicados. Estudo desenvolvido por EDGELL et al. (1990), procurou estabelecer correlações dos resultados de ensaios em paredes com altura de um pé-direito e em paredes com altura de meio pé-direito.

Uma relação linear foi encontrada entre os dois procedimentos; a resistência nos modelos mais altos correspondeu a 0,875 da resistência na parede com meio pé-direito de altura. Este último modelo foi batizado como “*wallette*” e no Brasil a expressão “*prismas contrafiados*” já integra a terminologia técnica. O modelo pode ser acomodado em algumas prensas hidráulicas de ensaio, o que o tornou preferido por várias normas internacionais para aferição da resistência da alvenaria.

Os ensaios em paredes foram realizados segundo as prescrições da norma NBR8949:1985, com algumas modificações. Essa norma preconiza que as paredes sejam ensaiadas mediante aplicação de cargas uniformemente distribuídas, em prensas hidráulicas quando as dimensões permitirem, ou em sistemas de reação, também chamados pórticos de reação, conforme mostrado na Figura 13, devendo ser usados, no mínimo, três macacos hidráulicos igualmente espaçados. O sistema de reação e carregamento deve permitir a determinação da carga de ruptura com precisão de 3%.

As paredes devem ser construídas entre duas guias, a fim de se garantir sua verticalidade. É obrigatório o uso do fio de prumo e do nível. A forma de amarração entre os blocos deve ser a mesma da parede que se quer simular. A norma ainda recomenda que os corpos-de-prova tenham dimensões que os tornem representativos da

estrutura real; que sejam minimizadas as influências das variações das características dos materiais e mão-de-obra na resistência das paredes; e que não sendo praticável reproduzir as paredes nas suas dimensões reais, sejam admitidas como representativos os corpos-de-prova de dimensões mínimas de $120 \times 260 \text{ cm}$ (*largura X altura*). Nesse ponto é que será realizada modificação nos ensaios em relação ao preconizado pela norma NBR8949:1985.

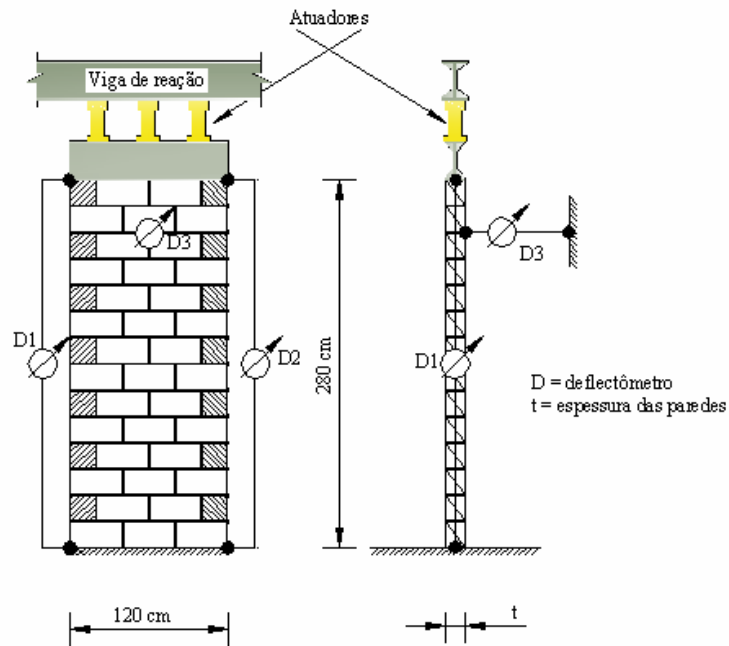


Figura 13 - Esquema de ensaio em paredes de alvenaria preconizado pela NBR8949:1985.

Segundo EDGELL et al. (1990), estes corpos-de-prova se correlacionam linearmente com os corpos-de-prova de altura reduzida no quesito resistência. Contudo, mais importante do que a mensuração da resistência para caracterização do material alvenaria é a determinação de parâmetros que fomentem informações necessárias na análise numérica. Desse modo optou-se por utilizar os corpos-de-prova do tipo “*wallete*”, “*prismas contrafiados*”, com altura de $1,0 \text{ m}$, ou seja, com cinco fiadas.

Segundo a norma, a parede tem $1,20 \text{ m}$ de largura, constituída de três blocos de 40 cm de comprimento. No entanto, os blocos utilizados na pesquisa e na construção dos edifícios apresentam comprimento de 30 cm . Nesta pesquisa, optou-se por manter a recomendação de norma quanto ao número de blocos por fiada e assim as paredes apresentaram largura igual a 90 cm .

A NBR8949:1985 ainda sugere que os encurtamentos na parede sejam determinados por meio de, no mínimo, dois deflectômetros instalados nas laterais, cuja sensibilidade deve ser de centésimos de milímetros. A Figura 14 apresenta o esquema que foi utilizado nos ensaios de paredes.

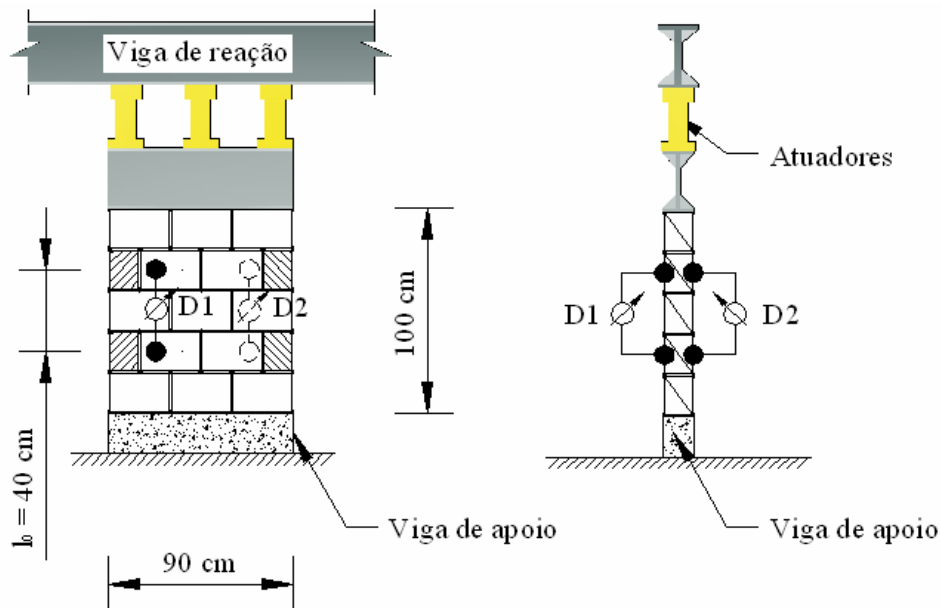


Figura 14 - Esquema de ensaio realizado em "wallettes".

A resistência média das paredes precisa ser determinada, segundo a prescrição da NBR8949:1985, após o ensaio de no mínimo três corpos-de-prova. No entanto, para que fossem obtidos valores com maior confiabilidade estatística, optou-se por ensaiar duas vezes mais corpos-de-prova do que o exigido pela norma.

Com relação ao capeamento das paredes, a norma aconselha argamassa com traço 1:3 (*cimento:areia*), de modo que todo o topo da parede fique nivelado. Tal procedimento foi seguido fielmente, mas acrescentou-se uma camada de gesso sobre a argamassa. A viga de distribuição de cargas foi repousada quando o gesso ainda não estava completamente endurecido. A Figura 15 apresenta esse corpo-de-prova pronto para o ensaio. O sistema de aplicação de carga deve ser controlado de forma que a tensão aplicada, calculada em relação à área bruta, se eleve progressivamente à razão de $0,25 \pm 0,05 \frac{N}{cm^2/s}$, e desta forma, como as paredes eram formadas por três blocos de $14 \times 19 \text{ cm} = 406 \text{ cm}^2$, a taxa de carregamento foi aproximadamente de $0,30 \frac{kN}{s}$.



Figura 15 - Foto do corpo-de-prova tipo "wallette" pronto para o ensaio.

Foram ensaiados 12 corpos-de-prova cilíndricos de argamassa à compressão axial com 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, segundo a NBR13279:1995, com intuito de verificar sua resistência e, principalmente, sua variabilidade. Esses corpos-de-prova foram sendo retirados ao longo da construção das paredes e moldados segundo a NBR7215:1996. Tal procedimento mantinha a argamassa preparada até sua completa utilização por tempo semelhante ao da obra. Essa última informação é importante para deixar claro que se tentou reproduzir em laboratório as condições de obra e as variações que tais procedimentos poderiam imprimir. Como pode ser notado na Tabela 6, tais variações foram muito pequenas, indício de que, apesar do tempo de permanência na “*masseira*”, a argamassa manteve suas características mecânicas.

Tabela 6 - Resultados do ensaio à compressão para as argamassas.

| PARÂMETRO | Carga (kN) | Resistência (MPa) |
|-----------|---------------|----------------------|
| Média | 10,00 | 5,0 |
| DP | 0,7 | 0,3 |
| CV | 6,6% | |

Conforme já informado, foram ensaiados seis corpos-de-prova de pequenas paredes. Os resultados de resistência estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Resultados do ensaio à compressão em paredes tipo "walette".

| CP | Carga (kN) | Resistência. (MPa) |
|--------------|-------------------|---------------------------|
| 1 | 444,1 | 3,56 |
| 2 | 443,1 | 3,56 |
| 3 | 439,2 | 3,53 |
| 4 | 417,6 | 3,35 |
| 5 | 450,0 | 3,61 |
| 6 | 372,5 | 2,99 |
| Média | 427,83 | 3,43 |
| DP | 29,3 | 0,2 |
| CV | 6,8% | |

Assim como realizado para as unidades e prismas pode-se determinar, a partir dos dados apresentados, a resistência característica das paredes, seguindo a expressão estatística:

$$f_{alv,k} = f_{alv,m} - (1,65 \cdot DP),$$

na qual $f_{alv,k}$ é a resistência característica do material alvenaria; $f_{alv,m}$ é a resistência média; e DP é o desvio padrão, de forma que, para a amostragem realizada, o valor de $f_{alv,k}$ foi de:

$$f_{alv,k} = 3,43 - (1,65 \cdot 0,2) \cong 3,1MPa .$$

A partir da Tabela 7, pode-se verificar que o coeficiente de variação para a resistência à compressão no ensaio de pequenas paredes é aproximadamente de 73% do valor do coeficiente de variação determinado nos ensaios em prismas.

Mais uma vez, cabe a constatação de que, apesar da alta variabilidade nas resistências das unidades e do processo de construção das paredes (construção que apresenta elevado tempo desde o momento de mistura da argamassa com água até a completa utilização da referida argamassa), as paredes apresentaram o menor coeficiente de variação dos três tipos de corpos-de-prova ensaiados, no que tange à sua resistência.

Cabe ainda apresentar a Tabela 8, onde constam os valores médios e os característicos de resistência de cada um dos três tipos de corpos-de-prova. É ainda apresentado o fator de eficiência para cada tipo de ensaio com relação à unidade.

Tabela 8 - Valores para o Fator de Eficiência entre os diferentes corpos-de-prova.

| CP | Resistência Média | F.E. sob o valor médio | Resistência Característica |
|------------------|-------------------|------------------------|----------------------------|
| Unidade | 7,0 | - | 5,3 |
| Prisma | 5,7 | 81% | 4,9 |
| Parede "walette" | 3,4 | 49% | 3,1 |

Foi determinado um valor médio para o módulo de deformação secante ao ponto correspondente a uma tensão de $1,5 \text{ MPa}$, conforme mostra a Tabela 9.

Tabela 9 - Módulos de deformação nos ensaios de paredes tipo "wallestes".

| CP | Módulo de deformação a $1,5 \text{ MPa}$ [MPa] |
|--------------|---|
| 1 | 3182 |
| 2 | 4331 |
| 3 | 4788 |
| 4 | 4935 |
| 5 | 3995 |
| 6 | 5248 |
| Média | 4413,3 |
| DP | 749,5 |
| CV | 17% |

O valor de $1,5 \text{ MPa}$ foi escolhido, na determinação do módulo secante, por três razões: primeira – esse valor corresponde a aproximadamente 40% da média de resistência à compressão das paredes; segunda - até esse nível de tensões a curva média de tensão-deformação é praticamente linear; terceira - os valores de tensão obtidos nos modelos matemáticos se encontraram abaixo do valor de $1,5 \text{ MPa}$. A variabilidade nos resultados para o módulo de deformação nas paredes foi ainda menor que a apresentada pelos prismas e blocos.

Com relação ao comportamento da curva tensão-deformação das paredes, verificou-se menor variabilidade nessa característica relativamente ao ocorrido nos ensaios das unidades e dos prismas. A Figura 16 apresenta em cinzento as curvas referentes aos dados de deformação das paredes; e em preto, a curva referente à sua média.

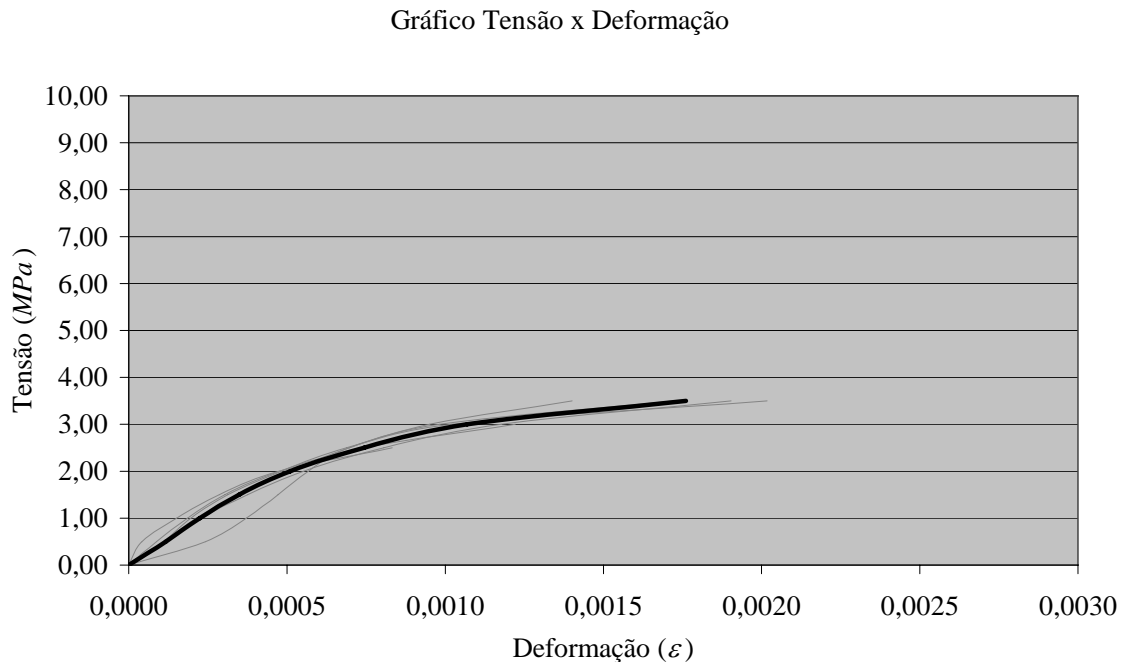


Figura 16 - Gráfico tensão-deformação para paredes tipo "wallettes".

O gráfico esclarece que somente um dos ensaios apresentou comportamento diferenciado durante o início do carregamento. Somente para constatação, se fosse retirado esse ensaio do conjunto de dados, o valor médio para o módulo de deformação secante a tensão de $1,5 \text{ MPa}$ passaria de $4413,3 \text{ MPa}$ para $4659,5 \text{ MPa}$; o coeficiente de variação passaria dos 17% para 11% .

5. Resumo dos parâmetros determinados e adotados

Após os ensaios de caracterização mecânica das paredes, pode-se chegar aos dados que se seguem, os quais foram utilizados na modelagem numérica, através dos elementos finitos, na oportunidade da definição de parâmetros que caracterizaram os materiais.

Para cálculo do *Peso por Unidade de Volume*, parâmetro necessário para a análise, levando-se em conta os efeitos das forças gravitacionais sob o edifício, foi tomado um valor aproximado de $16,67 \text{ unidades}/m^2$.

Dessa forma, o peso médio dos blocos em um metro quadrado de alvenaria, com base nos dados obtidos no ensaio de unidades (Tabela 2), foi de $1,66 \text{ kN}/m^2$. Determinou-se também o peso médio de argamassa de assentamento por bloco, o qual apresentou valor de $2,5 \text{ kgf}/\text{bloco}$, totalizando um peso de $0,42 \text{ kN}/m^2$ de argamassa. Então o material alvenaria ficou estipulado como apresentando valor de $2,08 \text{ kN}/m^2$ de parede, o que, em termos de *peso por unidade de volume*, γ , é igual a $14,86 \text{ kN}/m^3$, valor esse provindo de:

$$\gamma \left(\frac{kN}{m^3} \right) = \frac{2,08 \frac{kN}{m^2}}{0,14m} = 14,86,$$

na qual o denominador é a espessura do bloco com valor real.

A Tabela 10 apresenta os valores empregados no modelo numérico e, como pode ser verificado, utilizou-se aproximação para valores inteiros, com intuito de facilitar a etapa de análise numérica quando aplicados outros procedimentos de cálculo que não o do método dos elementos finitos. Pode também ser verificada a adoção do coeficiente de Poisson com valor de $0,2$.

O *peso por unidade de volume* do material concreto no baldrame foi definido com valor nulo, uma vez que não entraria na análise dos resultados ao se efetuar verificação das solicitações nos pontos de fundação, para comparação com os resultados experimentais. O valor para o *módulo de deformação* do concreto foi adotado de forma teórica, através da fórmula apresentada na norma NBR6118:03, conforme segue:

$$E_{Ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} [MPa],$$

e, portanto:

$$E_{Ci} = 5600\sqrt{18} = 23758 \cong 24000MPa.$$

O *coeficiente de Poisson* também foi adotado, seguindo as preconizações da NBR6118:2003, que oferece valor de 0,2 para esse índice.

As características físicas do material concreto para as lajes foram iguais às do concreto para o baldrame, exceto pelo seu *peso por unidade de volume*, definido com o valor usual para este material, isto é, de 25 kN/m^3 .

Para o material *VERGA*, o qual se refere aos elementos de Verga & Contraverga, algumas definições foram feitas de modo a se estimar suas características físicas e enriquecer um pouco mais o modelo em elementos finitos. A primeira delas é que foi tomado o *peso por unidade de volume* desse material como igual à média aritmética do *peso por unidade de volume* da alvenaria e do concreto, valor esse de 20 kN/m^3 . Outra definição foi a do *módulo de deformação* como correspondente, mais uma vez, à média entre os valores dos materiais *alvenaria* e *concreto*, fixado este valor em 15000 MPa . O valor para o *coeficiente de Poisson* foi de 0,2, uma vez que é comum a ambos os materiais.

Tabela 10 - Resumo dos parâmetros dos materiais adotados.

| Material | Módulo de Deformação (MPa) | ρ (kN/m ³) | ν |
|---------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------|
| Alvenaria | 4500 | 15 | 0,2 |
| Concreto (Baldrame) | 24000 | - | 0,2 |
| Concreto (Laje) | 24000 | 25 | 0,2 |
| VERGA | 15000 | 20 | 0,2 |

CAPÍTULO III

1. Procedimentos Numéricos de Análise

Segundo RAMALHO & CORRÊA (2003), a concepção da estrutura, com relação às cargas verticais, se dá a partir de uma planta arquitetônica básica, a qual contém aberturas de portas e janelas e espaços livres entre as paredes. O tipo de concepção estrutural, definidor dos elementos portantes da estrutura, constitui passo importante na arte de projetar a estrutura de alvenaria. Há tipos notáveis de sistemas estruturais que definem como ocorrerá a interação entre paredes em face do carregamento vertical.

Segundo HENDRY (1998), os tipos notáveis de sistemas estruturais em alvenaria são nomeados de acordo com a disposição de suas paredes estruturais e podem ser de três tipos básicos: Paredes Transversais, Paredes Celulares e Sistema Complexo. O sistema de Paredes Transversais é a concepção mais simplista das três citadas. Muitas vezes é definida por várias paredes isoladas que suportam a estrutura. Desse modo não há muito que discutir com relação à interação das paredes. Qualquer interação que ocorra entre as paredes nesse tipo de sistema é devida à rigidez da laje. Mesmo quando definido esse sistema não só por paredes isoladas, mas por grupos de paredes, tem-se a mesma premissa anterior, porém agora tratando a estrutura como grupos isolados de paredes, onde a interação que possa existir na estrutura não estará diretamente relacionada às ligações entre paredes e sim à rigidez das lajes.

No caso das Paredes Celulares, a mesma referência feita acima pode ser estendida a esse tipo de sistema, definido por células independentes. Nesse caso, como no anterior, a resolução do problema na distribuição das ações verticais apresentaria como hipóteses básicas o tratamento da estrutura pelo procedimento das paredes isoladas ou pelo procedimento dos grupos isolados de paredes. Mesmo assim, poder-se-ia supor a existência de alguma interação entre as diferentes paredes por causa da laje ou até mesmo por causa de cintas de amarração sobre as lajes.

No Brasil, devido, sobretudo, à eficiência que a edificação ganha com relação a sua rigidez lateral, o tipo mais utilizado de sistema estrutural é o chamado Sistema Complexo, pelo qual a maioria das paredes da edificação desempenha função estrutural, mesmo desfalcada por vãos de portas e janelas. Essas aberturas, na maioria das vezes, apresentam vergas acima de seus vãos com uma fiada de blocos acima e mais uma fiada toda grauteada, chamada cinta. Isso imprime rigidez considerável a esses elementos, rigidez, por sua vez leva as paredes adjacentes aos vãos a interagirem entre si.

No sistema complexo, a escolha de um método ou outro de definição da interação entre paredes estruturais é feita mais por razões pessoais do que por critério cientificamente embasado (HENDRY, 1998). As normas internacionais e brasileiras não fazem referência ao procedimento mais eficaz para análise desses ou dos outros tipos de estrutura. O último tipo de sistema estrutural apresentado, o Sistema Complexo, é o que melhor define o edifício em estudo experimental. Também ele será analisado através de procedimentos numéricos para comparação de resultados.

Os procedimentos numéricos de distribuição de cargas verticais apresentados por RAMALHO & CORRÊA (2003) são definidos por: Paredes Isoladas (PI), Grupos Isolados de Paredes (GIP), Grupos de Paredes com Interação (GPCI) e Modelagem Tridimensional em Elementos Finitos (MEF). Cada um dos procedimentos apresentados será discutido em maior profundidade quando de seu tratamento específico.

O edifício experimental foi analisado segundo todos esses procedimentos para verificação das diferenças entre seus resultados e os apresentados experimentalmente. Devido a esse aspecto particular de análise, não houve interesse na determinação dos estados limites de projeto, de modo que todos os esforços foram levantados segundo seus valores verdadeiros, sem nenhuma majoração. As ações anotadas são de fato as que atuaram na estrutura na etapa de sua monitoração experimental. Os valores de tensão procurados nos diferentes procedimentos de análise foram obtidos tão somente para os pontos instrumentados no modelo experimental, ou seja, os pontos de 1 a 30 (Figura 7 da página 19).

Esses pontos estão compreendidos em um quarto de toda a estrutura; porém, em todos os procedimentos de análise, foi considerada a estrutura inteira. A Figura 17 apresenta os pontos de aquisição de dados e de análise de tensões nos procedimentos numéricos.

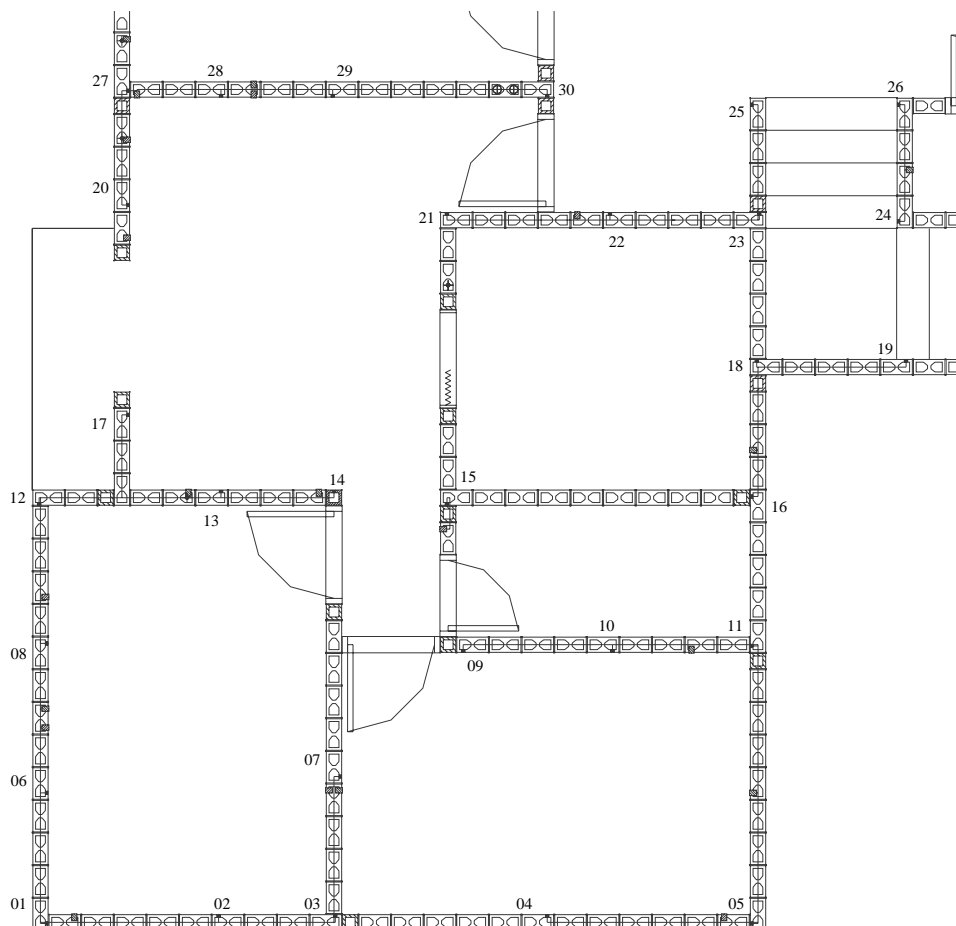


Figura 17 - Pontos de leitura e de análise de tensões.

Por se tratar de edifício residencial, as principais cargas verticais atuantes na estrutura são o peso-próprio das paredes e as ações das lajes sobre elas. Os valores levados em consideração na análise foram tão somente os relativos às cargas permanentes. Não se inclui nas cargas nenhum fator de majoração.

Para determinação das cargas provenientes das lajes em cada parede ou grupo de paredes, dependendo do procedimento, foi suposto que cada parede ou grupo detém uma área de influência sobre a laje, área essa definida por mediatrizes nas interseções entre paredes ou grupos. Tais mediatrizes apresentam ângulos de 45° para todos os casos, devido à suposição, aqui adotada, de que as paredes acima dos apoios das lajes

restringem as rotações nos nós de apoio e que desse modo introduzem característica de engastamento neles.

Para determinação das áreas de influência, primeiramente foram separados todos os panos de laje em planta. Efetuou-se também a divisão desses panos por causa da influência de cada parede. As paredes foram numeradas de cima para baixo e da esquerda para a direita, até o eixo vertical de simetria. A Figura 18 apresenta as áreas de influência bem como a numeração das paredes.

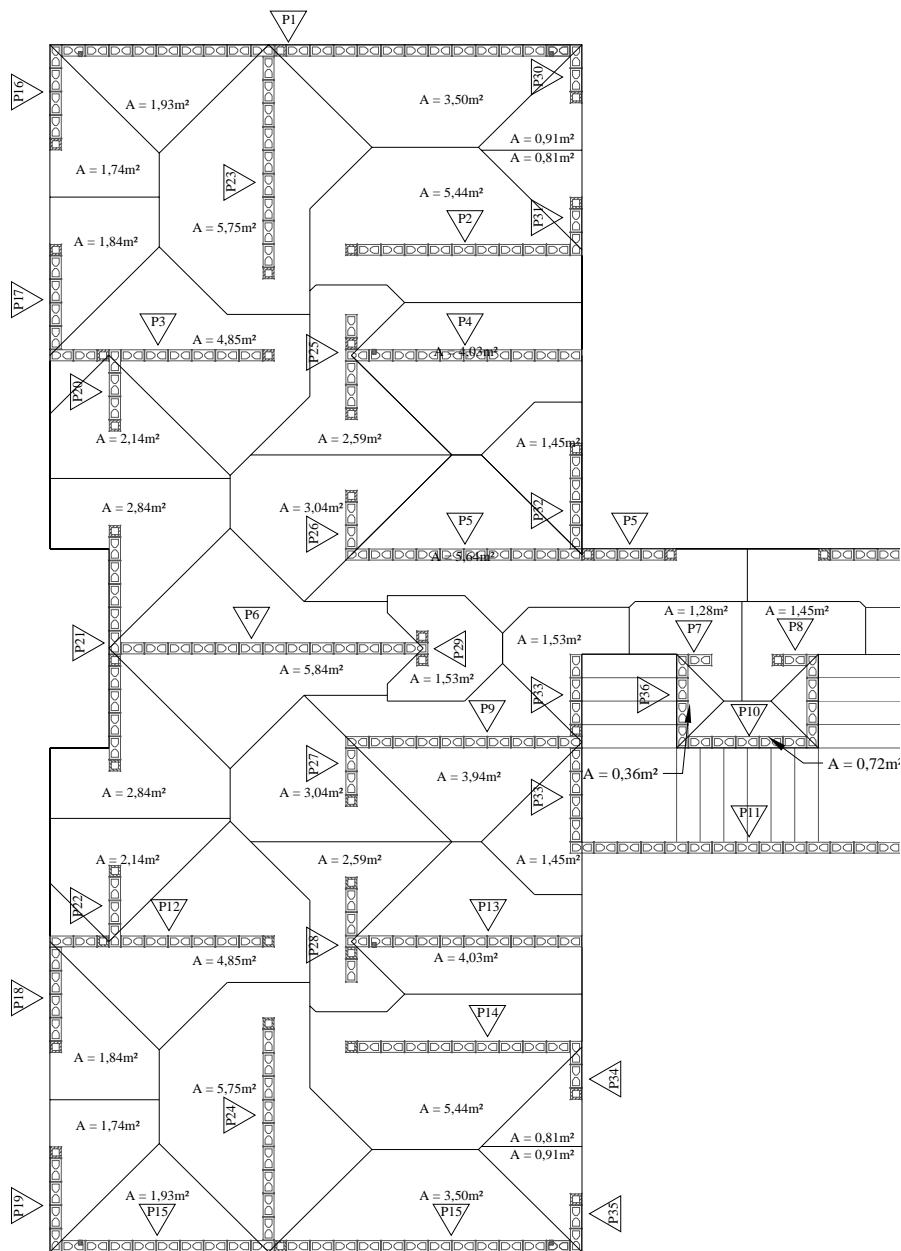


Figura 18 - Áreas de influência de cada parede.

2. Procedimento das Paredes Isoladas (PI)

No procedimento que leva em consideração paredes isoladas, ou seja, sem comunicação de um painel com outro, supõe-se que nas paredes estejam atuando seu peso-próprio de alvenaria e o peso-próprio da laje, dentro das respectivas áreas de influência. Para determinação do peso-próprio das paredes, foi tomado como densidade específica da alvenaria o valor estipulado na Tabela 10 (15 kN/m^3). Da mesma tabela também foi retirado o valor da densidade do concreto armado para as lajes (25 kN/m^3).

Tabela 11 - Tensão final nas paredes por pavimento considerando as paredes isoladas.

| Parede | Comprimento (m) | Carga Parede (kN) | Carga Adic.* (kN) | Carga Real (kN) | Influência da Laje (m ²) | Carga Laje (kN) | Carga Total (kN) | Tensão (MPa) |
|--------|-----------------|-------------------|-------------------|-----------------|--------------------------------------|-----------------|------------------|--------------|
| P1 | 6,75 | 39,69 | 0,00 | 39,69 | 5,43 | 13,58 | 53,27 | 0,056 |
| P2 | 3,00 | 17,64 | 3,31 | 20,95 | 5,44 | 13,60 | 34,55 | 0,082 |
| P3 | 2,85 | 16,76 | 0,57 | 17,33 | 4,85 | 12,13 | 29,45 | 0,074 |
| P4 | 2,85 | 16,76 | 4,25 | 21,01 | 4,03 | 10,08 | 31,09 | 0,078 |
| P5 | 4,20 | 24,70 | 1,71 | 26,40 | 5,64 | 14,10 | 40,50 | 0,069 |
| P6 | 3,75 | 22,05 | 0,00 | 22,05 | 5,84 | 14,60 | 36,65 | 0,070 |
| P7 | 0,45 | 2,65 | 0,48 | 3,12 | 1,28 | 3,20 | 6,32 | 0,100 |
| P8 | 0,60 | 3,53 | 0,47 | 3,99 | 1,45 | 3,63 | 7,62 | 0,091 |
| P9 | 2,85 | 16,76 | 0,57 | 17,33 | 3,94 | 9,85 | 27,18 | 0,068 |
| P10 | 1,80 | 10,58 | 0,00 | 10,58 | 0,72 | 1,80 | 12,38 | 0,049 |
| P11 | 4,20 | 24,70 | 0,00 | 24,70 | 0,00 | 0,00 | 24,70 | 0,042 |
| P12 | 2,85 | 16,76 | 0,57 | 17,33 | 4,85 | 12,13 | 29,45 | 0,074 |
| P13 | 2,85 | 16,76 | 4,25 | 21,01 | 4,03 | 10,08 | 31,09 | 0,078 |
| P14 | 3,00 | 17,64 | 3,31 | 20,95 | 5,44 | 13,60 | 34,55 | 0,082 |
| P15 | 6,75 | 39,69 | 0,00 | 39,69 | 5,43 | 13,58 | 53,27 | 0,056 |
| P16 | 1,20 | 7,06 | 2,27 | 9,32 | 1,74 | 4,35 | 13,67 | 0,081 |
| P17 | 1,35 | 7,94 | 2,27 | 10,21 | 1,84 | 4,60 | 14,81 | 0,078 |
| P18 | 1,35 | 7,94 | 2,27 | 10,21 | 1,84 | 4,60 | 14,81 | 0,078 |
| P19 | 1,20 | 7,06 | 2,27 | 9,32 | 1,74 | 4,35 | 13,67 | 0,081 |
| P20 | 0,90 | 5,29 | 2,27 | 7,56 | 2,14 | 5,35 | 12,91 | 0,102 |
| P21 | 3,15 | 18,52 | 4,54 | 23,06 | 5,68 | 14,20 | 37,26 | 0,084 |
| P22 | 0,90 | 5,29 | 2,27 | 7,56 | 2,14 | 5,35 | 12,91 | 0,102 |
| P23 | 2,85 | 16,76 | 0,57 | 17,33 | 5,75 | 14,38 | 31,70 | 0,079 |
| P24 | 2,85 | 16,76 | 0,57 | 17,33 | 5,75 | 14,38 | 31,70 | 0,079 |
| P25 | 1,35 | 7,94 | 1,04 | 8,98 | 2,59 | 6,48 | 15,45 | 0,082 |
| P26 | 0,75 | 4,41 | 0,57 | 4,98 | 3,04 | 7,60 | 12,58 | 0,120 |
| P27 | 0,75 | 4,41 | 0,57 | 4,98 | 3,04 | 7,60 | 12,58 | 0,120 |
| P28 | 1,35 | 7,94 | 1,04 | 8,98 | 2,59 | 6,48 | 15,45 | 0,082 |
| P29 | 0,45 | 2,65 | 1,13 | 3,78 | 1,53 | 3,83 | 7,61 | 0,121 |
| P30 | 0,60 | 3,53 | 2,27 | 5,80 | 0,91 | 2,28 | 8,07 | 0,096 |
| P31 | 0,60 | 3,53 | 2,27 | 5,80 | 0,81 | 2,03 | 7,82 | 0,093 |
| P32 | 1,35 | 7,94 | 1,98 | 9,92 | 1,45 | 3,63 | 13,55 | 0,072 |
| P33 | 2,55 | 14,99 | 1,98 | 16,98 | 2,98 | 7,45 | 24,43 | 0,068 |
| P34 | 0,60 | 3,53 | 2,27 | 5,80 | 0,81 | 2,03 | 7,82 | 0,093 |
| P35 | 0,60 | 3,53 | 2,27 | 5,80 | 0,91 | 2,28 | 8,07 | 0,096 |
| P36 | 0,90 | 5,29 | 0,00 | 5,29 | 0,36 | 0,90 | 6,19 | 0,049 |

* Referente as cargas de paredes sobre e sob aberturas.

A Tabela 11 apresenta os valores de tensão média em cada parede isolada, com as contribuições das paredes, das lajes e das paredes sobre e sob vãos de portas e janelas. Essas tensões são referentes a um pavimento, de modo que cada valor determinado para cada parede nessa tabela corresponde a uma etapa de carregamento da obra.

Foram determinados os valores de tensão da Tabela 11 para cada pavimento executado, de modo que, para esse processo analítico, as tensões apresentadas na tabela

correspondem às tensões devidas a essa etapa do carregamento estrutural, com valor médio para cada parede que compõe a estrutura. Como o que de fato interessa não são os valores de tensões nas paredes e sim nos pontos instrumentados, é importante localizar esses pontos em cada parede para então se determinar as tensões em cada um.

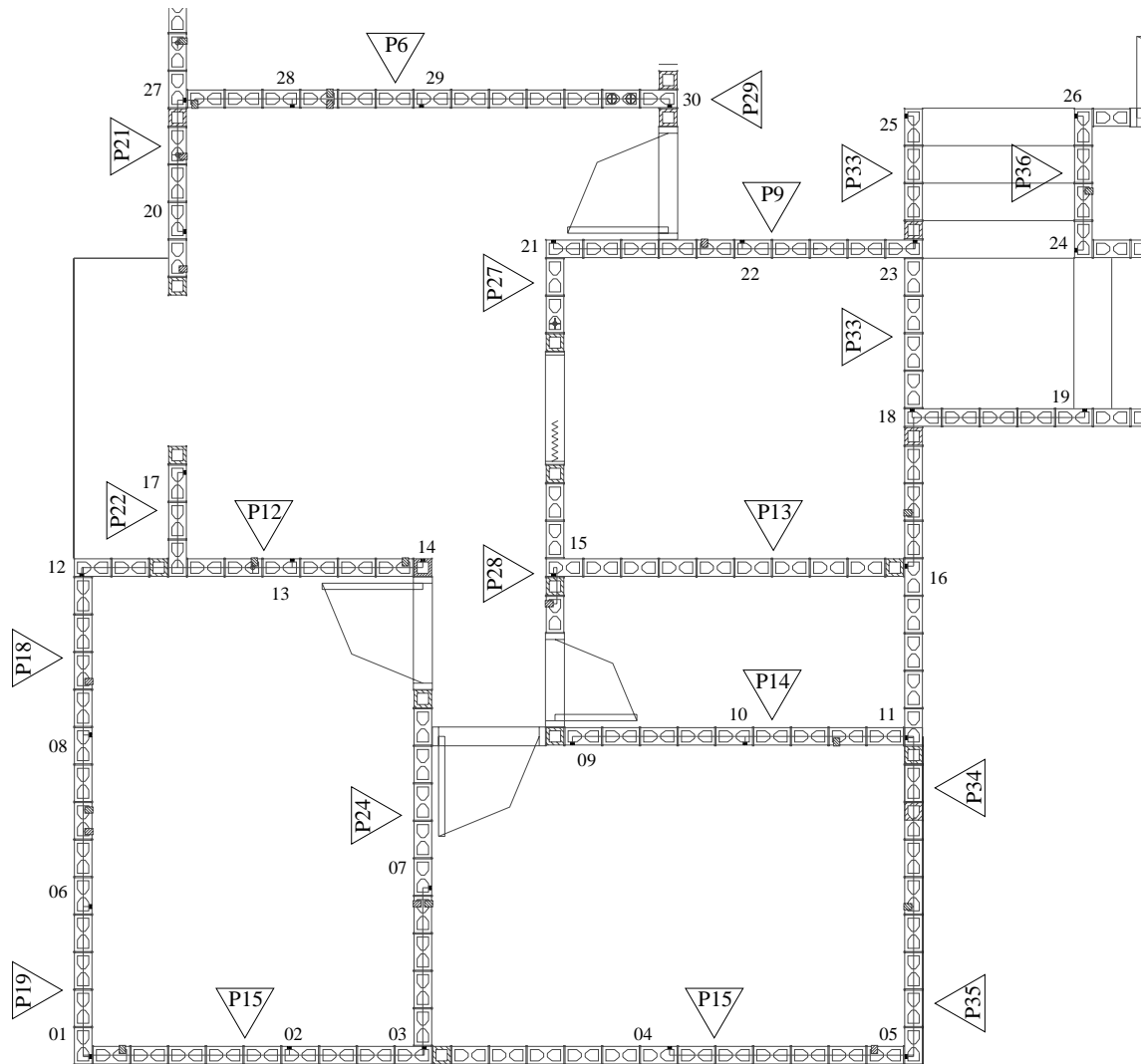


Figura 19 - Posicionamento dos pontos instrumentados nas paredes.

Como pode ser visto na Figura 19, alguns pontos recaem sobre a interseção de duas paredes isoladas. Para esses casos será tomado, como valor de tensão nos pontos, a média entre os valores das paredes adjacentes a eles. Esse é o caso, por exemplo, do ponto 1, que se situa no encontro da parede 15 com a parede 19. Conforme pode ser verificado na Tabela 11, a tensão média atuante na parede 15 é de $0,056 \text{ MPa}$ e, na parede 19 esse valor é de $0,081 \text{ MPa}$. Portanto, o valor a ser estipulado para o ponto 1 equivalerá a média entre esses dois valores, ou seja, $0,069 \text{ MPa}$. Desse modo pode ser

montada a Tabela 12, que apresenta os valores de tensão em cada ponto instrumentado na estrutura e relativos a todas as etapas do carregamento. Cada carregamento se refere a um pavimento construído, com sua respectiva laje. No procedimento de cálculo concernente a paredes isoladas, a adição de mais um pavimento na estrutura acarreta acréscimo de tensão de valor igual ao encontrado quando se considera um só pavimento. De forma que os valores encontrados quanto a tensões com carregamento 1 devem ser multiplicados pelo número de pavimentos acima deste, para que se obtenha a tensão nesse ponto para um dado nível de carregamento.

Tabela 12 - Tensão nos pontos para a para o procedimento PI.

| Pontos de Aquisição | | Carregamento 1 | Carregamento 2 | Carregamento 3 | Carregamento 4 |
|---------------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Pontos | Paredes | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) |
| 1 | P15, P19 | 0,069 | 0,138 | 0,207 | 0,276 |
| 2 | P15 | 0,056 | 0,113 | 0,169 | 0,225 |
| 3 | P15, P24 | 0,068 | 0,136 | 0,204 | 0,272 |
| 4 | P15 | 0,056 | 0,113 | 0,169 | 0,225 |
| 5 | P15, P35 | 0,076 | 0,152 | 0,229 | 0,305 |
| 6 | P19 | 0,081 | 0,163 | 0,244 | 0,326 |
| 7 | P24 | 0,079 | 0,159 | 0,238 | 0,318 |
| 8 | P18 | 0,078 | 0,157 | 0,235 | 0,313 |
| 9 | P14 | 0,082 | 0,165 | 0,247 | 0,329 |
| 10 | P14 | 0,082 | 0,165 | 0,247 | 0,329 |
| 11 | P14, P34 | 0,088 | 0,175 | 0,263 | 0,351 |
| 12 | P12, P18 | 0,076 | 0,152 | 0,228 | 0,304 |
| 13 | P12 | 0,074 | 0,148 | 0,221 | 0,295 |
| 14 | P12 | 0,074 | 0,148 | 0,221 | 0,295 |
| 15 | P13, P28 | 0,080 | 0,160 | 0,240 | 0,319 |
| 16 | P13 | 0,078 | 0,156 | 0,234 | 0,312 |
| 17 | P22 | 0,102 | 0,205 | 0,307 | 0,410 |
| 18 | P11, P33 | 0,055 | 0,110 | 0,166 | 0,221 |
| 19 | P11 | 0,042 | 0,084 | 0,126 | 0,168 |
| 20 | P21 | 0,084 | 0,169 | 0,253 | 0,338 |
| 21 | P9, P27 | 0,094 | 0,188 | 0,282 | 0,376 |
| 22 | P9 | 0,068 | 0,136 | 0,204 | 0,272 |
| 23 | P9, P33 | 0,068 | 0,137 | 0,205 | 0,273 |
| 24 | P10, P36 | 0,049 | 0,098 | 0,147 | 0,197 |
| 25 | P33 | 0,068 | 0,137 | 0,205 | 0,274 |
| 26 | P7, P36 | 0,075 | 0,150 | 0,224 | 0,299 |
| 27 | P6, P21 | 0,077 | 0,154 | 0,231 | 0,309 |
| 28 | P6 | 0,070 | 0,140 | 0,209 | 0,279 |
| 29 | P6 | 0,070 | 0,140 | 0,209 | 0,279 |
| 30 | P6, P29 | 0,095 | 0,191 | 0,286 | 0,381 |

A Figura 20 apresenta o gráfico com as tensões obtidas em cada ponto instrumentado da parede.

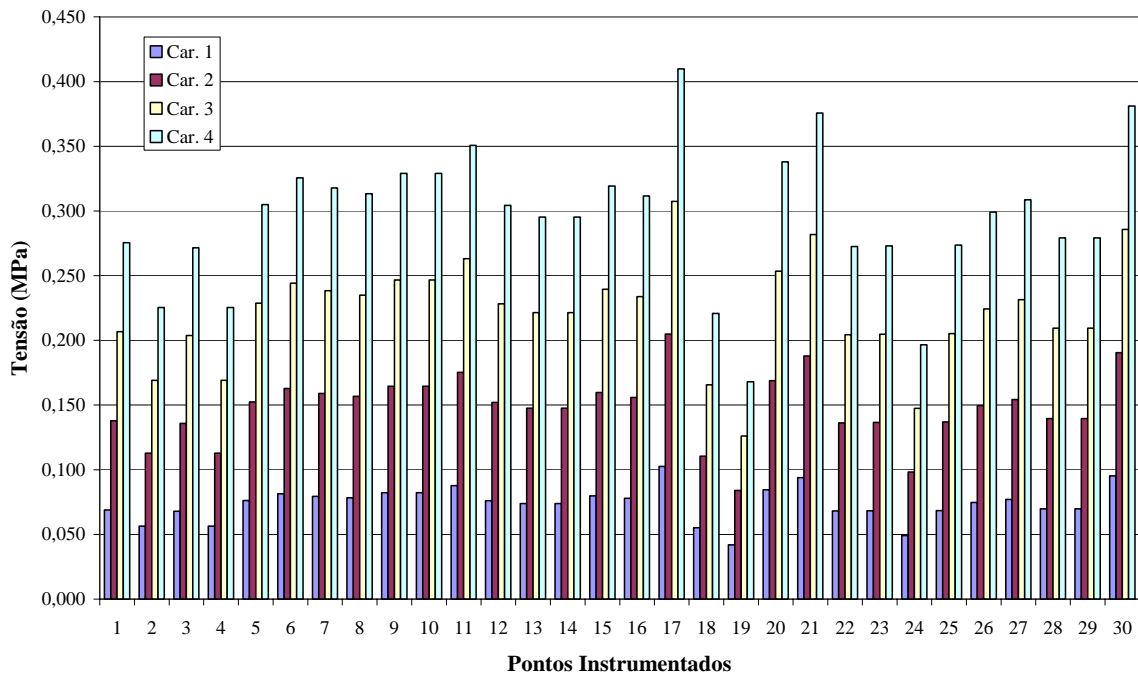


Figura 20 - Tensões obtidas nos pontos para o procedimento das PI.

Para o carregamento 4, percebe-se que os níveis de tensão nos pontos são quatro vezes os valores encontrados para o primeiro nível de carregamento. Isso permite constatar que as diferenças absolutas entre os pontos mais e menos solicitados da estrutura apresentar-se-ão cada vez maiores, quanto mais pavimentos apresentar o edifício.

3. Procedimento do Grupo Isolado de Paredes (GIP)

O grupo isolado de paredes, também conhecido como grupo de paredes com 0% de interação, é um conjunto de paredes supostamente solidário, ou seja, difere da consideração das paredes isoladas quanto ao formato dos elementos que serão considerados solidários entre si. No procedimento das paredes isoladas, estas eram divididas pelas aberturas, assim como no caso do grupo de paredes. No procedimento passado, consideravam-se isoladas as paredes que se interceptavam, fato descartado pela hipótese do procedimento GIP.

No GIP todas as paredes que se interceptam são tidas como capazes de assimilar a mesma quantidade de carga proveniente das lajes e de pavimentos superiores, e de

uniformizá-las na totalidade de sua extensão. Os limitadores de um grupo e outro de paredes são as aberturas de portas, janelas e vãos livres.

Tabela 13 - Tensão final nas paredes por pavimento considerando os grupos isolados de paredes.

| Grupo | Parede | Compr. das paredes (m) | Compr. total do grupo (m) | Carga Parede (kN) | Carga Adic.* (kN) | Carga total do grupo (kN) | Influência da Laje (m ²) | Carga Laje (kN) | Carga Total (kN) | Tensão (MPa) |
|-------|----------|------------------------|---------------------------|-------------------|-------------------|---------------------------|--------------------------------------|-----------------|------------------|--------------|
| G1 | P1 | 6,75 | 11,40 | 39,69 | 0,00 | 72,14 | 13,82 | 34,55 | 106,69 | 0,067 |
| | P16 | 1,20 | | 7,06 | 2,27 | | | | | |
| | P23 | 2,85 | | 16,76 | 0,57 | | | | | |
| | P30 | 0,60 | | 3,53 | 2,27 | | | | | |
| G2 | P2 | 3,00 | 3,60 | 17,64 | 3,31 | 26,74 | 6,26 | 15,65 | 42,39 | 0,084 |
| | P31 | 0,60 | | 3,53 | 2,27 | | | | | |
| G3 | P3 | 2,85 | 5,10 | 16,76 | 0,57 | 35,09 | 8,83 | 22,08 | 57,17 | 0,080 |
| | P17 | 1,35 | | 7,94 | 2,27 | | | | | |
| | P20 | 0,90 | | 5,29 | 2,27 | | | | | |
| G4 | P4 | 2,85 | 4,20 | 16,76 | 4,25 | 29,99 | 6,62 | 16,55 | 46,54 | 0,079 |
| | P25 | 1,35 | | 7,94 | 1,04 | | | | | |
| G5 | P5 | 4,20 | 6,30 | 24,70 | 1,71 | 41,30 | 10,13 | 25,33 | 66,63 | 0,076 |
| | P26 | 0,75 | | 4,41 | 0,57 | | | | | |
| | P32 | 1,35 | | 7,94 | 1,98 | | | | | |
| G6 | P6 | 3,75 | 7,35 | 22,05 | 0,00 | 48,89 | 13,05 | 32,63 | 81,51 | 0,079 |
| | P21 | 3,15 | | 18,52 | 4,54 | | | | | |
| | P29 | 0,45 | | 2,65 | 1,13 | | | | | |
| G7 | P7 | 0,45 | 4,65 | 2,65 | 0,48 | 28,29 | 4,18 | 10,45 | 38,74 | 0,060 |
| | P8 | 0,60 | | 3,53 | 0,47 | | | | | |
| | P10 | 1,80 | | 10,58 | 0,00 | | | | | |
| | 2x P36 | 0,90 | | 10,58 | 0,00 | | | | | |
| G8 | P9 | 2,85 | 8,25 | 16,76 | 0,57 | 51,63 | 9,97 | 24,93 | 76,55 | 0,066 |
| | P11(2)** | 2,10 | | 12,35 | 0,00 | | | | | |
| | P27 | 0,75 | | 4,41 | 0,57 | | | | | |
| | P33 | 2,55 | | 14,99 | 1,98 | | | | | |
| G9 | P12 | 2,85 | 5,10 | 16,76 | 0,57 | 35,09 | 8,83 | 22,08 | 57,17 | 0,080 |
| | P18 | 1,35 | | 7,94 | 2,27 | | | | | |
| | P22 | 0,90 | | 5,29 | 2,27 | | | | | |
| G10 | P13 | 2,85 | 4,20 | 16,76 | 4,25 | 29,99 | 6,62 | 16,55 | 46,54 | 0,079 |
| | P28 | 1,35 | | 7,94 | 1,04 | | | | | |
| G11 | P14 | 3,00 | 3,60 | 17,64 | 3,31 | 26,74 | 6,26 | 15,65 | 42,39 | 0,084 |
| | P34 | 0,60 | | 3,53 | 2,27 | | | | | |
| G12 | P15 | 6,75 | 11,40 | 39,69 | 0,00 | 72,14 | 13,82 | 34,55 | 106,69 | 0,067 |
| | P19 | 1,20 | | 7,06 | 2,27 | | | | | |
| | P24 | 2,85 | | 16,76 | 0,57 | | | | | |
| | P35 | 0,60 | | 3,53 | 2,27 | | | | | |

* Referente as cargas de paredes sobre e sob aberturas.

** Devido ao eixo de simetria

Assim, conforme mostra a Figura 21, o grupo G1 de paredes contém as paredes P1, P16, P23 e P30; ou seja, uma janela, que subdivide a parede P16 e P17, atua como um dos limitadores do grupo. A Figura 21 apresenta ainda as áreas de influência das lajes sobre cada grupo de paredes e, a partir desses dados, pôde-se montar a Tabela 13. Esta tabela apresenta os valores de tensão uniformizados em cada grupo de parede por pavimento carregado, de modo que cada valor determinado para cada grupo de parede nessa tabela corresponde a uma etapa de carregamento da obra.

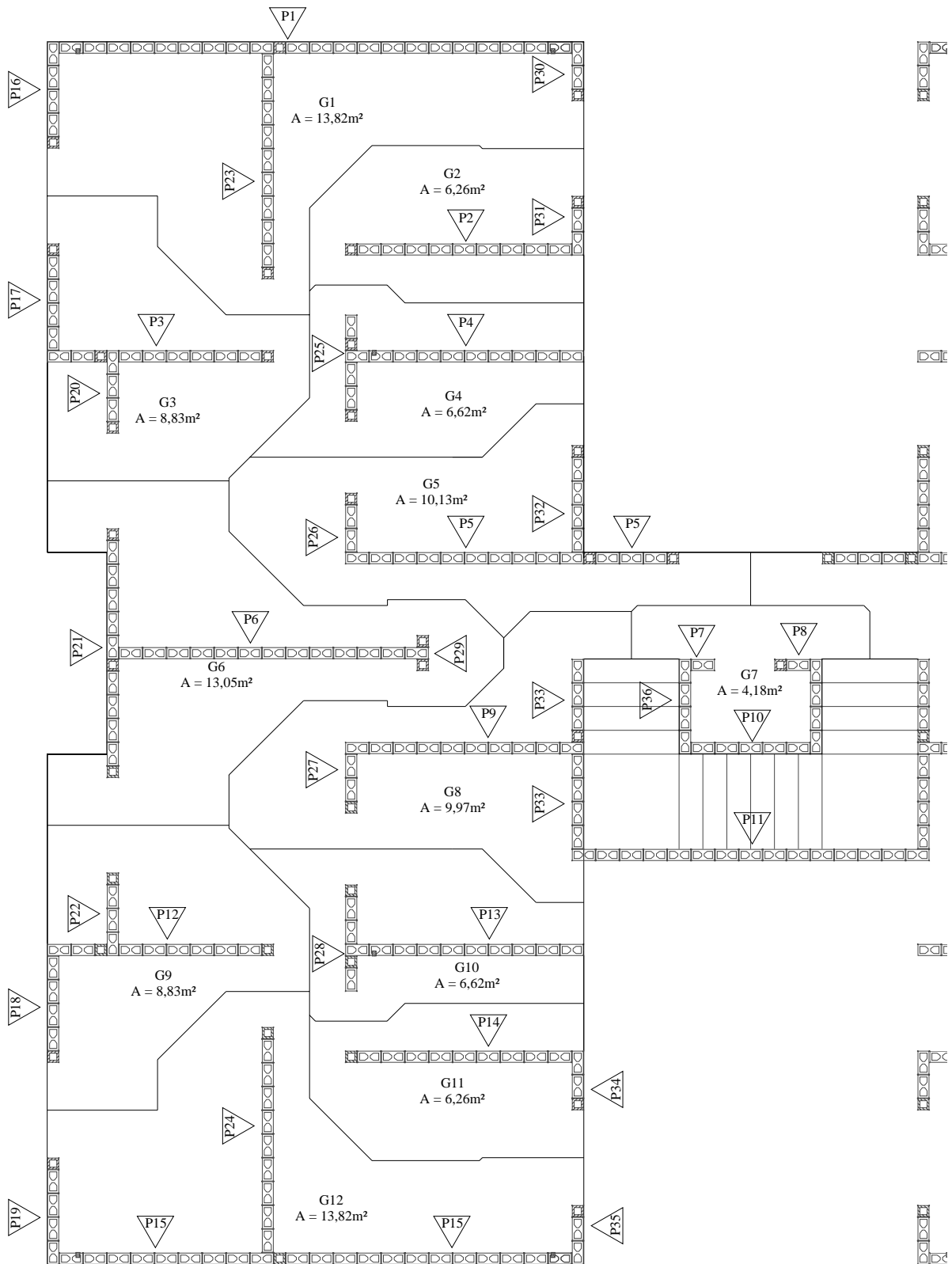


Figura 21 - Esquematização dos grupos de paredes.

Foram determinados os valores de tensão da Tabela 13 para cada pavimento executado, de modo que, para esse processo analítico, as tensões apresentadas na tabela

correspondem às tensões geradas em a cada etapa do carregamento estrutural, com valor médio para cada grupo de paredes que compõem a estrutura.

Como apresentado no item 2 deste capítulo, o que de fato interessa não são os valores de tensões nos grupos de paredes e sim nos pontos instrumentados. Contudo, diferentemente do que ocorria no procedimento das paredes isoladas, o GIP não tem necessidade de uniformização das tensões nos pontos instrumentados, localizados na interseção de duas paredes. Isso se dá porque os pontos instrumentados pertencem ao mesmo grupo de paredes e, portanto, suas tensões já são uniformizadas. Desse modo pôde ser montada a Tabela 14, que apresenta os valores de tensão para cada ponto instrumentado na estrutura, consideradas todas as etapas do carregamento.

Tabela 14 - Tensão nos pontos para a 1ª etapa de carregamento para o procedimento GIP.

| Pontos de Aquisição | | Carregamento 1 | Carregamento 2 | Carregamento 3 | Carregamento 4 |
|---------------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Pontos | Grupo | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) |
| 1 | G12 | 0,067 | 0,134 | 0,201 | 0,267 |
| 2 | G12 | 0,067 | 0,134 | 0,201 | 0,267 |
| 3 | G12 | 0,067 | 0,134 | 0,201 | 0,267 |
| 4 | G12 | 0,067 | 0,134 | 0,201 | 0,267 |
| 5 | G12 | 0,067 | 0,134 | 0,201 | 0,267 |
| 6 | G12 | 0,067 | 0,134 | 0,201 | 0,267 |
| 7 | G12 | 0,067 | 0,134 | 0,201 | 0,267 |
| 8 | G9 | 0,080 | 0,160 | 0,240 | 0,320 |
| 9 | G11 | 0,084 | 0,168 | 0,252 | 0,336 |
| 10 | G11 | 0,084 | 0,168 | 0,252 | 0,336 |
| 11 | G11 | 0,084 | 0,168 | 0,252 | 0,336 |
| 12 | G9 | 0,080 | 0,160 | 0,240 | 0,320 |
| 13 | G9 | 0,080 | 0,160 | 0,240 | 0,320 |
| 14 | G9 | 0,080 | 0,160 | 0,240 | 0,320 |
| 15 | G10 | 0,079 | 0,158 | 0,237 | 0,317 |
| 16 | G10 | 0,079 | 0,158 | 0,237 | 0,317 |
| 17 | G9 | 0,080 | 0,160 | 0,240 | 0,320 |
| 18 | G8 | 0,066 | 0,133 | 0,199 | 0,265 |
| 19 | G8 | 0,066 | 0,133 | 0,199 | 0,265 |
| 20 | G6 | 0,079 | 0,158 | 0,238 | 0,317 |
| 21 | G8 | 0,066 | 0,133 | 0,199 | 0,265 |
| 22 | G8 | 0,066 | 0,133 | 0,199 | 0,265 |
| 23 | G8 | 0,066 | 0,133 | 0,199 | 0,265 |
| 24 | G7 | 0,060 | 0,119 | 0,179 | 0,238 |
| 25 | G8 | 0,066 | 0,133 | 0,199 | 0,265 |
| 26 | G7 | 0,060 | 0,119 | 0,179 | 0,238 |
| 27 | G6 | 0,079 | 0,158 | 0,238 | 0,317 |
| 28 | G6 | 0,079 | 0,158 | 0,238 | 0,317 |
| 29 | G6 | 0,079 | 0,158 | 0,238 | 0,317 |
| 30 | G6 | 0,079 | 0,158 | 0,238 | 0,317 |

A Figura 22 apresenta gráfico com as tensões obtidas em cada ponto instrumentado da parede tensões essas devidas a todas as etapas de carregamento. Pode ser facilmente notado que, nesse procedimento dos grupos isolados de paredes, em comparação com o

procedimento das paredes isoladas, há significativa uniformização das tensões nos pontos instrumentados da estrutura.

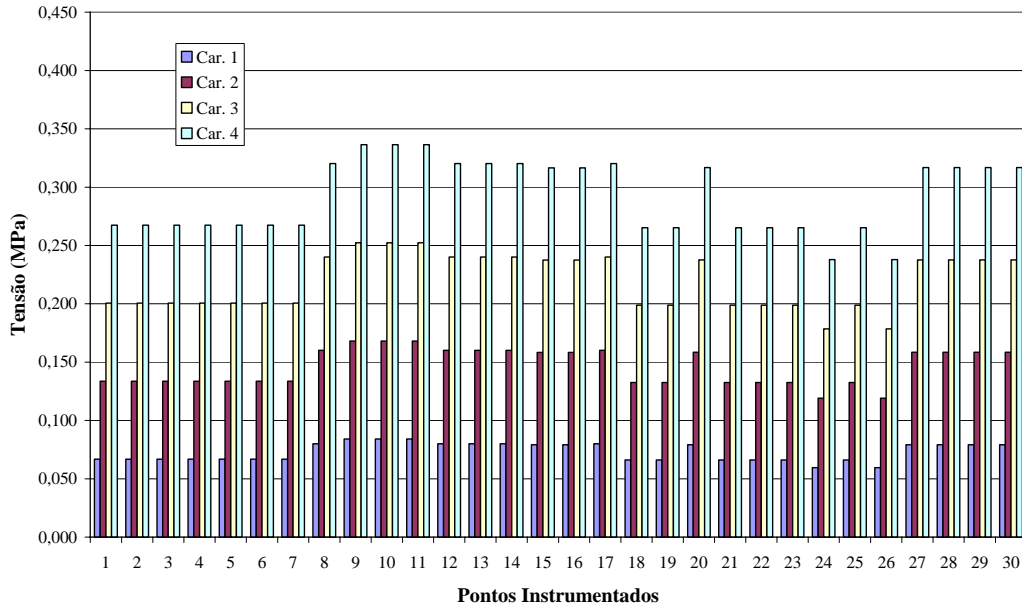


Figura 22 - Tensões obtidas nos pontos para o procedimento dos GIP.

4. Procedimento do Grupo de Paredes com Interação de 50% (GPCI50)

Segundo RAMALHO & CORRÊA (2003), o grupo de paredes com interação resulta da sofisticação do procedimento dos grupos isolados de paredes, uma vez que agora se leva em consideração a interação de grupos de paredes separados por aberturas. Segundo os autores, é importante definir a taxa de interação. Tomam-se grupos que interagem entre si. A taxa de interação informa quanto de diferença de cargas entre esses grupos será uniformizada em cada nível. A taxa de uniformização entre grupos que se interagem neste tópico do texto será de 50%. As equações que regem o fenômeno foram propostas pelos autores das seguintes formas:

$$q_m = \frac{(q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n)}{n} \quad (1)$$

$$d_i = (q_i - q_m) \cdot (1 - T) \quad (2)$$

$$q_i = q_m + d_i \quad (3)$$

Em que:

n = número de grupos que estão interagindo

q_i = carga do grupo i

q_m = carga média dos grupos que estão interagindo

d_i = diferença de carga do grupo em relação à média

T = taxa de interação

Outra questão importante levantada por RAMALHO & CORRÊA (2003) é a definição de quais grupos de paredes estão interagindo entre si. Neste procedimento de análise, foi tomada como verdadeira a interação de 50% entre todos os grupos de paredes em estudo, de forma que a Tabela 15 apresenta os valores de tensão uniformizados em cada grupo de paredes por pavimento carregado. Cada valor determinado para cada grupo de paredes na tabela corresponde a uma etapa de carregamento da obra.

Tabela 15 - Tensão final nas paredes por pavimento considerando os grupos de paredes interagindo entre si com taxa de 50%.

| Grupo | Tensão $q_{1,2,\dots,n}$ (MPa) | Tensão Média q_m (MPa) | d_i (MPa) | Tensão Corrigida q_i (MPa) |
|-------|--------------------------------|--------------------------|-------------|------------------------------|
| G1 | 0,067 | 0,075 | -0,004 | 0,071 |
| G2 | 0,084 | | 0,005 | 0,080 |
| G3 | 0,080 | | 0,002 | 0,078 |
| G4 | 0,079 | | 0,002 | 0,077 |
| G5 | 0,076 | | 0,000 | 0,075 |
| G6 | 0,079 | | 0,002 | 0,077 |
| G7 | 0,060 | | -0,008 | 0,067 |
| G8 | 0,066 | | -0,004 | 0,071 |
| G9 | 0,080 | | 0,002 | 0,078 |
| G10 | 0,079 | | 0,002 | 0,077 |
| G11 | 0,084 | | 0,005 | 0,080 |
| G12 | 0,067 | | -0,004 | 0,071 |

Como apresentado no item 2, o que de fato interessa não são os valores de tensões nos grupos de paredes e sim nos pontos instrumentados. Contudo, contrastando com o que ocorria no caso das paredes isoladas (quanto à uniformização das tensões nos pontos instrumentados que se encontravam na interseção de duas paredes) o procedimento ora em exame não cria necessidade de uniformização. É que os pontos instrumentados

pertencem ao mesmo grupo de paredes e, por isso as respectivas tensões já se encontram uniformizadas, conforme se explicou anteriormente. Desse modo pôde ser montada a Tabela 16, que apresenta os valores de tensão para cada ponto instrumentado na estrutura referindo-se a todas as etapas do carregamento.

Tabela 16 - Tensão nos pontos para a 1ª etapa de carregamento para o procedimento GPCI50.

| Pontos de Aquisição | | Carregamento 1 | Carregamento 2 | Carregamento 3 | Carregamento 4 |
|---------------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Pontos | Grupo | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) | Tensão (MPa) |
| 1 | G12 | 0,071 | 0,142 | 0,21 | 0,28 |
| 2 | G12 | 0,071 | 0,142 | 0,21 | 0,28 |
| 3 | G12 | 0,071 | 0,142 | 0,21 | 0,28 |
| 4 | G12 | 0,071 | 0,142 | 0,21 | 0,28 |
| 5 | G12 | 0,071 | 0,142 | 0,21 | 0,28 |
| 6 | G12 | 0,071 | 0,142 | 0,21 | 0,28 |
| 7 | G12 | 0,071 | 0,142 | 0,21 | 0,28 |
| 8 | G9 | 0,078 | 0,155 | 0,23 | 0,31 |
| 9 | G11 | 0,080 | 0,159 | 0,24 | 0,32 |
| 10 | G11 | 0,080 | 0,159 | 0,24 | 0,32 |
| 11 | G11 | 0,080 | 0,159 | 0,24 | 0,32 |
| 12 | G9 | 0,078 | 0,155 | 0,23 | 0,31 |
| 13 | G9 | 0,078 | 0,155 | 0,23 | 0,31 |
| 14 | G9 | 0,078 | 0,155 | 0,23 | 0,31 |
| 15 | G10 | 0,077 | 0,154 | 0,23 | 0,31 |
| 16 | G10 | 0,077 | 0,154 | 0,23 | 0,31 |
| 17 | G9 | 0,078 | 0,155 | 0,23 | 0,31 |
| 18 | G8 | 0,071 | 0,141 | 0,21 | 0,28 |
| 19 | G8 | 0,071 | 0,141 | 0,21 | 0,28 |
| 20 | G6 | 0,077 | 0,154 | 0,23 | 0,31 |
| 21 | G8 | 0,071 | 0,141 | 0,21 | 0,28 |
| 22 | G8 | 0,071 | 0,141 | 0,21 | 0,28 |
| 23 | G8 | 0,071 | 0,141 | 0,21 | 0,28 |
| 24 | G7 | 0,067 | 0,135 | 0,20 | 0,27 |
| 25 | G8 | 0,071 | 0,141 | 0,21 | 0,28 |
| 26 | G7 | 0,067 | 0,135 | 0,20 | 0,27 |
| 27 | G6 | 0,077 | 0,154 | 0,23 | 0,31 |
| 28 | G6 | 0,077 | 0,154 | 0,23 | 0,31 |
| 29 | G6 | 0,077 | 0,154 | 0,23 | 0,31 |
| 30 | G6 | 0,077 | 0,154 | 0,23 | 0,31 |

A Figura 23 apresenta as tensões obtidas em cada ponto instrumentado da parede, devidas a todas as etapas de carregamento. Facilmente se nota que, nesse procedimento dos grupos de paredes com interação de 50%, em comparação com o procedimento das paredes isoladas e grupos isolados de paredes, há elevado grau de uniformização das tensões nos pontos instrumentados da estrutura. Essa uniformização pode ser mais bem visualizada na Figura 24.

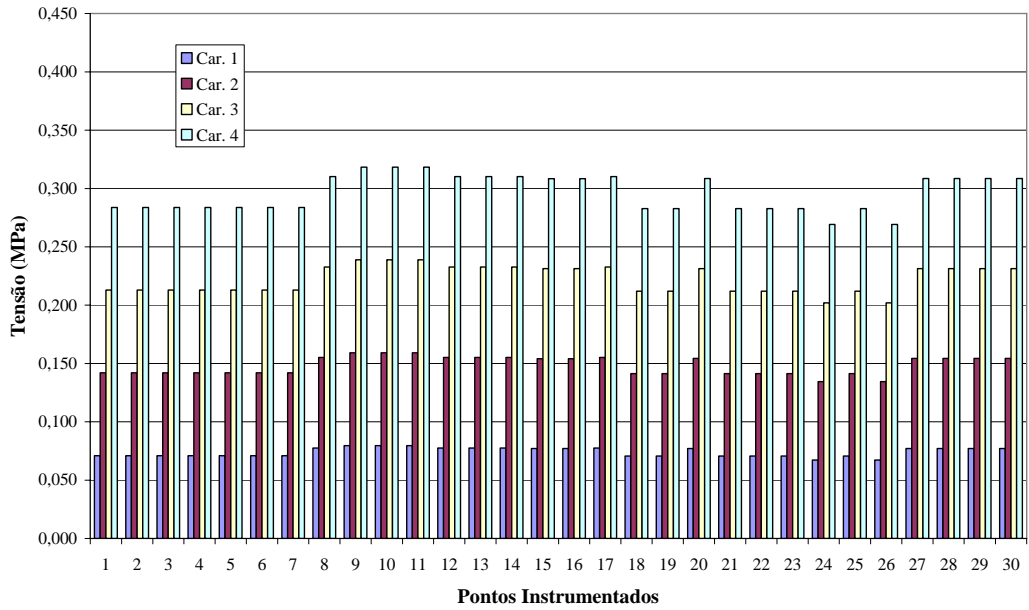


Figura 23 - Tensões obtidas nos pontos para o procedimento dos GPCI50.

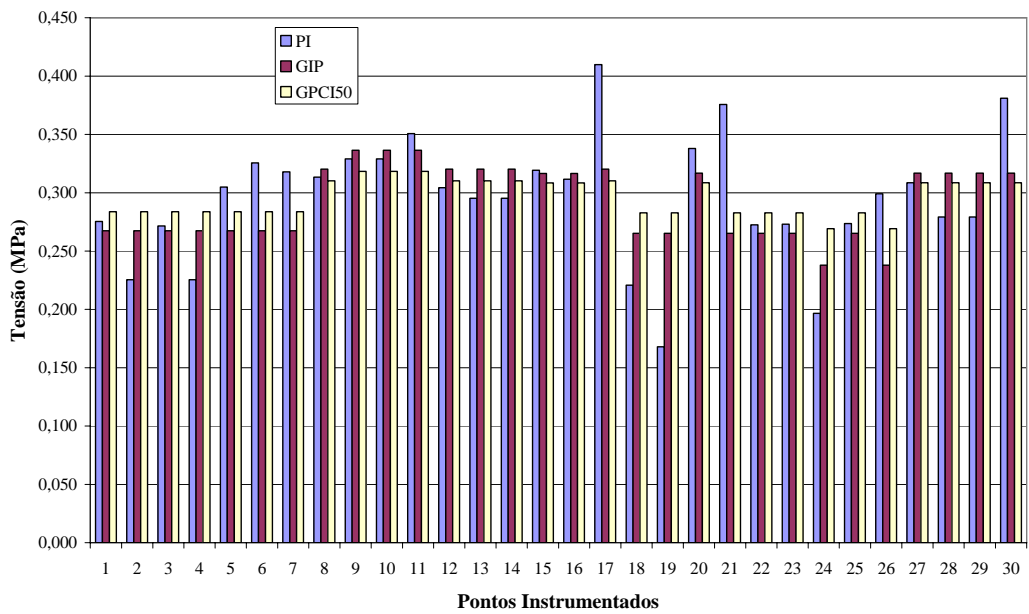


Figura 24 - Tensões nos pontos para o PI, GIP e GPCI50 com o quarto carregamento aplicado.

5. Procedimento do Grupo de Paredes com Interação Total (GPCIT)

Esse procedimento, de pouca aceitação no meio técnico-científico, limita-se a uniformização total do carregamento por todas as paredes portantes do edifício. Equivale a se determinar todo peso por pavimento da edificação e dividir pela projeção em área de parede que a sustenta, determinando-se assim a tensão nas paredes por pavimento elevado.

Para esse estudo vale adotar a tensão média determinada na Tabela 15 como aquela atuando em todos os pontos da estrutura, de forma que, para cada carregamento de interesse deste estudo, a tensão atuante será a tensão média multiplicada pelo número de pavimentos levados em consideração na análise.

A partir da Tabela 15, tem-se que a tensão média por pavimento equivale a $0,075 \text{ MPa}$ em cada ponto da análise, de modo que pode ser apresentada a Figura 25, a qual mostra todas as tensões obtidas para cada uma das hipóteses apresentadas para o quarto carregamento.

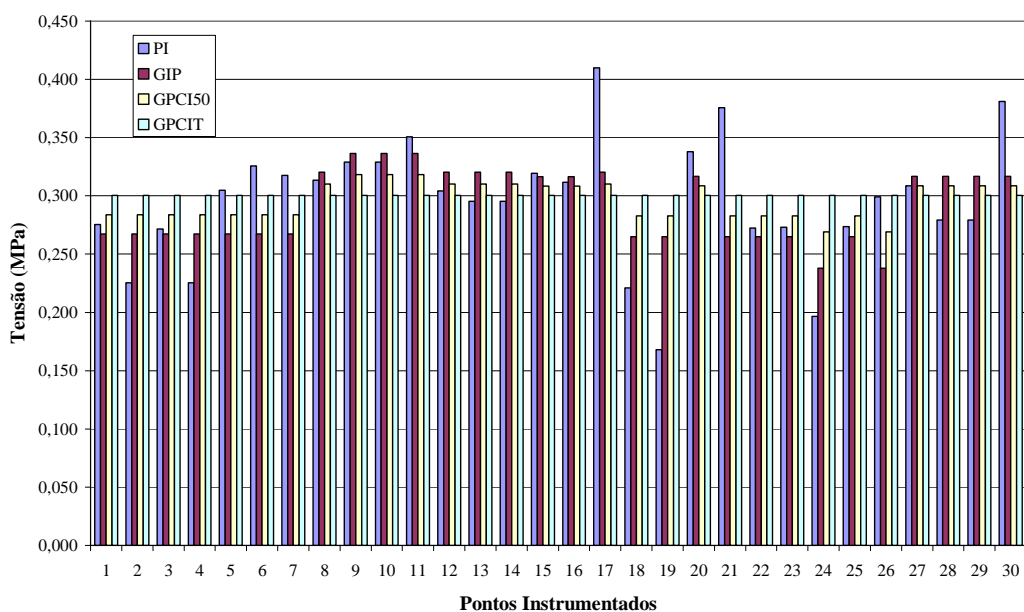


Figura 25 - Tensões nos pontos instrumentados para o PI, GIP, GPCI50 e GPCIT com carregamento 4.

6. Modelo dos Elementos Finitos

Segundo ASSAN (1999), o método dos elementos finitos (MEF) não está associado a pessoa ou grupo de pessoas da mesma época. Na década de trinta, do século vinte, McHenry e Hrennikoff substituíram um elemento estrutural contínuo (no caso, uma placa) por uma estrutura formada por barras, seguindo a geometria, as condições de vinculação e as cargas do modelo original. Mas a formulação do MEF se tornou conhecida, como é hoje, depois da publicação de Turner, Clough, Martin e Topp, em 1956.

Esse método prevê a divisão do domínio de integração (o contínuo) em um número finito de pequenas regiões denominadas *elementos finitos*. Assim o meio contínuo se transforma em meio discreto.

De acordo com SAVASSI (1996), há três classes de elementos, classificação feita segundo um critério que considera a relação entre as dimensões. Sendo elas: a dos elementos lineares, a dos elementos de superfície e elementos tridimensionais.

Os elementos lineares descrevem razoavelmente bem o comportamento das estruturas reticuladas, nas quais as barras têm uma dimensão se sobrepondo às demais, como no caso de pilares e vigas. Estes apresentam comprimento muito maior do que suas dimensões de seção transversal.

Os elementos de superfície podem, de maneira prática, se correlacionar com os elementos onde duas de suas dimensões prevalecem sobre uma terceira, como no caso das lajes e paredes estruturais de concreto armado. Nesse caso, tais elementos são considerados elementos no estado plano de tensão.

Os elementos SHELL no estado plano de tensão permitem deformações nas três direções. Contudo, por considerarem uma dimensão muito menor do que as outras duas, desconsideram as tensões criadas nessa direção, que, no caso desses elementos, é a sua espessura. As paredes de alvenaria estrutural podem, com boa aproximação, ser

consideradas elementos de superfície no estado plano de tensão para as cargas de serviço. Isso porque as tensões a que estará submetida ao longo de sua vida útil têm direção preferencial, a qual gera os maiores esforços internos. Considerando-se isotrópico o material “alvenaria”, pode-se visualizar com bastante aproximação o comportamento estrutural das paredes portantes, utilizando-se um valor para o Módulo de Deformação Longitudinal e um para o Poisson.

Escolheu-se modelar o edifício através do MEF dentro da plataforma SAP2000®, programa de análise estrutural baseado no método dos elementos finitos (MEF). Seu funcionamento assenta na concepção do modelo que numericamente define a geometria, as propriedades e os parâmetros de análise da estrutura. Posteriormente à concepção do modelo, realiza-se a análise e apresentam-se os resultados.

Os elementos estruturais reais são denominados *objetos* em modelo no SAP2000®. Utilizando-se a interface gráfica do usuário, desenha-se a geometria do objeto e se inserem suas características físicas e carregamentos, de forma a reproduzir completamente o referido objeto. No Anexo A, na página 173, encontram-se todas as definições sobre formato, eixos locais, inserção de cargas, entre outros, para os elementos de superfície utilizados pelo programa. Já no Anexo B, página 181, é apresentada passo a passo a modelagem do edifício dentro da plataforma SAP2000®.

Os resultados do modelo em elementos finitos foram obtidos como tensão. Levaram-se em conta tanto paredes submetidas à tensão proveniente do movimento da laje quanto paredes sem essa tensão. Isso foi feito com intuito de comparar esses valores com os obtidos experimentalmente, de modo a se mensurar o real efeito da pressuposta continuidade entre laje e paredes.

6.1. Resultados Obtidos para Carregamento 1

O modelo do carregamento 1 refere-se ao primeiro pavimento, solicitado somente com seu peso próprio, conforme é apresentado no Anexo B, na Figura 441 (página 194). A partir desse modelo apresentado pela figura, foi solicitada ao programa a execução dos cálculos. A Figura 26 apresenta as paredes 15 e 19, conforme mostra a Figura 19

(página 42), com a distribuição das tensões verticais de membrana apresentada na forma deformada da estrutura.

Para o ponto 1 a tensão de membrana encontrada foi de $-0,0866$ MPa. As tensões devidas aos elementos de casca nas duas faces são $-0,0862$ MPa e $-0,0870$ MPa, na face interna e externa respectivamente. A Tabela 17 apresenta os resultados obtidos em todos os pontos instrumentados para as tensões de compressão de membrana e para as tensões nos elementos de casca, as quais levam em consideração os efeitos de flexão na parede. Pode ser facilmente verificado, como era de se esperar, que as tensões devidas aos elementos de membrana são as médias das tensões nas faces de um dado ponto devidas aos elementos de casca. São ainda apresentadas na tabela as resultantes nos apoios do edifício.

Tabela 17 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados para o carregamento 1 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) | Força de apoio na Fundação (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | -0,0866 | -0,0862 | -0,0870 | -11,9 |
| 2 | -0,0703 | -0,0633 | -0,0773 | -11,4 |
| 3 | -0,0859 | -0,0853 | -0,0866 | -20,2 |
| 4 | -0,0862 | -0,0671 | -0,1053 | -16,1 |
| 5 | -0,1070 | -0,1012 | -0,1128 | -14,5 |
| 6 | -0,0528 | -0,0370 | -0,0686 | -8,9 |
| 7 | -0,1086 | -0,1161 | -0,1010 | -19,2 |
| 8 | -0,0621 | -0,0427 | -0,0816 | -10,8 |
| 9 | -0,1213 | -0,1188 | -0,1238 | -12,2 |
| 10 | -0,0915 | -0,0859 | -0,0971 | -15,1 |
| 11 | -0,0854 | -0,0828 | -0,0880 | -20,4 |
| 12 | -0,1109 | -0,1113 | -0,1104 | -15,9 |
| 13 | -0,0950 | -0,0897 | -0,1002 | -15,5 |
| 14 | -0,1085 | -0,0977 | -0,1193 | -8,1 |
| 15 | -0,1290 | -0,1330 | -0,1250 | -27,5 |
| 16 | -0,0769 | -0,0697 | -0,0841 | -18,9 |
| 17 | -0,0975 | -0,0918 | -0,1032 | -8,5 |
| 18 | -0,0591 | -0,0602 | -0,0580 | -14,4 |
| 19 | -0,0577 | -0,0577 | -0,0578 | -10,2 |
| 20 | -0,0860 | -0,0711 | -0,1009 | -10,1 |
| 21 | -0,1351 | -0,1271 | -0,1432 | -16,3 |
| 22 | -0,0880 | -0,0843 | -0,0917 | -14,9 |
| 23 | -0,0783 | -0,0773 | -0,0792 | -17,1 |
| 24 | -0,0733 | -0,0741 | -0,0726 | -10,5 |
| 25 | -0,0843 | -0,0781 | -0,0905 | -5,2 |
| 26 | -0,0612 | -0,0640 | -0,0584 | -6,1 |
| 27 | -0,0866 | -0,0865 | -0,0867 | -18,5 |
| 28 | -0,0821 | -0,0820 | -0,0822 | -11,0 |
| 29 | -0,0923 | -0,0922 | -0,0924 | -15,1 |
| 30 | -0,1098 | -0,1095 | -0,1100 | -13,9 |

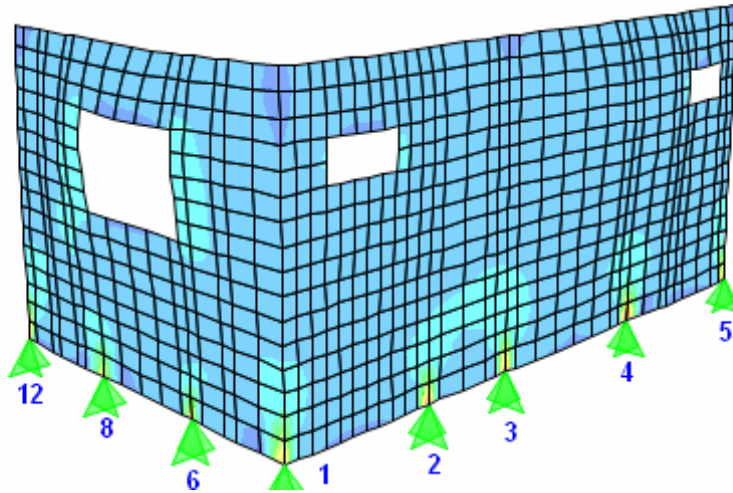


Figura 26 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 1 (SAP).

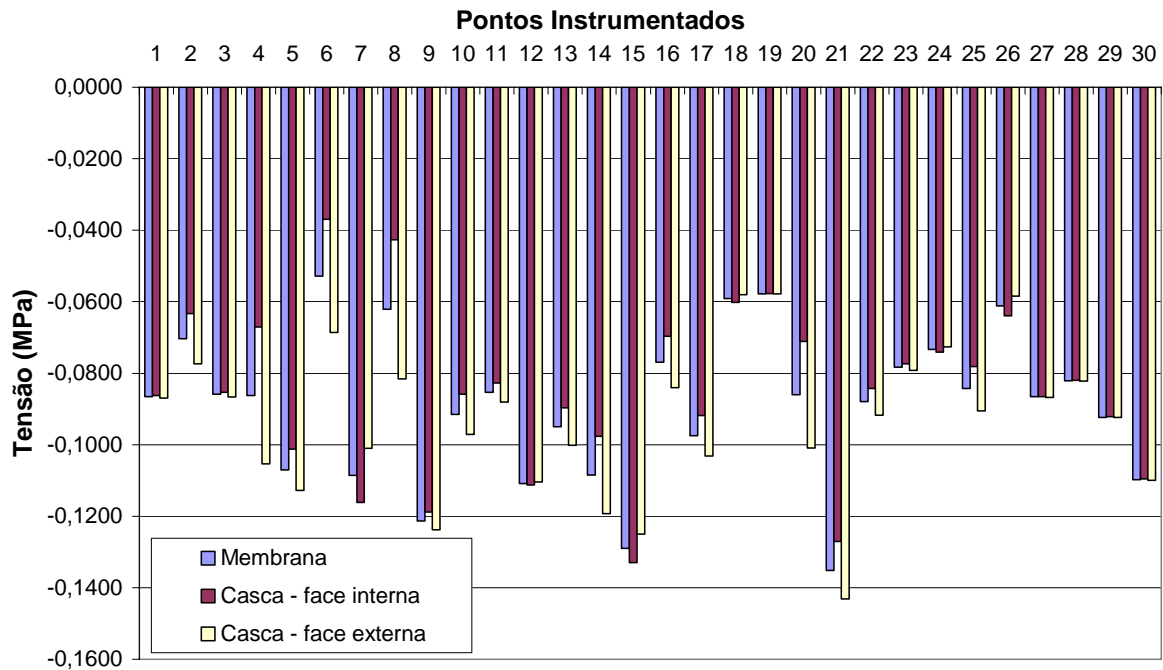


Figura 27 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 1 (SAP).

É possível perceber pela Tabela 17 e com fácil visualização na Figura 27 o seguinte. Não se localizam nos encontros de paredes os pontos com maiores diferenças entre as máximas tensões como efeito da flexão. Também não se situam nas junções de paredes as tensões sem efeito de flexão. É o caso dos pontos 4, 6 e 8, que, na Figura 26, se apresentam sob as seções que mais sofreram flexão.

Outra observação relevante é a diferença entre os resultados obtidos nos modelos de membrana e de casca nos pontos 27, 28, 29 e 30, as quais foram muito pequenas devido à quase simetria geométrica do edifício. A Figura 28 apresenta a distribuição de cargas nos apoios da estrutura.

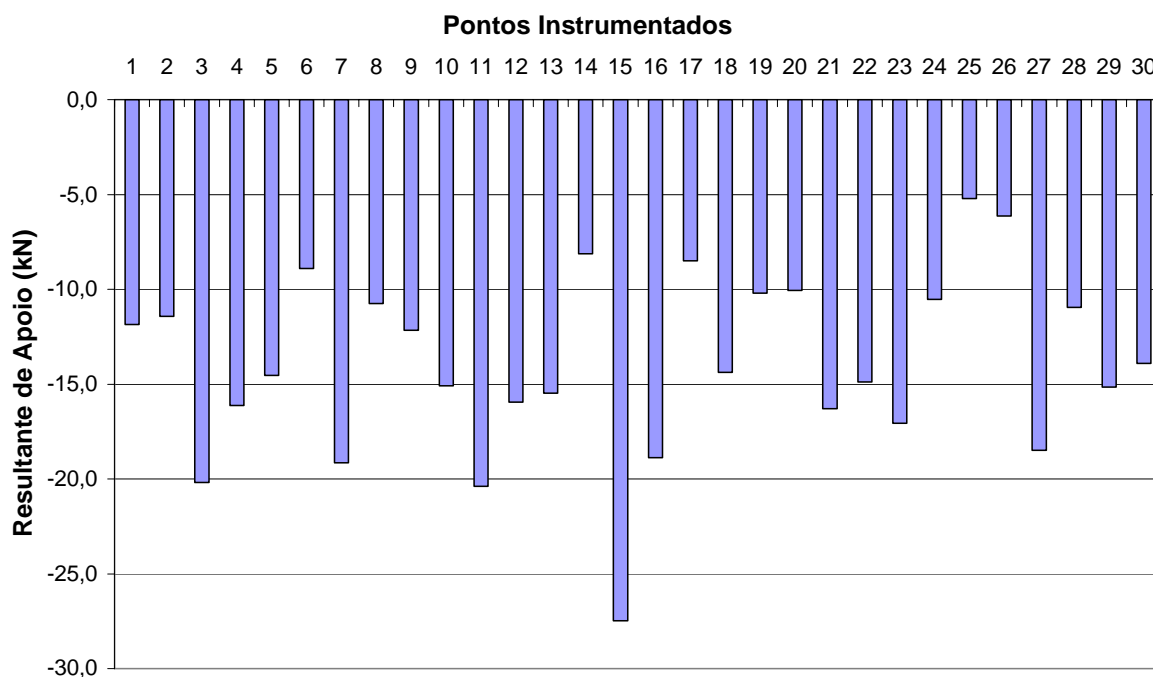


Figura 28 - Resultante nos apoios para o carregamento 1 (SAP).

6.2. Resultados Obtidos para Carregamento 2

O modelo do carregamento 2 refere-se ao primeiro e ao segundo pavimentos, solicitado somente com seu peso próprio, conforme apresentado no Anexo B, Figura 442 (página 195).

Nesse modelo foram colhidos os valores de tensão nos pontos definidos anteriormente e nos dois níveis instrumentados. O nível 1 refere-se à segunda fiada do térreo, ou seja, a cota 0,20 m; e o nível dois refere-se à segunda fiada do primeiro pavimento, ou seja, a cota 3,00 m. Esse procedimento permite comparar valores com os modelos simples de análise nos vários níveis, bem como compará-los todos com os resultados obtidos experimentalmente.

A Figura 29 apresenta as paredes 15 e 19, com a distribuição das tensões de membrana apresentada na forma deformada da estrutura. A Tabela 18 apresenta os resultados obtidos em todos os pontos instrumentados no nível 1. São ainda apresentadas nessa tabela as resultantes nos apoios do edifício.

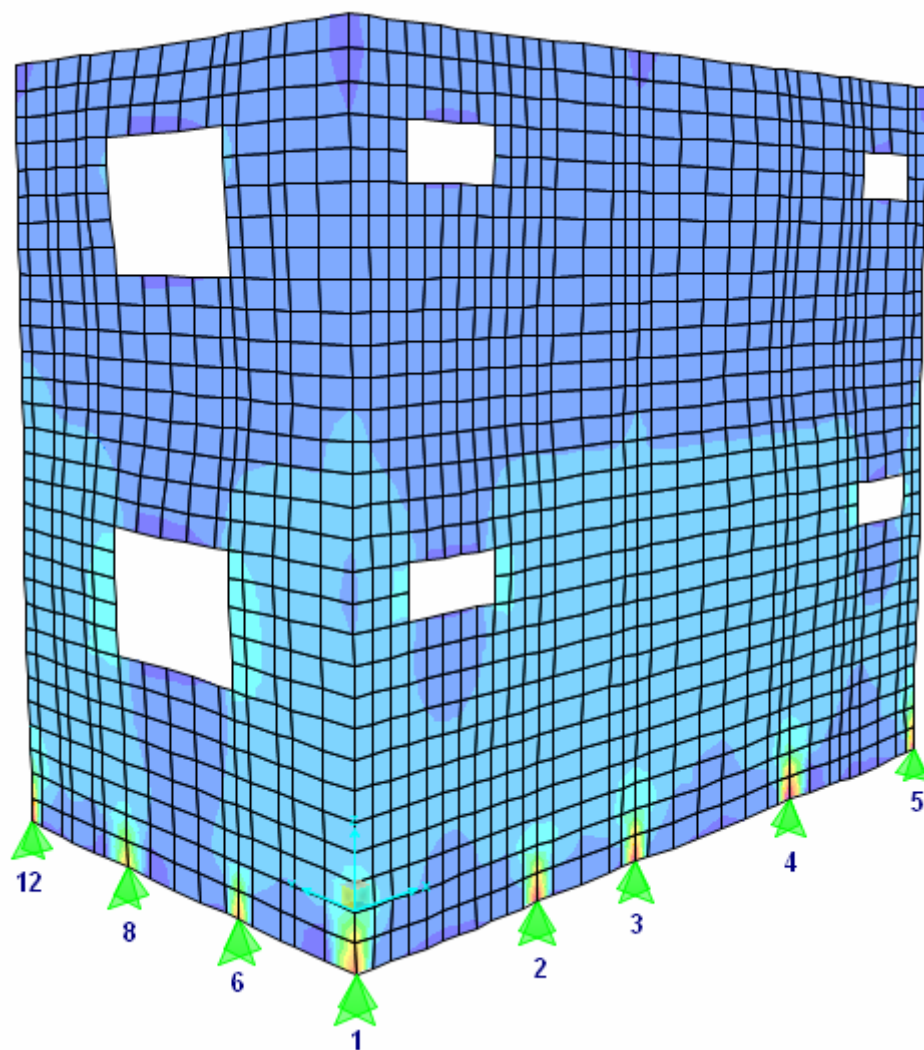


Figura 29 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 2 (SAP).

Tabela 18 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o carregamento 2 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) | Força de apoio na Fundação (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | -0,1920 | -0,1915 | -0,1924 | -25,4 |
| 2 | -0,1543 | -0,1634 | -0,1452 | -24,4 |
| 3 | -0,1812 | -0,1811 | -0,1813 | -41,2 |
| 4 | -0,1844 | -0,2016 | -0,1672 | -33,8 |
| 5 | -0,2253 | -0,2362 | -0,2144 | -29,7 |
| 6 | -0,1104 | -0,0948 | -0,1259 | -18,4 |
| 7 | -0,2021 | -0,2122 | -0,1919 | -35,3 |
| 8 | -0,1312 | -0,1125 | -0,1499 | -22,0 |
| 9 | -0,2442 | -0,2455 | -0,2430 | -23,3 |
| 10 | -0,1832 | -0,1797 | -0,1867 | -29,6 |
| 11 | -0,1722 | -0,1675 | -0,1769 | -39,8 |
| 12 | -0,2243 | -0,2271 | -0,2215 | -30,9 |
| 13 | -0,1821 | -0,1725 | -0,1918 | -29,4 |
| 14 | -0,2157 | -0,1989 | -0,2325 | -15,7 |
| 15 | -0,2506 | -0,2576 | -0,2435 | -52,4 |
| 16 | -0,1485 | -0,1485 | -0,1485 | -36,4 |
| 17 | -0,2002 | -0,1956 | -0,2047 | -17,5 |
| 18 | -0,1336 | -0,1343 | -0,1329 | -31,1 |
| 19 | -0,1402 | -0,1400 | -0,1404 | -23,7 |
| 20 | -0,1774 | -0,1633 | -0,1915 | -20,6 |
| 21 | -0,2456 | -0,2319 | -0,2593 | -30,0 |
| 22 | -0,1741 | -0,1692 | -0,1791 | -28,8 |
| 23 | -0,1669 | -0,1647 | -0,1692 | -35,5 |
| 24 | -0,1506 | -0,1511 | -0,1501 | -20,8 |
| 25 | -0,1868 | -0,1948 | -0,1788 | -11,3 |
| 26 | -0,1225 | -0,1268 | -0,1181 | -12,7 |
| 27 | -0,1762 | -0,1761 | -0,1762 | -36,5 |
| 28 | -0,1684 | -0,1684 | -0,1684 | -22,0 |
| 29 | -0,1848 | -0,1849 | -0,1848 | -30,0 |
| 30 | -0,2233 | -0,2239 | -0,2227 | -27,8 |

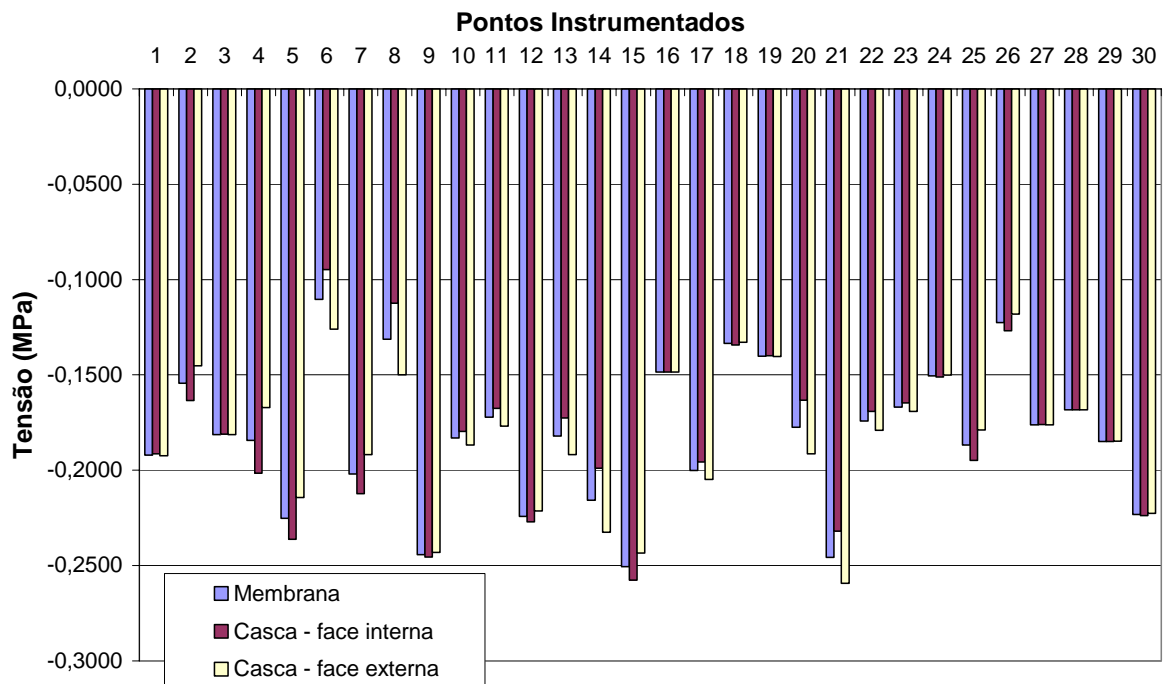


Figura 30 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 2 (SAP).

A Figura 30 apresenta os resultados de tensões nos pontos instrumentados, sendo possível avaliar as diferenças entre os resultados devidos aos elementos de membrana e os elementos de casca; e perceber que, conforme aumenta o peso próprio do edifício, mais diminuem as diferenças absolutas entre esses valores. No entanto, deve-se manter em mente que só estão sendo computadas as forças devidas ao peso próprio da estrutura; e que, se fossem introduzidos os esforços devidos às cargas acidentais nas lajes, a tendência seria de diferenças maiores.

A Figura 31 apresenta as reações de apoio para os dois carregamentos impostos. Vale notar que, no ponto 15 (mais solicitado), o aumento de carga foi de *1,91* vezes o valor obtido no carregamento 1; e, para o ponto 25 (menos solicitado), o aumento foi de *2,16* vezes, mostrando leve redistribuição de cargas nas fundações para esse carregamento.

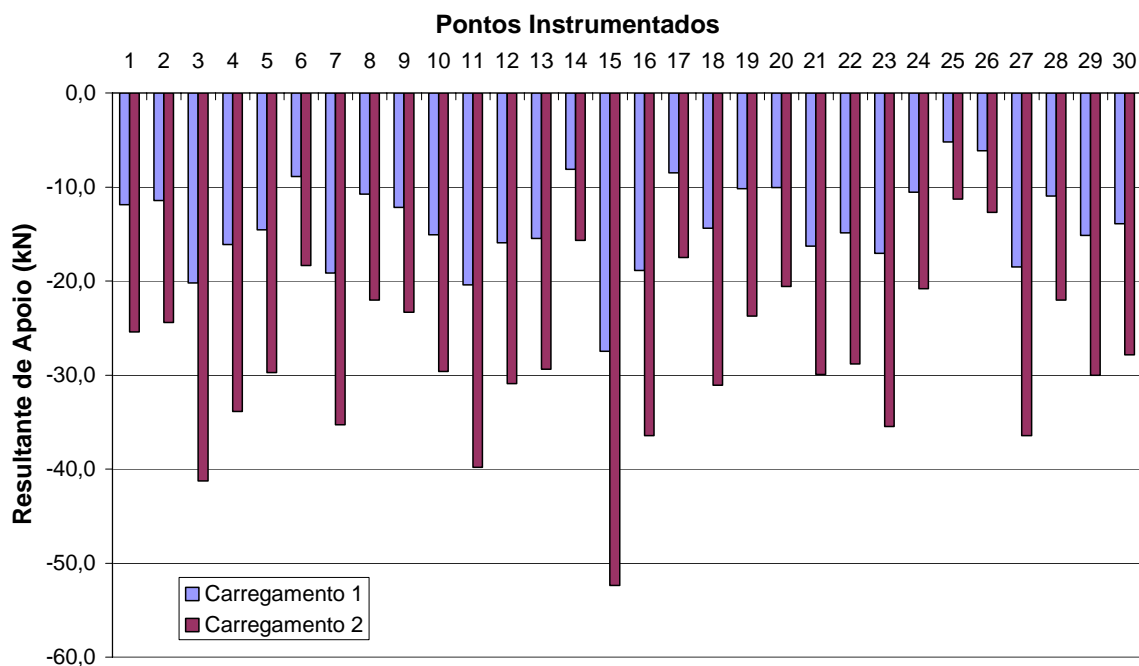


Figura 31 - Resultante nos apoios devido aos dois carregamentos (SAP).

Além dos resultados apresentados anteriormente, os quais se referem à segunda fiada do térreo, foram obtidos os valores de tensão para o nível 2 de leituras, referente à segunda fiada do primeiro pavimento acima do térreo. Esses dados são apresentados na Tabela 19, que registra tensões de tração em alguns pontos, quando se leva em conta o efeito de flexão (elementos de casca).

Tabela 19 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o carregamento 2 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,1016 | -0,1053 | -0,0978 |
| 2 | -0,0632 | -0,0027 | -0,1237 |
| 3 | -0,0832 | -0,0828 | -0,0836 |
| 4 | -0,0609 | 0,0332 | -0,1551 |
| 5 | -0,0885 | -0,0894 | -0,0876 |
| 6 | -0,0390 | -0,1248 | 0,0469 |
| 7 | -0,0587 | -0,0470 | -0,0704 |
| 8 | -0,0414 | -0,1316 | 0,0489 |
| 9 | -0,0786 | -0,0889 | -0,0684 |
| 10 | -0,0744 | -0,1134 | -0,0354 |
| 11 | -0,0743 | -0,0695 | -0,0791 |
| 12 | -0,1101 | -0,1048 | -0,1154 |
| 13 | -0,0721 | -0,0695 | -0,0747 |
| 14 | -0,0665 | -0,0484 | -0,0846 |
| 15 | -0,0772 | -0,0764 | -0,0781 |
| 16 | -0,0364 | -0,0393 | -0,0334 |
| 17 | -0,0520 | -0,0874 | -0,0165 |
| 18 | -0,0379 | -0,0413 | -0,0346 |
| 19 | -0,0615 | -0,0623 | -0,0607 |
| 20 | -0,0679 | -0,1428 | 0,0070 |
| 21 | -0,0622 | -0,0597 | -0,0647 |
| 22 | -0,0635 | -0,0775 | -0,0494 |
| 23 | -0,0841 | -0,0836 | -0,0846 |
| 24 | -0,0560 | -0,0557 | -0,0563 |
| 25 | -0,0251 | 0,0036 | -0,0538 |
| 26 | -0,0345 | -0,0212 | -0,0477 |
| 27 | -0,0989 | -0,0989 | -0,0988 |
| 28 | -0,0678 | -0,0680 | -0,0677 |
| 29 | -0,0678 | -0,0678 | -0,0679 |
| 30 | -0,0713 | -0,0705 | -0,0721 |

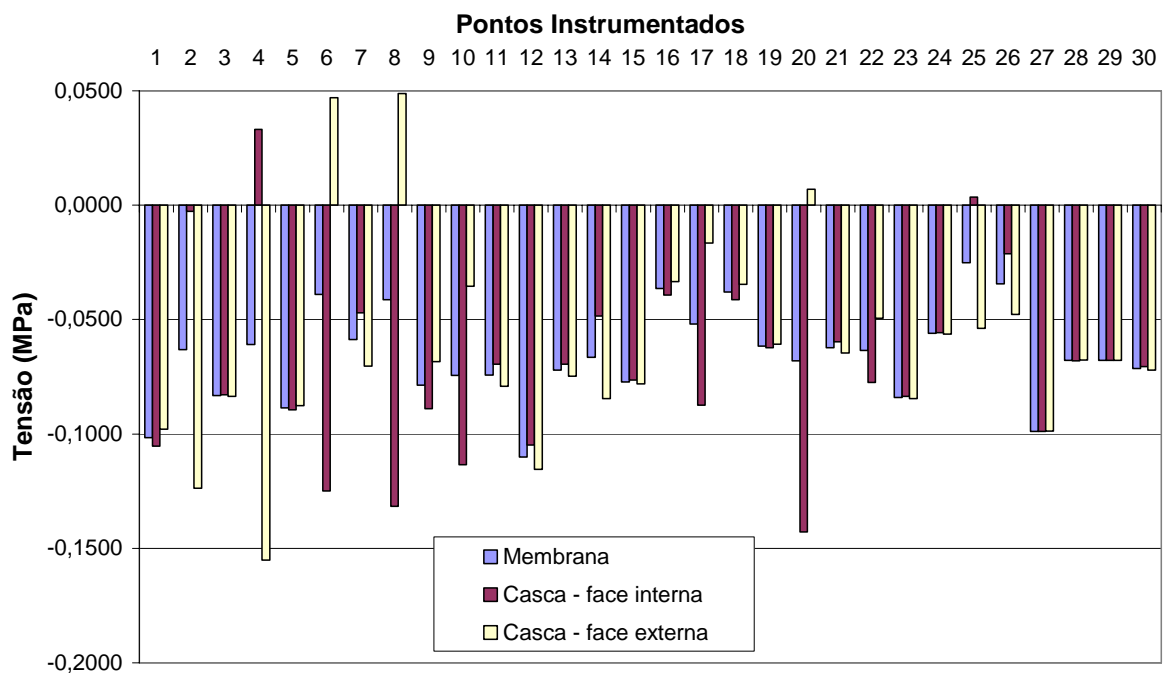


Figura 32 - Resultados de tensões no segundo nível para o carregamento 2 (SAP).

Conforme pode ser visto na Figura 32, os pontos fora dos encontros de parede sofreram influência de flexão da laje, conforme era de se esperar. Nos encontros de paredes o enrijecimento das paredes à flexão, impede a rotação da laje de forma tão acentuada quanto nos pontos fora desses encontros. Os pontos 1, 3, 5, 11, 12, 15, 16, 18, 21, 23, 27 e 30 localizam-se nesses encontros e, portanto não sofrem tanto o efeito da flexão, pelo menos segundo o modelo numérico.

Os pontos 2, 4, 6, 8 e 20 encontram-se no contorno da estrutura afastados das interseções de paredes, de modo que são muito solicitados pelo esforço de flexão. Já o ponto 17, pertencente ao grupo de pontos com essas características, sofre também a influência da flexão, mas de forma amenizada, devido a uma laje em balanço apoiada em sua parede.

Os pontos 7, 9, 10, 13, 14, 22, 25, 28 e 29 situam-se fora das interseções de paredes, porém com lajes apoiadas nos dois lados de suas paredes, amenizando assim o efeito da flexão. Nos pontos 28 e 29, onde existe simetria de carregamento e quase simetria geométrica no edifício, a flexão se manifestou de modo tênue.

O ponto 19 sofreu pouca influência da flexão durante a construção do edifício, porque a escada, deixada para ser construída mais tarde, não contribuiu para a flexão. O ponto 24 situa-se em encontro de paredes com laje interna sobre pequeno vão, o que lhe solicita muito pouco para a flexão. Por fim, o ponto 26, situado num encontro de paredes, sofre o efeito da flexão devido ao pouco enrijecimento dado pela pequena dimensão de uma das paredes.

Na Figura 32 fica claro que o ponto 4 é o ponto mais sobrecarregado da estrutura, devido à flexão nessa etapa da construção.

6.3. Resultados Obtidos para Carregamento 3

O modelo do carregamento 3 refere-se ao primeiro, ao segundo e ao terceiro pavimentos, solicitado somente com seu peso próprio, conforme apresentado no Anexo B, Figura 443 (página 195).

Nesse modelo foram recolhidos os valores de tensão nos três níveis instrumentados, sendo que o nível três refere-se à segunda fiada do segundo pavimento, ou seja, a cota 5,80 m. Esse procedimento permite comparar os valores com os modelos simples de análise nesses vários níveis, bem como compará-los com os resultados obtidos experimentalmente. A Figura 33 apresenta as paredes 15 e 19 com a distribuição das tensões de membrana apresentada na forma deformada da estrutura.

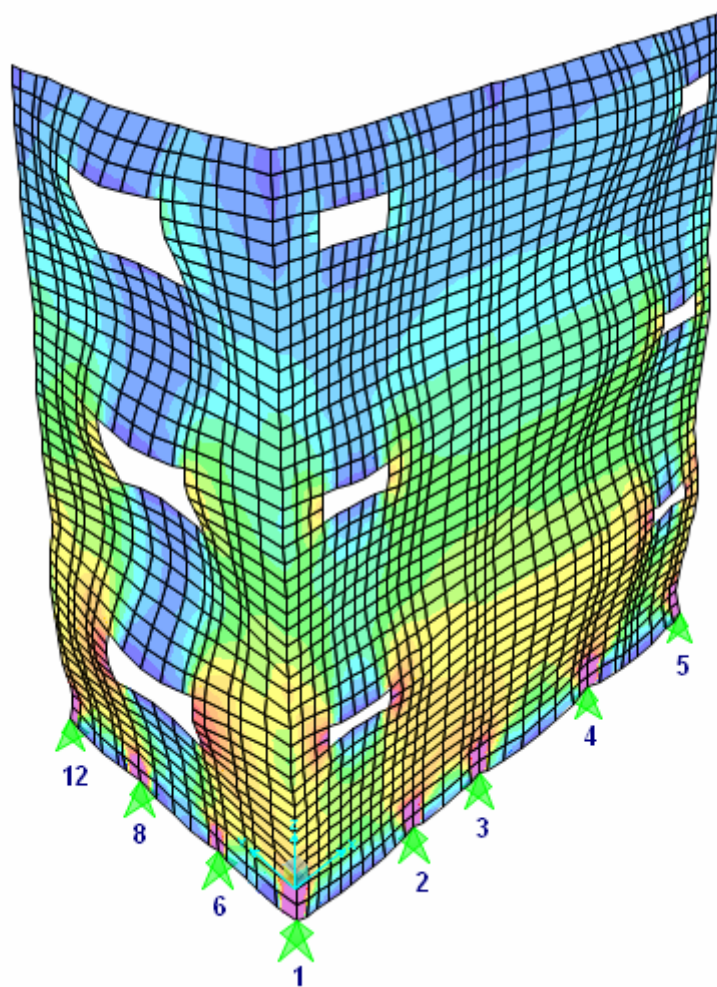


Figura 33 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 3 (SAP).

A Tabela 20 apresenta os resultados obtidos em todos os pontos instrumentados no nível 1, onde são apresentadas as resultantes nos apoios do edifício.

Tabela 20 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o carregamento 3 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) | Força de apoio na Fundação (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | -0,2985 | -0,2994 | -0,2976 | -39,1 |
| 2 | -0,2390 | -0,2267 | -0,2513 | -37,5 |
| 3 | -0,2772 | -0,2780 | -0,2764 | -62,5 |
| 4 | -0,2859 | -0,2653 | -0,3064 | -52,1 |
| 5 | -0,3472 | -0,3309 | -0,3635 | -45,3 |
| 6 | -0,1688 | -0,1882 | -0,1494 | -27,8 |
| 7 | -0,2988 | -0,2850 | -0,3126 | -51,9 |
| 8 | -0,1965 | -0,2194 | -0,1736 | -32,8 |
| 9 | -0,3612 | -0,3576 | -0,3648 | -34,2 |
| 10 | -0,2709 | -0,2739 | -0,2680 | -43,5 |
| 11 | -0,2550 | -0,2619 | -0,2482 | -58,4 |
| 12 | -0,3353 | -0,3310 | -0,3397 | -45,7 |
| 13 | -0,2684 | -0,2823 | -0,2545 | -43,2 |
| 14 | -0,3218 | -0,3455 | -0,2981 | -23,3 |
| 15 | -0,3699 | -0,3599 | -0,3800 | -77,8 |
| 16 | -0,2190 | -0,2194 | -0,2187 | -53,7 |
| 17 | -0,2986 | -0,3026 | -0,2945 | -26,1 |
| 18 | -0,2120 | -0,2110 | -0,2129 | -48,5 |
| 19 | -0,2281 | -0,2284 | -0,2279 | -38,0 |
| 20 | -0,2677 | -0,2834 | -0,2520 | -30,9 |
| 21 | -0,3584 | -0,3782 | -0,3386 | -43,8 |
| 22 | -0,2602 | -0,2667 | -0,2538 | -42,7 |
| 23 | -0,2568 | -0,2605 | -0,2532 | -54,2 |
| 24 | -0,2283 | -0,2282 | -0,2284 | -31,3 |
| 25 | -0,2926 | -0,2826 | -0,3026 | -17,6 |
| 26 | -0,1889 | -0,1831 | -0,1947 | -19,6 |
| 27 | -0,2646 | -0,2646 | -0,2645 | -54,3 |
| 28 | -0,2532 | -0,2532 | -0,2533 | -32,9 |
| 29 | -0,2770 | -0,2768 | -0,2773 | -44,8 |
| 30 | -0,3357 | -0,3341 | -0,3372 | -41,6 |

A Figura 34 apresenta os resultados de tensões nos pontos instrumentados. É possível avaliar as diferenças entre modelos com e sem flexão e confirmar a constatação feita anteriormente no item 6.2, a saber: conforme aumenta o peso próprio do edifício, mais diminuem as diferenças relativas entre esses valores nos pavimentos mais carregados.

A Figura 35 apresenta as reações de apoio para os três carregamentos impostos. Importa notar que, para o ponto 15 (mais solicitado), o aumento de carga no carregamento 3, em relação ao carregamento 1, foi de 2,83 vezes; e para o ponto 25 (menos solicitado), o aumento foi de 3,36 vezes, mostrando, mais uma vez, leve redistribuição de cargas nas fundações.

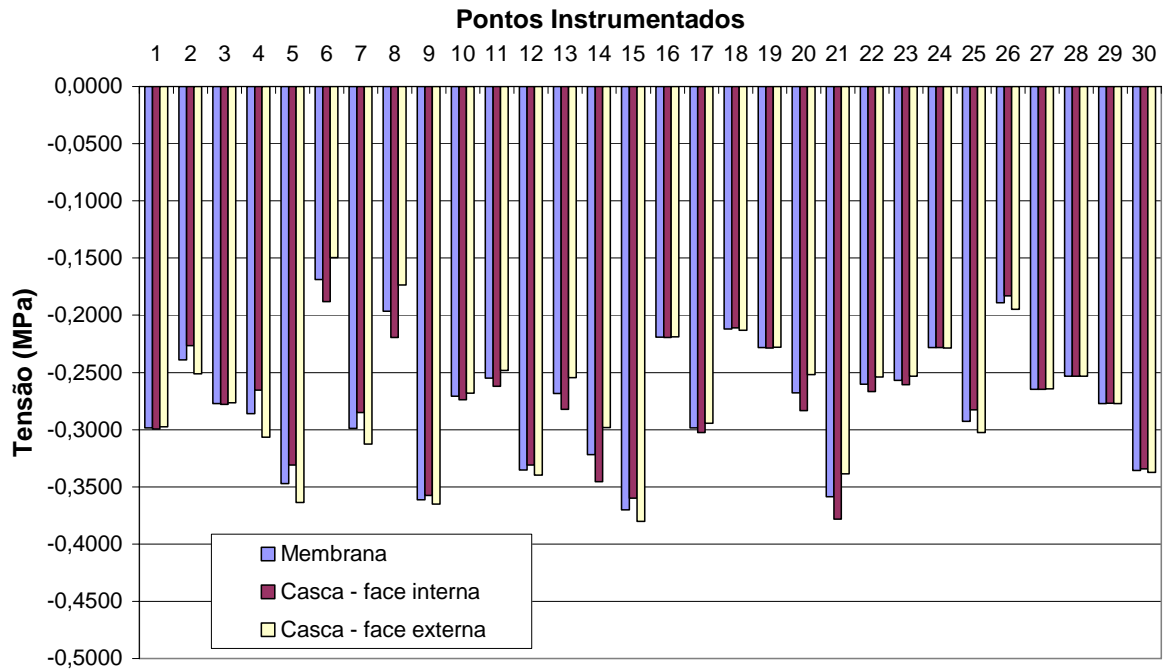


Figura 34 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 3 (SAP).

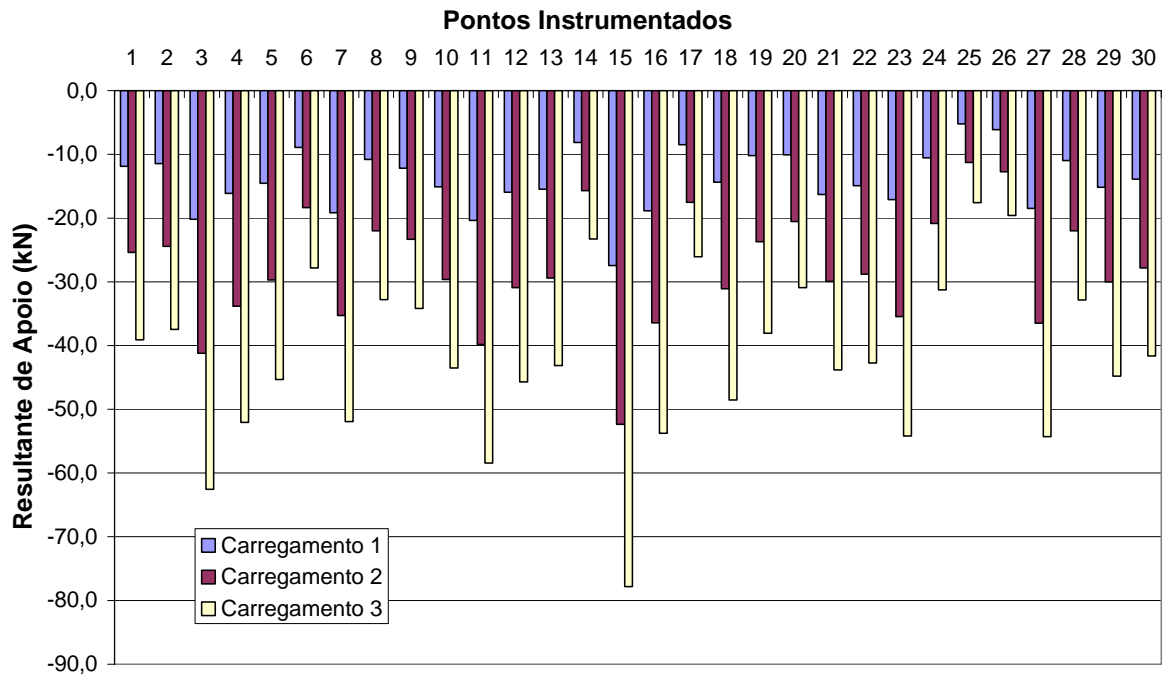


Figura 35 - Resultante nos apoios devido aos três carregamentos (SAP).

Os dados para o nível 2 no Carregamento 3 são apresentados na Tabela 21. Com o carregamento de mais um nível, pode-se verificar que nos pontos onde apareciam

tensões de tração, esse tipo de esforço não foi mais encontrado, mesmo com todo efeito de flexão.

Tabela 21 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o carregamento 3 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,1898 | -0,1956 | -0,1839 |
| 2 | -0,1341 | -0,0720 | -0,1963 |
| 3 | -0,1588 | -0,1606 | -0,1569 |
| 4 | -0,1318 | -0,0429 | -0,2208 |
| 5 | -0,1668 | -0,1677 | -0,1659 |
| 6 | -0,0861 | -0,1693 | -0,0028 |
| 7 | -0,1241 | -0,1134 | -0,1348 |
| 8 | -0,0905 | -0,1768 | -0,0042 |
| 9 | -0,1702 | -0,1792 | -0,1613 |
| 10 | -0,1479 | -0,1845 | -0,1113 |
| 11 | -0,1360 | -0,1298 | -0,1421 |
| 12 | -0,1973 | -0,1888 | -0,2057 |
| 13 | -0,1434 | -0,1391 | -0,1477 |
| 14 | -0,1658 | -0,1449 | -0,1866 |
| 15 | -0,1479 | -0,1468 | -0,1489 |
| 16 | -0,0691 | -0,0727 | -0,0655 |
| 17 | -0,1291 | -0,1628 | -0,0954 |
| 18 | -0,0983 | -0,1032 | -0,0933 |
| 19 | -0,1367 | -0,1380 | -0,1355 |
| 20 | -0,1482 | -0,2213 | -0,0752 |
| 21 | -0,1319 | -0,1258 | -0,1381 |
| 22 | -0,1321 | -0,1456 | -0,1186 |
| 23 | -0,1599 | -0,1595 | -0,1603 |
| 24 | -0,1133 | -0,1142 | -0,1125 |
| 25 | -0,1097 | -0,0764 | -0,1430 |
| 26 | -0,0874 | -0,0713 | -0,1035 |
| 27 | -0,1779 | -0,1779 | -0,1778 |
| 28 | -0,1431 | -0,1431 | -0,1432 |
| 29 | -0,1419 | -0,1412 | -0,1426 |
| 30 | -0,1571 | -0,1543 | -0,1600 |

A Figura 36 apresenta os valores de tensão dos pontos instrumentados. Em todos os pontos onde apareciam esforços de tração no carregamento 2 e que agora não aparecem no carregamento 3, os valores de tensão, levando-se em consideração o efeito da flexão, são bastante pronunciados diante dos valores constantes do modelo que não leva em conta esse efeito. Desse modo, fica evidenciado que a flexão na parede não deixou de ocorrer e, sim, houve pré-compressão dessa parede pelo peso do pavimento acima dela.

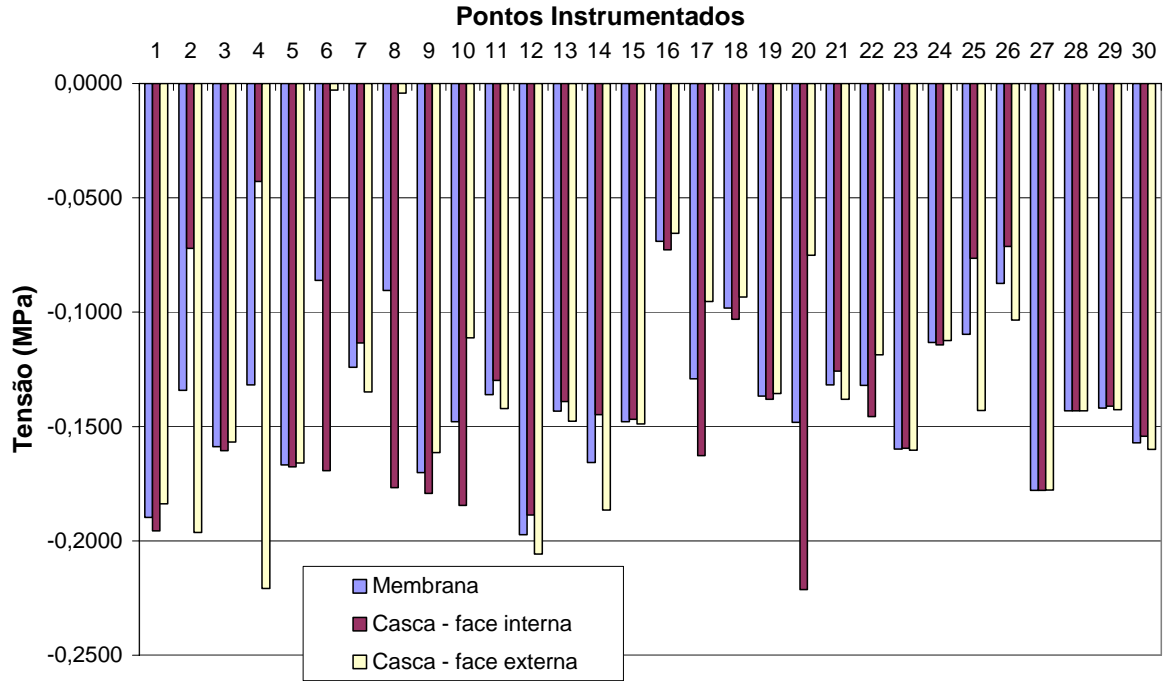


Figura 36 - Resultados de tensões no segundo nível para o carregamento 3 (SAP).

Tabela 22 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o carregamento 3 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,1013 | -0,1050 | -0,0976 |
| 2 | -0,0640 | -0,0043 | -0,1237 |
| 3 | -0,0840 | -0,0834 | -0,0847 |
| 4 | -0,0630 | 0,0283 | -0,1542 |
| 5 | -0,0927 | -0,0932 | -0,0922 |
| 6 | -0,0392 | -0,1211 | 0,0428 |
| 7 | -0,0592 | -0,0484 | -0,0700 |
| 8 | -0,0416 | -0,1273 | 0,0442 |
| 9 | -0,0856 | -0,0977 | -0,0735 |
| 10 | -0,0693 | -0,1079 | -0,0306 |
| 11 | -0,0704 | -0,0659 | -0,0749 |
| 12 | -0,1078 | -0,1026 | -0,1130 |
| 13 | -0,0688 | -0,0662 | -0,0714 |
| 14 | -0,0656 | -0,0452 | -0,0860 |
| 15 | -0,0777 | -0,0766 | -0,0788 |
| 16 | -0,0383 | -0,0418 | -0,0348 |
| 17 | -0,0586 | -0,0936 | -0,0236 |
| 18 | -0,0393 | -0,0427 | -0,0359 |
| 19 | -0,0665 | -0,0670 | -0,0660 |
| 20 | -0,0687 | -0,1418 | 0,0045 |
| 21 | -0,0643 | -0,0626 | -0,0659 |
| 22 | -0,0621 | -0,0737 | -0,0506 |
| 23 | -0,0843 | -0,0837 | -0,0849 |
| 24 | -0,0595 | -0,0586 | -0,0604 |
| 25 | -0,0243 | 0,0104 | -0,0590 |
| 26 | -0,0277 | -0,0103 | -0,0452 |
| 27 | -0,0975 | -0,0976 | -0,0975 |
| 28 | -0,0663 | -0,0661 | -0,0664 |
| 29 | -0,0664 | -0,0653 | -0,0675 |
| 30 | -0,0736 | -0,0698 | -0,0774 |

Os dados para o nível 3 são apresentados na Tabela 22. Notam-se os pontos onde mais uma vez aparecem tensões de tração. São os mesmos pontos 4, 6, 8, 20 e 25, do carregamento 2 no nível 2. Isso vem a reafirmar que tais pontos, por estarem longe das paredes que se interceptam, sofrem grande influência dos esforços de flexão e, quando não apresentam tensões de pré-compressão, podem apresentar fissuras de tração na argamassa. A Figura 37 apresenta os valores de tensão.

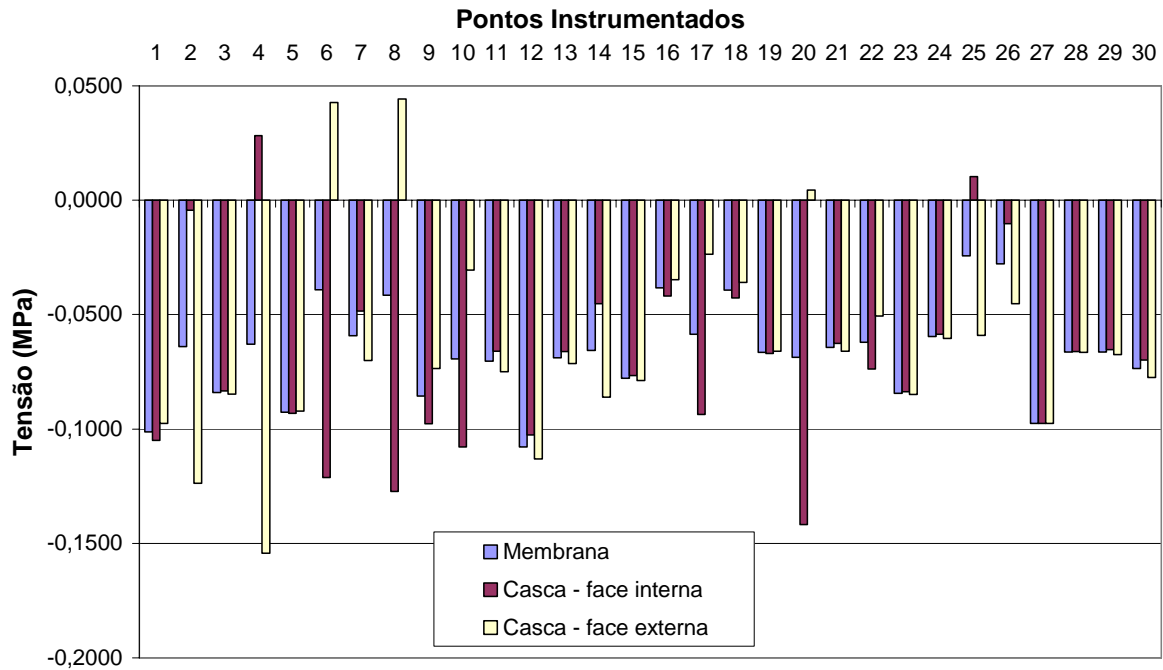


Figura 37 - Resultados de tensões no terceiro nível para o carregamento 3 (SAP).

6.4. Resultados Obtidos para Carregamento 4

O modelo do carregamento 4 refere-se ao primeiro, ao segundo, ao terceiro e ao quarto pavimentos, solicitado somente com seu peso próprio, conforme apresentado no Anexo B, Figura 444 (página 196), ou seja, o edifício completo. Apenas para fazer constar deste texto, informa-se que o cálculo executado para esse modelo demandou quinze horas e quarenta minutos num computador pessoal com processador Intel® Pentium® 4 de 1,6 GHz e 512 MB de memória RAM, e os arquivos gerados após o cálculo tiveram tamanho total de 11,7 GB.

Nesse modelo foram obtidos os valores de tensão nos quatro níveis instrumentados. O nível quatro refere-se à segunda fiada do terceiro pavimento, ou seja, a cota 8,60 m. A Figura 38 exibe as paredes 15 e 19 com a distribuição das tensões verticais de membrana. A Tabela 23 apresenta os resultados alcançados em todos os pontos instrumentados no nível 1. Nela também são incluídas as resultantes nos apoios do edifício.

A Figura 39 mostra os resultados de tensões nos pontos instrumentados. Confirma ainda, mais uma vez, a constatação feita anteriormente no item 6.2, isto é, que, conforme aumenta o peso próprio do edifício, mais diminuem as diferenças relativas entre esses valores nos pavimentos mais carregados.

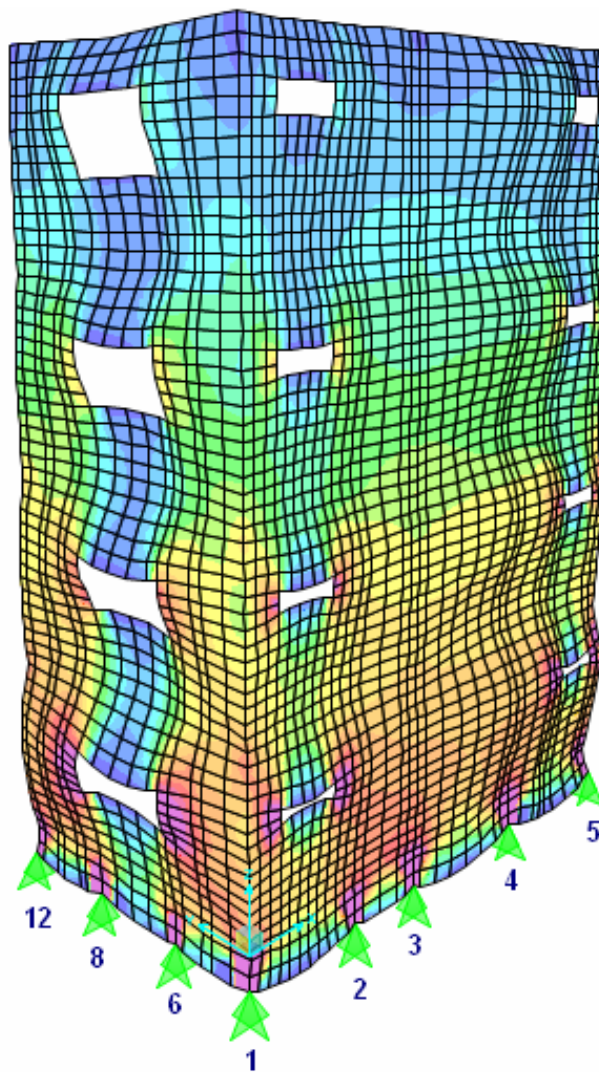


Figura 38 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o carregamento 4 (SAP).

Tabela 23 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o carregamento 4 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) | Força de apoio na Fundação (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | -0,4025 | -0,4039 | -0,4011 | -52,5 |
| 2 | -0,3230 | -0,3074 | -0,3385 | -50,4 |
| 3 | -0,3737 | -0,3752 | -0,3722 | -84,0 |
| 4 | -0,3890 | -0,3655 | -0,4125 | -70,6 |
| 5 | -0,4723 | -0,4505 | -0,4941 | -61,3 |
| 6 | -0,2256 | -0,2485 | -0,2027 | -37,0 |
| 7 | -0,3975 | -0,3799 | -0,4150 | -68,9 |
| 8 | -0,2598 | -0,2865 | -0,2330 | -43,2 |
| 9 | -0,4797 | -0,4735 | -0,4859 | -45,3 |
| 10 | -0,3599 | -0,3622 | -0,3575 | -57,6 |
| 11 | -0,3392 | -0,3484 | -0,3300 | -77,4 |
| 12 | -0,4438 | -0,4380 | -0,4497 | -60,2 |
| 13 | -0,3533 | -0,3716 | -0,3350 | -56,7 |
| 14 | -0,4251 | -0,4564 | -0,3939 | -30,8 |
| 15 | -0,4932 | -0,4800 | -0,5064 | -103,6 |
| 16 | -0,2916 | -0,2924 | -0,2908 | -71,5 |
| 17 | -0,3946 | -0,3985 | -0,3908 | -34,4 |
| 18 | -0,2949 | -0,2938 | -0,2960 | -67,0 |
| 19 | -0,3211 | -0,3214 | -0,3207 | -53,2 |
| 20 | -0,3567 | -0,3741 | -0,3393 | -41,1 |
| 21 | -0,4786 | -0,5048 | -0,4522 | -58,6 |
| 22 | -0,3518 | -0,3602 | -0,3434 | -57,6 |
| 23 | -0,3522 | -0,3574 | -0,3471 | -74,0 |
| 24 | -0,3374 | -0,3378 | -0,3370 | -46,0 |
| 25 | -0,4063 | -0,3946 | -0,4179 | -24,2 |
| 26 | -0,2830 | -0,2751 | -0,2910 | -29,3 |
| 27 | -0,3524 | -0,3524 | -0,3524 | -72,1 |
| 28 | -0,3374 | -0,3374 | -0,3375 | -43,7 |
| 29 | -0,3691 | -0,3688 | -0,3694 | -59,5 |
| 30 | -0,4479 | -0,4461 | -0,4497 | -55,4 |

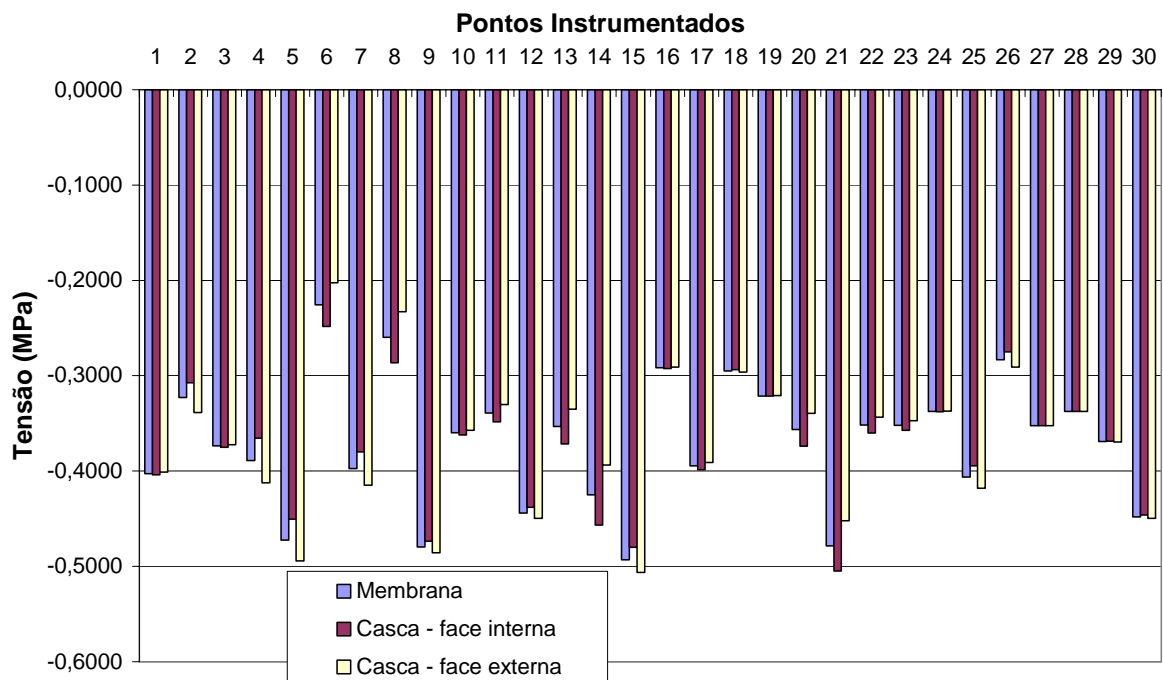


Figura 39 - Resultados de tensões no primeiro nível para o carregamento 4 (SAP).

A Figura 40 apresenta as reações de apoio para os quatro carregamentos impostos. No ponto 15 (mais solicitado), o aumento de carga no carregamento 4, em relação ao carregamento 1, foi de 3,77 vezes; e no ponto 25 (menos solicitado), o aumento foi de 4,65 vezes. Revele-se mais uma vez, a redistribuição de cargas nas fundações.

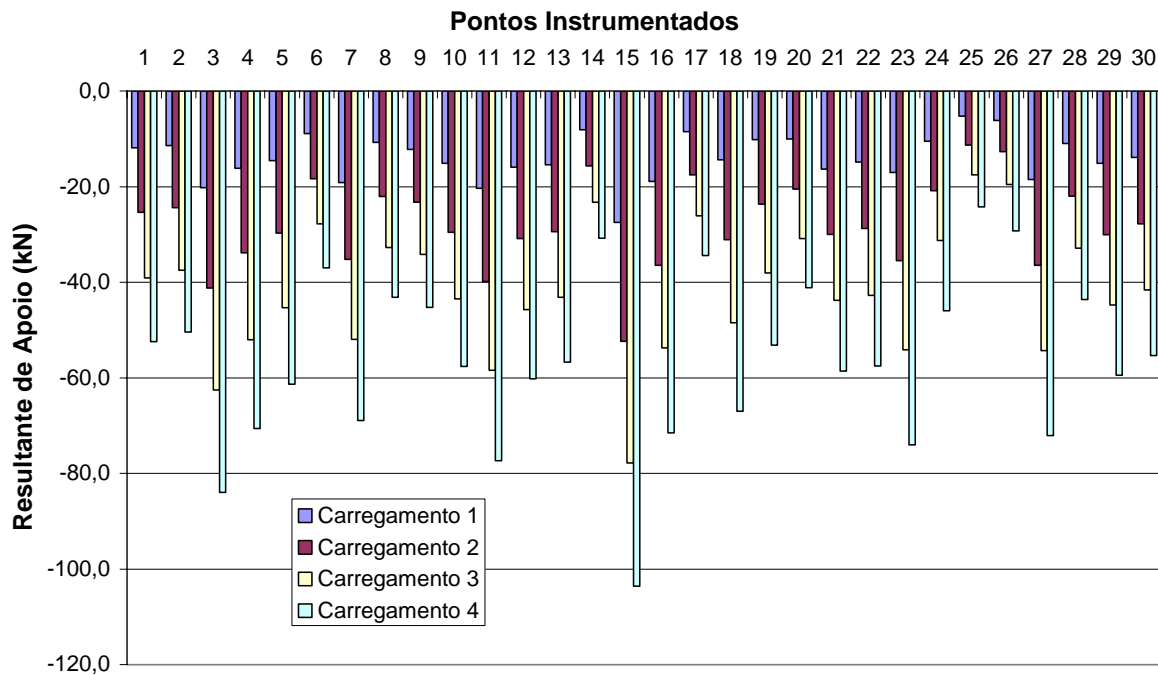


Figura 40 - Resultante nos apoios devido aos quatro carregamentos (SAP).

Os dados para o nível 2 são apresentados na Tabela 24, a qual destaca células que já apresentaram pontos solicitados à tração. A Figura 41, expõe valores de tensão relativos aos pontos instrumentados. É importante notar, nessa figura, que os pontos instrumentados mais solicitados da estrutura, quando com elementos de membrana, são o 1 e o 12. Contudo, os pontos que apresentam maior solicitação de tensões de compressão são os pontos 4 e 20, os quais não seriam considerados pontos críticos na estrutura.

Os dados para o nível 3 são o objeto da Tabela 25. Nos pontos onde apareciam tensões de tração, esse tipo de esforço não voltou a ser encontrado depois de concluído o carregamento de mais um nível. A tabela ainda destaca células cujos pontos já chegaram a ser solicitados à tração.

Tabela 24 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o carregamento 4 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,2753 | -0,2830 | -0,2675 |
| 2 | -0,2041 | -0,1393 | -0,2689 |
| 3 | -0,2343 | -0,2383 | -0,2302 |
| 4 | -0,2045 | -0,1146 | -0,2944 |
| 5 | -0,2482 | -0,2491 | -0,2473 |
| 6 | -0,1322 | -0,2178 | -0,0466 |
| 7 | -0,1914 | -0,1805 | -0,2022 |
| 8 | -0,1366 | -0,2251 | -0,0480 |
| 9 | -0,2601 | -0,2687 | -0,2514 |
| 10 | -0,2221 | -0,2580 | -0,1861 |
| 11 | -0,1984 | -0,1910 | -0,2058 |
| 12 | -0,2820 | -0,2708 | -0,2932 |
| 13 | -0,2147 | -0,2087 | -0,2207 |
| 14 | -0,2637 | -0,2412 | -0,2862 |
| 15 | -0,2202 | -0,2189 | -0,2215 |
| 16 | -0,1026 | -0,1069 | -0,0983 |
| 17 | -0,2030 | -0,2363 | -0,1696 |
| 18 | -0,1625 | -0,1693 | -0,1558 |
| 19 | -0,2167 | -0,2185 | -0,2149 |
| 20 | -0,2269 | -0,3012 | -0,1526 |
| 21 | -0,2088 | -0,1998 | -0,2179 |
| 22 | -0,2049 | -0,2193 | -0,1904 |
| 23 | -0,2403 | -0,2400 | -0,2405 |
| 24 | -0,1918 | -0,1945 | -0,1891 |
| 25 | -0,2020 | -0,1669 | -0,2372 |
| 26 | -0,1697 | -0,1525 | -0,1868 |
| 27 | -0,2555 | -0,2556 | -0,2555 |
| 28 | -0,2174 | -0,2172 | -0,2175 |
| 29 | -0,2163 | -0,2154 | -0,2173 |
| 30 | -0,2423 | -0,2390 | -0,2456 |

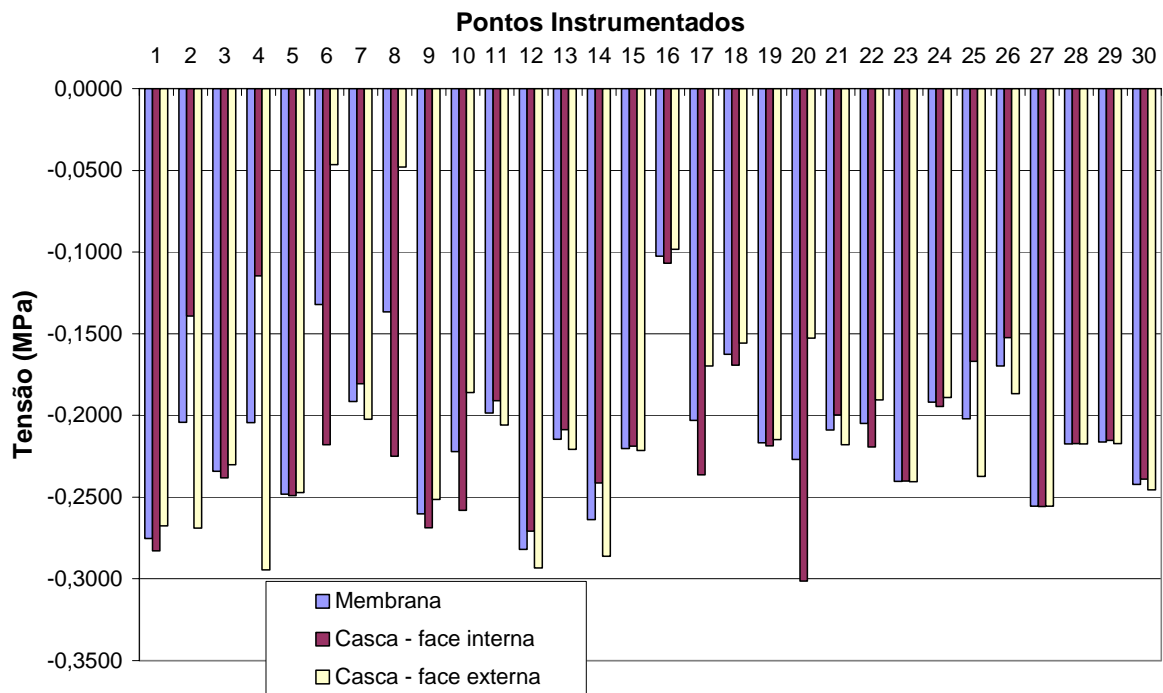


Figura 41 - Resultados de tensões no segundo nível para o carregamento 4 (SAP).

Tabela 25 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o carregamento 4 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,1860 | -0,1917 | -0,1804 |
| 2 | -0,1337 | -0,0725 | -0,1949 |
| 3 | -0,1600 | -0,1618 | -0,1582 |
| 4 | -0,1357 | -0,0495 | -0,2218 |
| 5 | -0,1757 | -0,1762 | -0,1753 |
| 6 | -0,0844 | -0,1633 | -0,0055 |
| 7 | -0,1264 | -0,1161 | -0,1367 |
| 8 | -0,0893 | -0,1706 | -0,0079 |
| 9 | -0,1763 | -0,1873 | -0,1653 |
| 10 | -0,1411 | -0,1778 | -0,1045 |
| 11 | -0,1320 | -0,1263 | -0,1378 |
| 12 | -0,1923 | -0,1842 | -0,2004 |
| 13 | -0,1393 | -0,1349 | -0,1437 |
| 14 | -0,1666 | -0,1420 | -0,1911 |
| 15 | -0,1504 | -0,1486 | -0,1522 |
| 16 | -0,0733 | -0,0775 | -0,0692 |
| 17 | -0,1367 | -0,1701 | -0,1033 |
| 18 | -0,1052 | -0,1100 | -0,1004 |
| 19 | -0,1486 | -0,1494 | -0,1478 |
| 20 | -0,1478 | -0,2190 | -0,0765 |
| 21 | -0,1387 | -0,1336 | -0,1439 |
| 22 | -0,1341 | -0,1458 | -0,1224 |
| 23 | -0,1642 | -0,1637 | -0,1646 |
| 24 | -0,1402 | -0,1411 | -0,1393 |
| 25 | -0,1147 | -0,0785 | -0,1510 |
| 26 | -0,1064 | -0,0874 | -0,1254 |
| 27 | -0,1747 | -0,1747 | -0,1746 |
| 28 | -0,1400 | -0,1397 | -0,1403 |
| 29 | -0,1400 | -0,1385 | -0,1415 |
| 30 | -0,1616 | -0,1568 | -0,1664 |

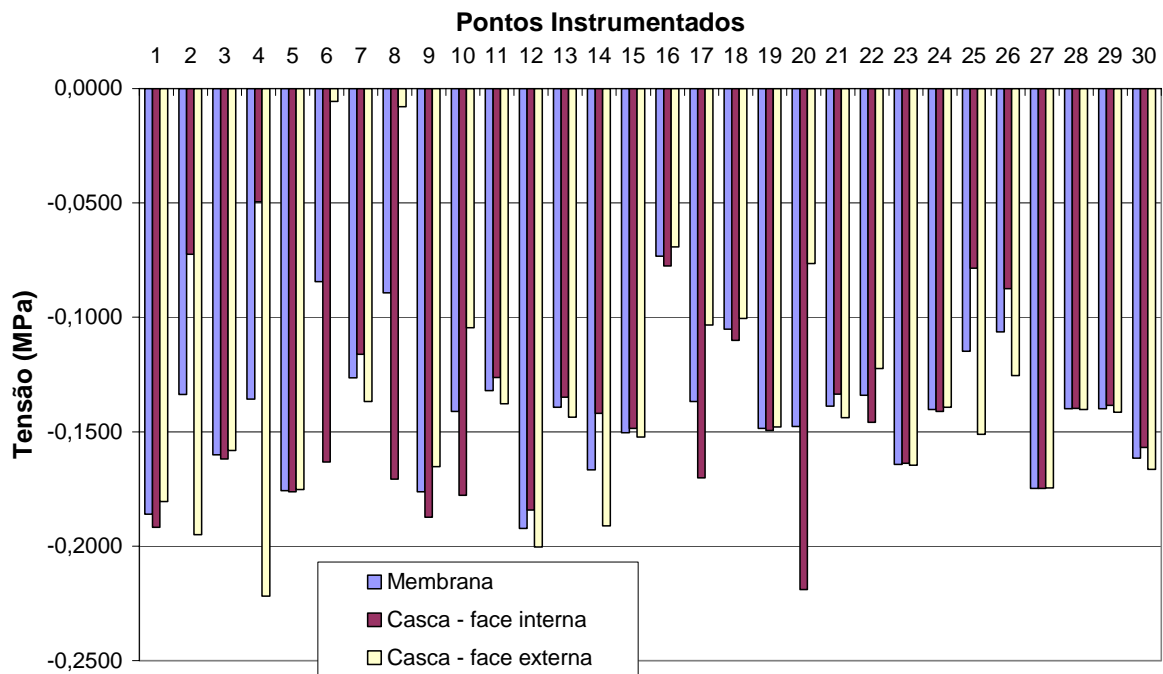


Figura 42 - Resultados de tensões no terceiro nível para o carregamento 4 (SAP).

A Figura 42 alinha os valores de tensão para os pontos instrumentados. Uma vez mais pode ser verificado o fato de os pontos 4 e 20 terem se tornado os mais solicitados nesse nível da edificação, fenômeno devido à flexão.

Tabela 26 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 4 para o carregamento 4 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,0998 | -0,1034 | -0,0962 |
| 2 | -0,0640 | -0,0041 | -0,1239 |
| 3 | -0,0850 | -0,0843 | -0,0858 |
| 4 | -0,0645 | 0,0275 | -0,1566 |
| 5 | -0,0953 | -0,0958 | -0,0947 |
| 6 | -0,0389 | -0,1206 | 0,0428 |
| 7 | -0,0604 | -0,0494 | -0,0713 |
| 8 | -0,0406 | -0,1261 | 0,0449 |
| 9 | -0,0843 | -0,0971 | -0,0716 |
| 10 | -0,0674 | -0,1064 | -0,0285 |
| 11 | -0,0698 | -0,0653 | -0,0743 |
| 12 | -0,1061 | -0,1008 | -0,1114 |
| 13 | -0,0676 | -0,0637 | -0,0715 |
| 14 | -0,0714 | -0,0490 | -0,0937 |
| 15 | -0,0769 | -0,0762 | -0,0777 |
| 16 | -0,0396 | -0,0433 | -0,0358 |
| 17 | -0,0559 | -0,0903 | -0,0214 |
| 18 | -0,0459 | -0,0488 | -0,0431 |
| 19 | -0,0763 | -0,0762 | -0,0764 |
| 20 | -0,0679 | -0,1403 | 0,0045 |
| 21 | -0,0628 | -0,0604 | -0,0653 |
| 22 | -0,0645 | -0,0743 | -0,0547 |
| 23 | -0,0904 | -0,0898 | -0,0910 |
| 24 | -0,0832 | -0,0833 | -0,0830 |
| 25 | -0,0311 | 0,0027 | -0,0649 |
| 26 | -0,0525 | -0,0334 | -0,0716 |
| 27 | -0,0960 | -0,0961 | -0,0959 |
| 28 | -0,0653 | -0,0649 | -0,0657 |
| 29 | -0,0658 | -0,0640 | -0,0677 |
| 30 | -0,0760 | -0,0706 | -0,0815 |

Os dados para o nível 4 são apresentados na Tabela 26. Ali se mostraram os pontos onde mais uma vez se manifestaram tensões de tração. São os mesmos pontos 4, 6, 8, 20 e 25, do carregamento 2 no nível 2 e do carregamento 3 no nível 3. Isso reafirma que tais pontos, por estarem longe das paredes que se interceptam, sofrem grande influência dos esforços de flexão e, quando não apresentam tensões de pré-compressão, podem apresentar fissuras de tração na argamassa. A Figura 43 apresenta os valores de tensão.

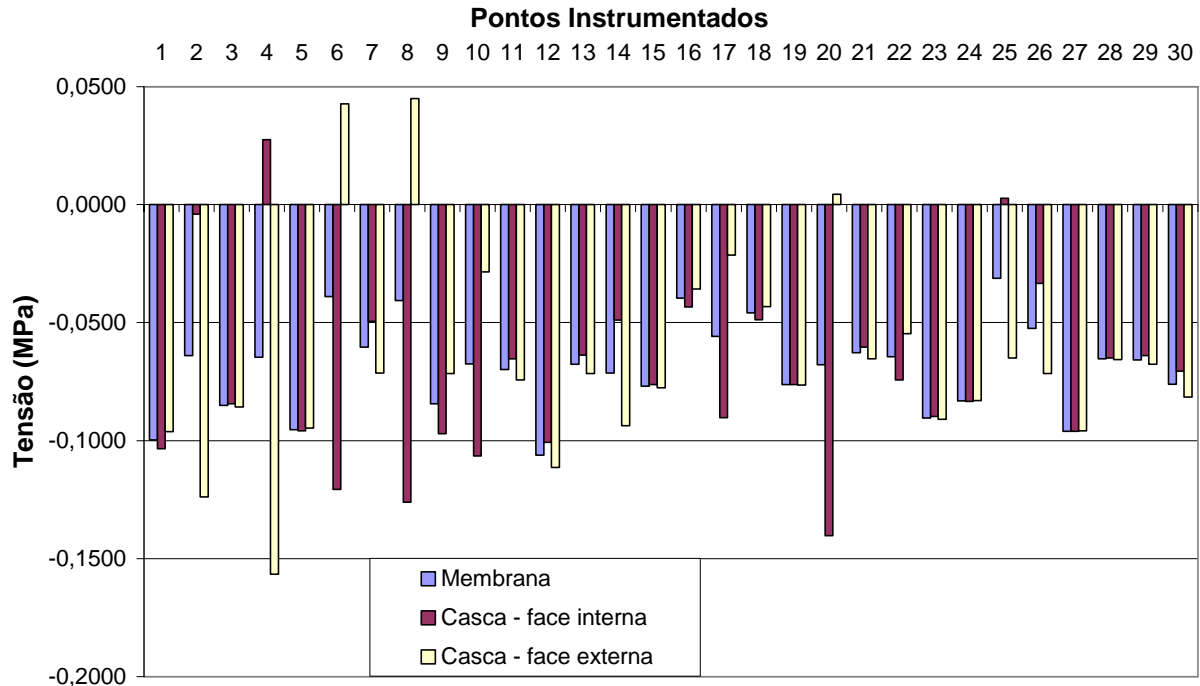


Figura 43 - Resultados de tensões no quarto nível para o carregamento 4 (SAP).

A Figura 44 oferece os valores de tensão no modelo com elementos de membrana para os pontos no nível 1 no carregamento 1, para os pontos no nível 2 no carregamento 2, para os pontos no nível 3 no carregamento 3 e para os pontos no nível 4 no carregamento 4. Isso para mostrar que, mesmo com valores de peso próprio iguais acima de seus pontos de aquisição dos dados de tensões, essa distribuição ao longo da altura do edifício é diferente. Apresenta as maiores diferenças entre o Carregamento 1 e os demais casos. Isso ocorre, porque os pontos vão alternando seus gradientes de rigidez à medida que aumenta a altura do edifício. A Figura 44 apresenta esse fenômeno sem o efeito da flexão.

Nessa mesma figura, alguns fatos merecem destaque, como o acréscimo de carga nos pontos 1, 19, 23 e 27. O acréscimo de carga, para os níveis superiores nesses pontos, é devido à flexibilização dos apoios nos pontos vizinhos. Por exemplo, o ponto 1 sofre menos influência da flexão que seus vizinhos, pontos 2 e 6, de modo que as deformações nesses pontos, em andares inferiores, fazem com que o ponto 1 seja responsável por maior condução dos esforços para os níveis inferiores.

Os andares superiores das edificações de alvenaria estrutural, por falta de cargas de pré-compressão, podem apresentar fissuração horizontal nas fiadas superiores, próximas à última laje, em razão dos esforços de flexão a que se submetem às paredes com a rotação da laje. Muitas vezes tais fissuras são apontadas como consequência de agentes térmicos.

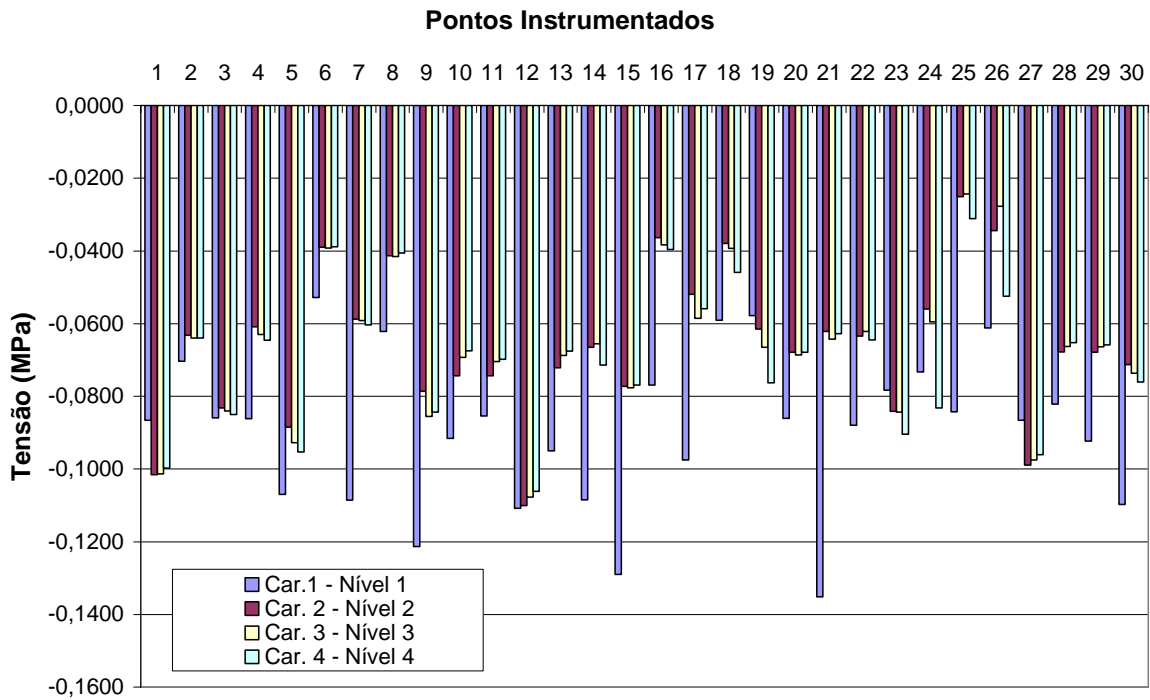


Figura 44 - Tensões nos elementos de membrana nos pontos dos níveis 1, 2, 3 e 4 para os quatro carregamentos (SAP).

7. Comparação e Discussão dos Resultados Numéricos

Como pode ser verificado na Figura 25 (página 52), as diferenças absolutas entre as máximas e mínimas tensões nos pontos, em três dos procedimentos, são diferentes entre si. Para o procedimento das paredes isoladas, essa diferença é de $0,242 \text{ MPa}$. No procedimento do grupo isolado de paredes, a diferença é de $0,098 \text{ MPa}$. No procedimento do grupo de paredes com interação de 50%, a diferença é de $0,049 \text{ MPa}$. No procedimento do grupo de paredes com interação total, não existe diferença.

Essas diferenças são aparentemente pequenas, mas, no caso do edifício em questão e com base na norma NBR 10837:1989, acarretam diferença de resistência de prisma da ordem de:

$$0,242 = 0,20 \cdot \Delta f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \therefore \Delta f_p = 1,38 MPa \quad (\text{PI})$$

$$0,098 = 0,20 \cdot \Delta f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \therefore \Delta f_p = 0,56 MPa \quad (\text{GIP})$$

$$0,049 = 0,20 \cdot \Delta f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \therefore \Delta f_p = 0,28 MPa \quad (\text{GPCI50})$$

Tomando-se uma eficiência de prisma em torno de 85%, tem-se diferença de resistência de blocos entre pontos, mais solicitados e menos solicitados, de $1,62 MPa$ para o procedimento das paredes isoladas; de $0,66 MPa$ para o Grupo Isolado de Paredes; e de $0,33 MPa$ para o Grupo de Paredes com Interação de 50%.

Para o Carregamento 4 pelo procedimento do MEF, a diferença entre as máximas tensões de compressão na base do edifício, devida ao efeito de membrana, foi de $0,27 MPa$, comparado o valor obtido no ponto 15 (mais carregado) com o valor do ponto 6 (menos carregado). Essa diferença resulta em diferença de resistência de prisma com valor de $1,54 MPa$ e conduz à diferença de resistência de blocos, entre pontos mais solicitados e menos solicitados, de $1,81 MPa$, para fator de eficiência de 85%.

$$0,27 = 0,20 \cdot \Delta f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \therefore \Delta f_p = 1,54 MPa \quad (\text{MEF membrana})$$

Assim, utilizando-se o valor obtido para a maior tensão na análise via MEF, calculada através da isenção do efeito de placa, o qual é $0,493 MPa$, tem-se resistência requerida de prisma de $2,82 MPa$. No entanto, o maior valor de tensão encontrado no nível 1 com o carregamento 4 foi obtido levando-se em consideração o efeito de flexão de placa, com valor de $0,505 MPa$ no ponto 21. Se, a partir desse valor, fosse aplicada a equação de norma, ter-se ia uma resistência requerida de prisma de $2,88 MPa$.

Para comparação mais efetiva dos comportamentos estruturais em cada ponto instrumentado, foram criados gráficos. Neles se toma o acréscimo de tensão devido a cada etapa da obra para cada um desses pontos em separado. Em seguida se estabelece correlação desse acréscimo com todos os procedimentos adotados. Isso é feito para tornar possível, de maneira visual, a verificação das diferenças entre os vários procedimentos utilizados. Os gráficos apresentam os acréscimos de carga relativamente a todos os níveis do edifício. Incluem também as tensões sem efeito da flexão (membrana) e as máximas tensões com efeito da flexão.

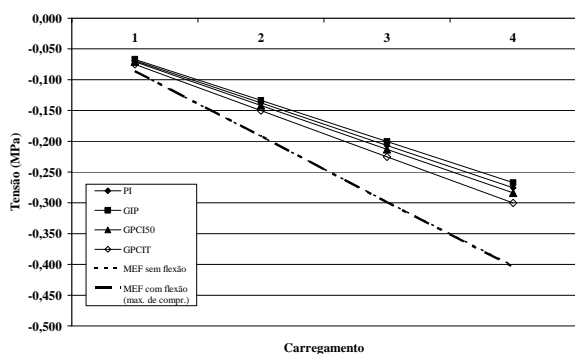


Figura 45 - Tensões no ponto 1 (nível 1).

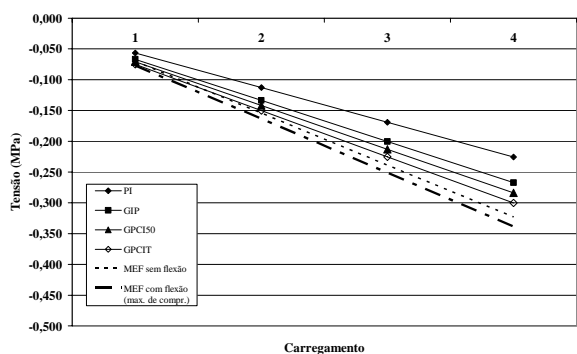


Figura 46 - Tensões no ponto 2 (nível 1).

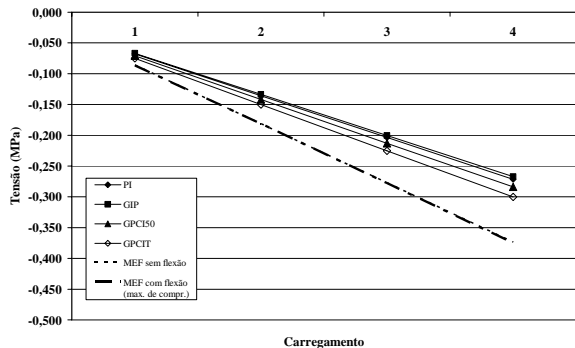


Figura 47 - Tensões no ponto 3 (nível 1).

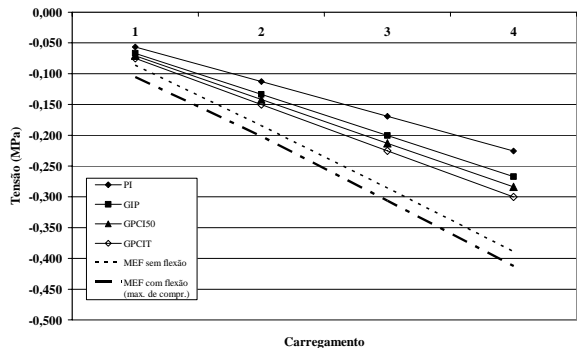


Figura 48 - Tensões no ponto 4 (nível 1).

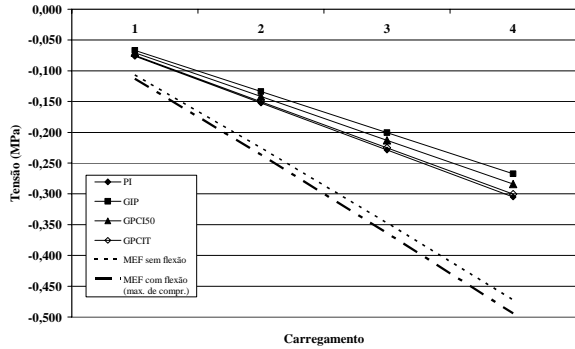


Figura 49 - Tensões no ponto 5 (nível 1).

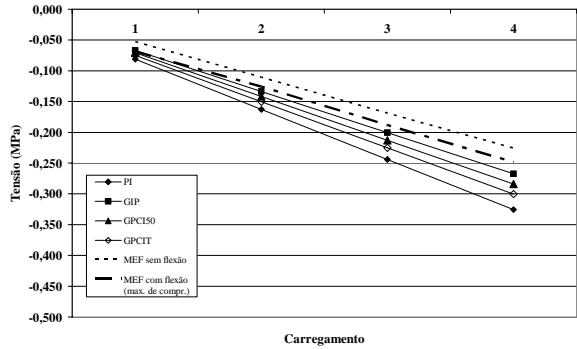


Figura 50 - Tensões no ponto 6 (nível 1).

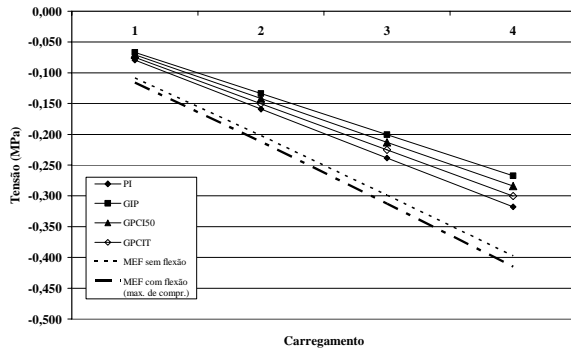


Figura 51 - Tensões no ponto 7 (nível 1).

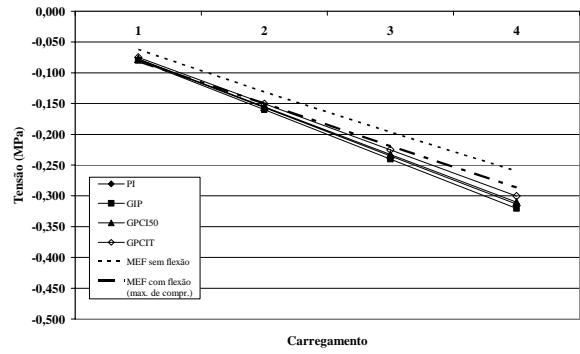


Figura 52 - Tensões no ponto 8 (nível 1).

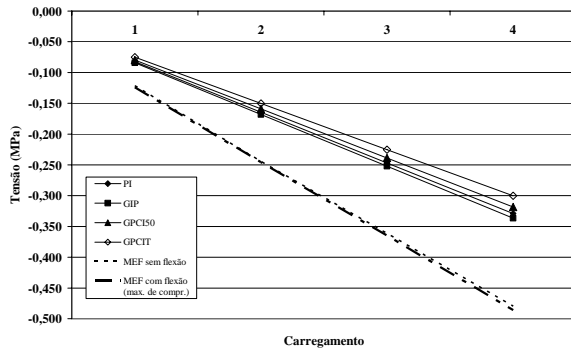


Figura 53 - Tensões no ponto 9 (nível 1).

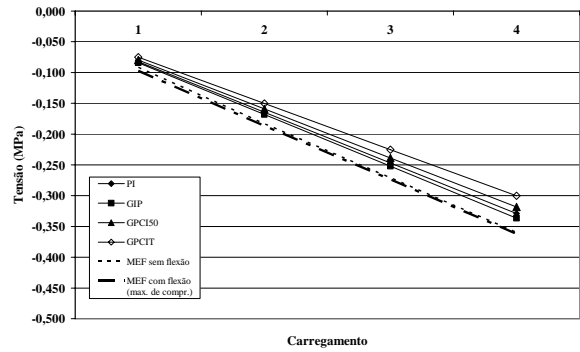


Figura 54 - Tensões no ponto 10 (nível 1).

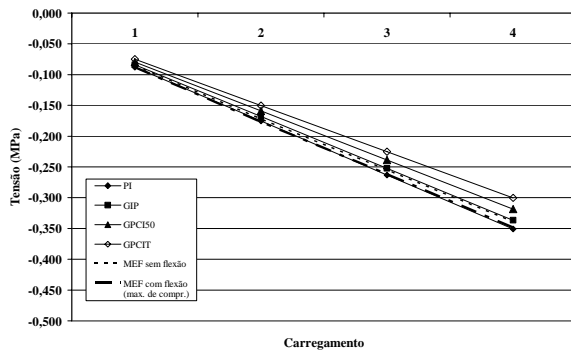


Figura 55 - Tensões no ponto 11 (nível 1).

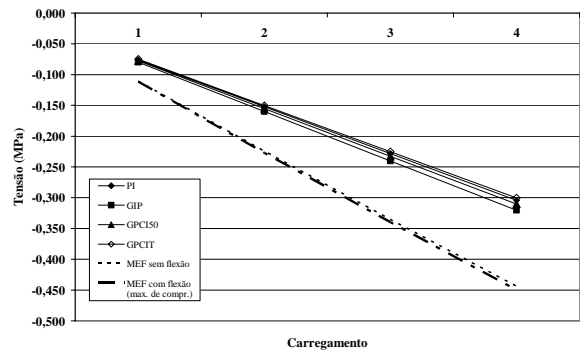


Figura 56 - Tensões no ponto 12 (nível 1).

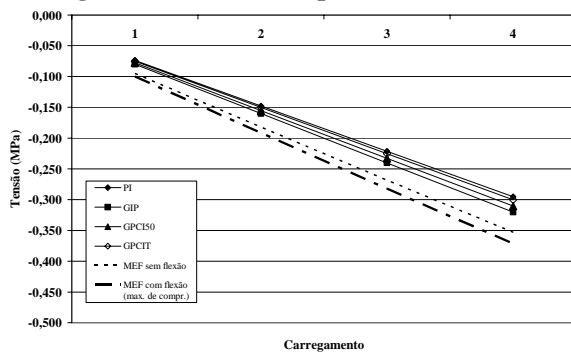


Figura 57 - Tensões no ponto 13 (nível 1).

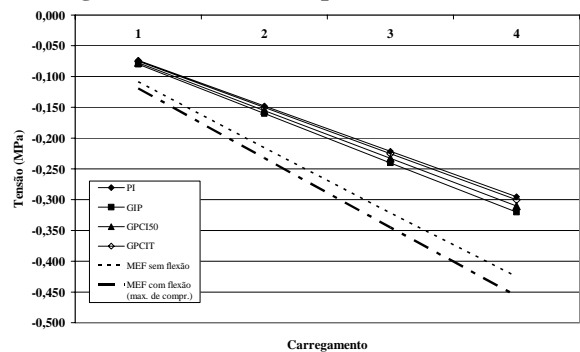


Figura 58 - Tensões no ponto 14 (nível 1).

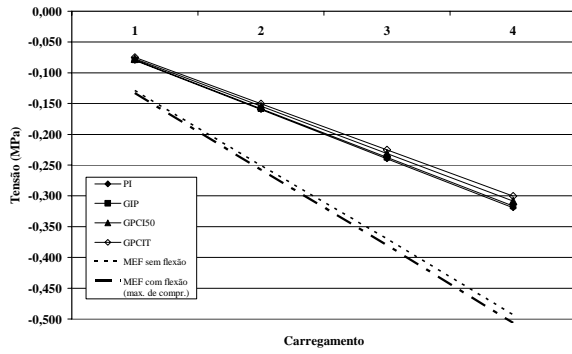


Figura 59 - Tensões no ponto 15 (nível 1).

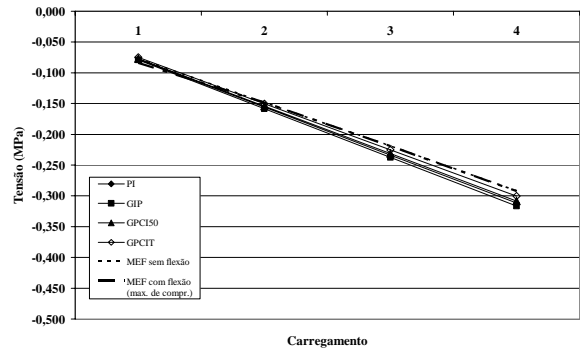


Figura 60 - Tensões no ponto 16 (nível 1).

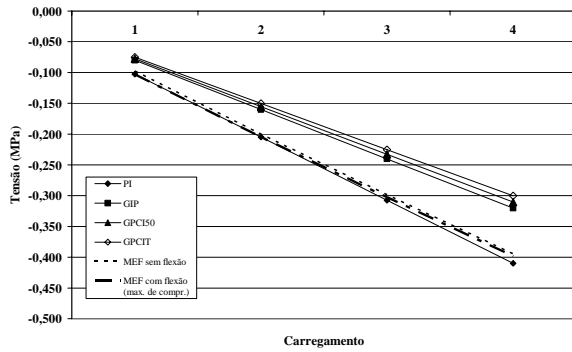


Figura 61 - Tensões no ponto 17 (nível 1).

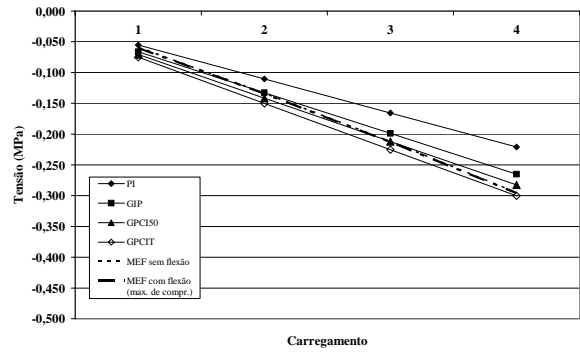


Figura 62 - Tensões no ponto 18 (nível 1).

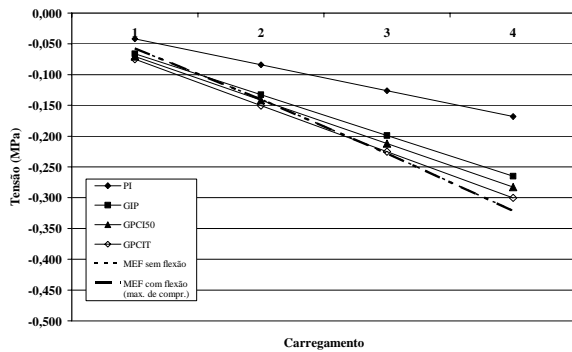


Figura 63 - Tensões no ponto 19 (nível 1).

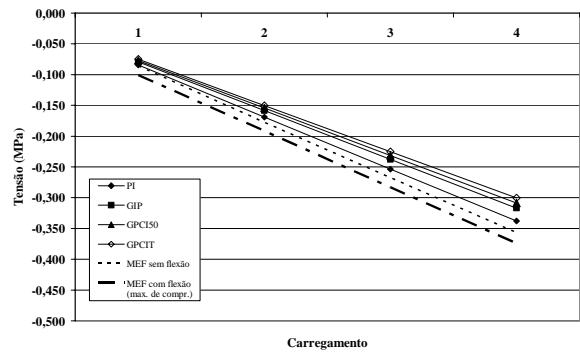


Figura 64 - Tensões no ponto 20 (nível 1).

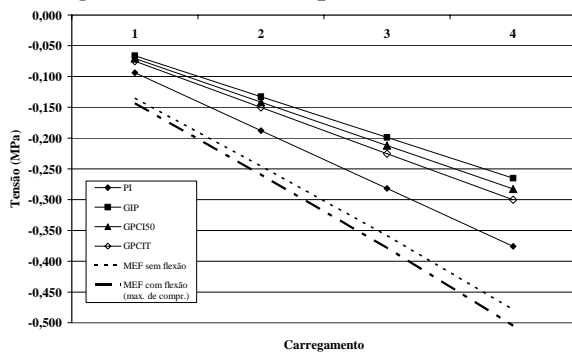


Figura 65 - Tensões no ponto 21 (nível 1).

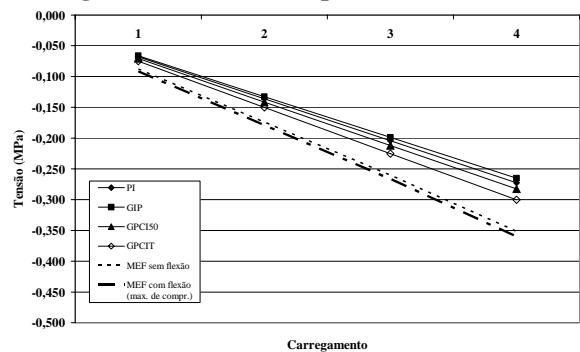


Figura 66 - Tensões no ponto 22 (nível 1).

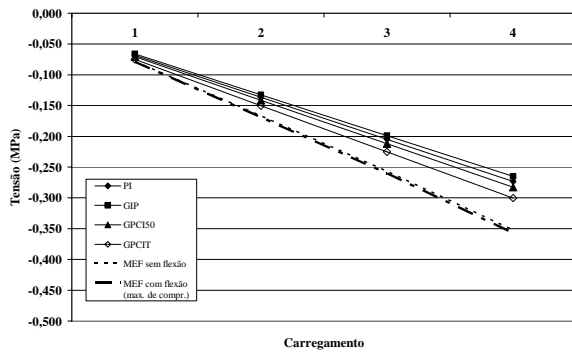


Figura 67 - Tensões no ponto 23 (nível 1).

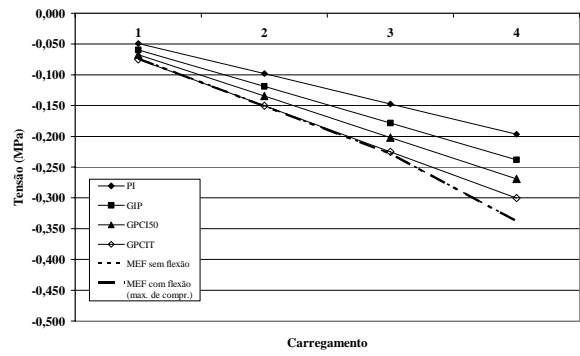


Figura 68 - Tensões no ponto 24 (nível 1).

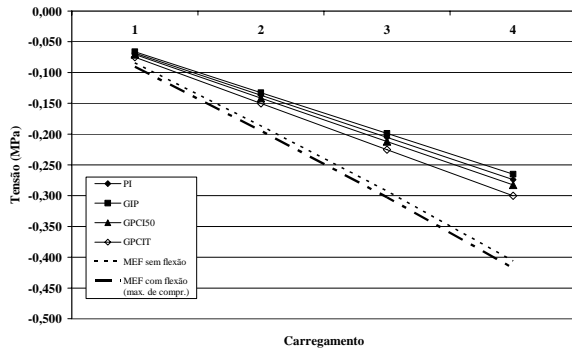


Figura 69 - Tensões no ponto 25 (nível 1).

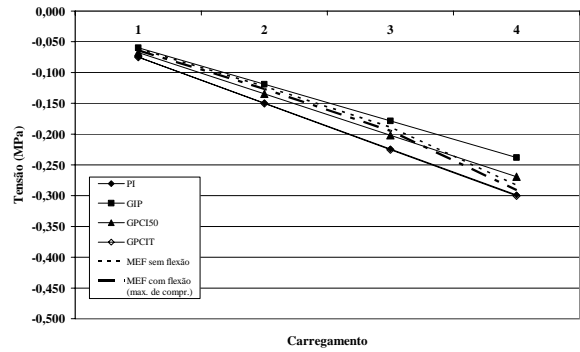


Figura 70 - Tensões no ponto 26 (nível 1).

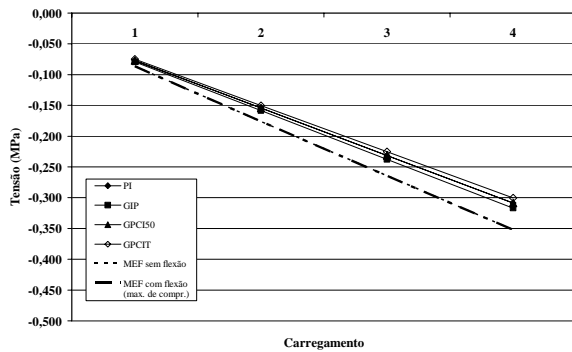


Figura 71 - Tensões no ponto 27 (nível 1).

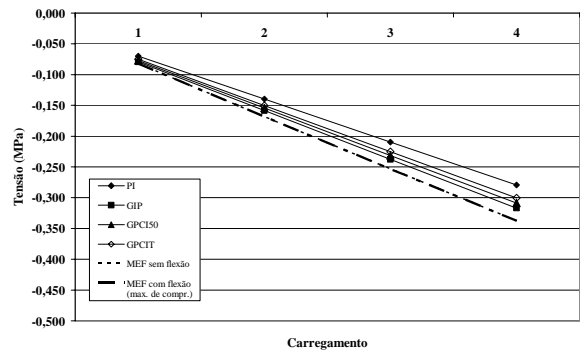


Figura 72 - Tensões no ponto 28 (nível 1).

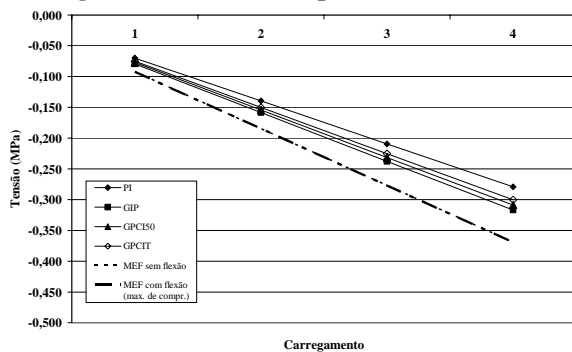


Figura 73 - Tensões no ponto 29 (nível 1).

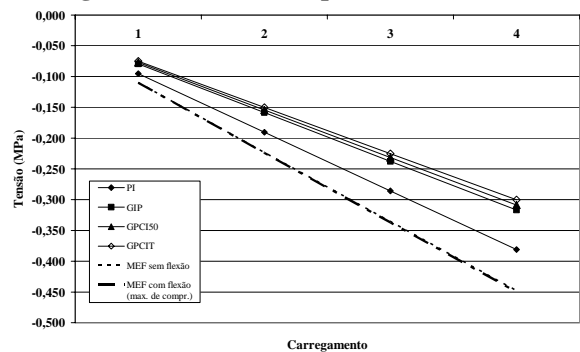


Figura 74 - Tensões no ponto 30 (nível 1).

Na Figura 45 representativa do ponto 1 no nível 1, pode-se verificar que a reta do acréscimo de tensões obtidas pelo MEF apresentou inclinação diferente das retas obtidas pelos demais procedimentos. Esse fato indica que, para edifícios de maior

altura, a subestimação dos valores de tensão tornar-se-á cada vez maior em pontos que apresentam a mesma característica do ponto 1, ou seja, pontos nos cantos da estrutura.

O ponto 2 no nível 1, apresentado na Figura 46 e que representa um ponto nas paredes de bordo e fora dos encontros de paredes, mostra inclinação um pouco maior no MEF do que nos outros procedimentos. Mesmo sendo pequeno esse efeito no nível 1, é possível verificar a influência mais acentuada da flexão nesses pontos.

O ponto 6 (Figura 50) apresenta comportamento interessante diante dos outros pontos analisados pois sua inclinação de reta é menor no procedimento via MEF em relação aos demais. Esse comportamento se deve ao fato de que tal ponto, apesar de situado em trecho indeslocável da estrutura, apresenta rigidez menor por se avizinhar de uma abertura.

De forma geral, cada ponto da estrutura apresenta característica que lhe impõe certa rigidez, a qual faz com que um caminho preferencial de tensão o atravesse com maior ou menor intensidade. Esse tipo de comportamento é passível de visualização somente no procedimento via MEF, em relação aos procedimentos aqui adotados. De qualquer modo, a avaliação no primeiro nível é muito conturbada, devido à proximidade com os pontos de apoio e à formação do efeito arco. O único procedimento que capta esse fenômeno é o do método dos elementos finitos (MEF).

Para o nível 2, os gráficos encontram-se abaixo. Procurou-se manter as mesmas escalas verticais para todos os gráficos, de modo a facilitar a visualização.

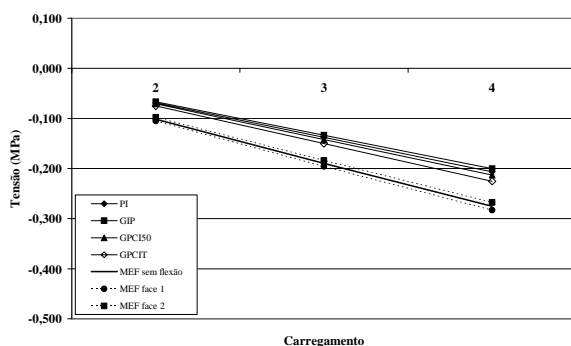


Figura 75 - Tensões no ponto 1 (nível 2).

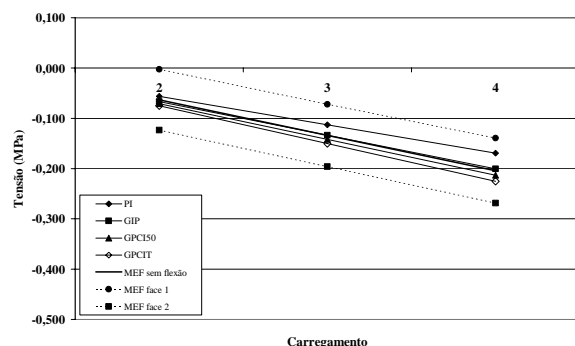


Figura 76 - Tensões no ponto 2 (nível 2).

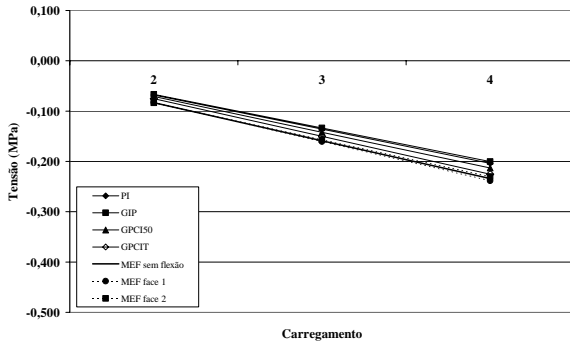


Figura 77 - Tensões no ponto 3 (nível 2).

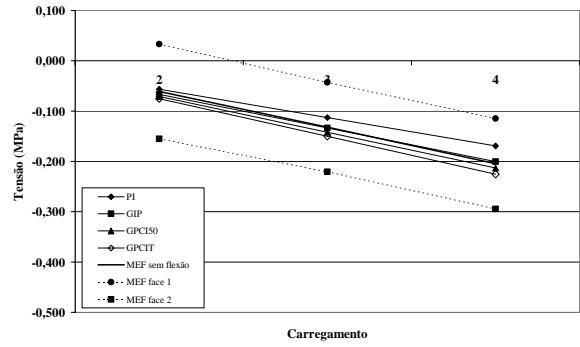


Figura 78 - Tensões no ponto 4 (nível 2).

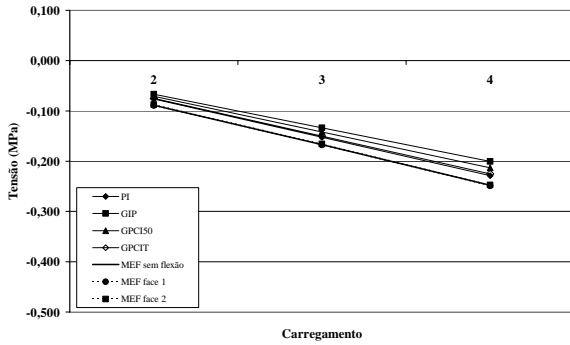


Figura 79 - Tensões no ponto 5 (nível 2).

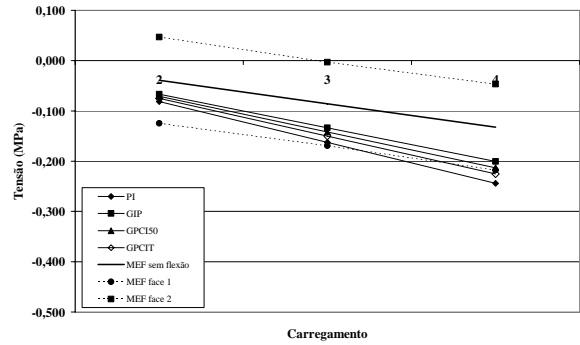


Figura 80 - Tensões no ponto 6 (nível 2).

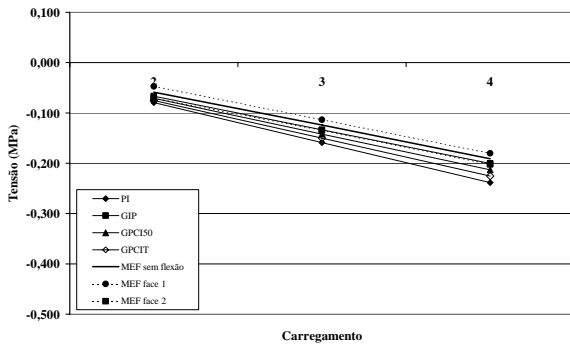


Figura 81 - Tensões no ponto 7 (nível 2).

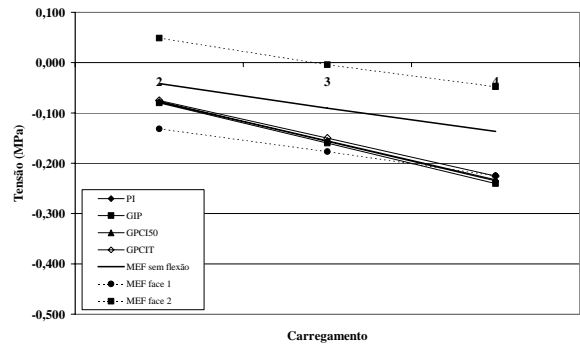


Figura 82 - Tensões no ponto 8 (nível 2).

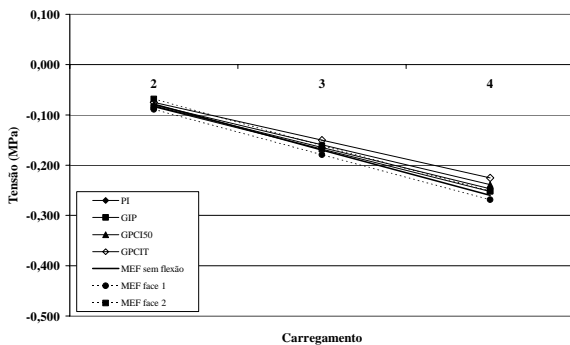


Figura 83 - Tensões no ponto 9 (nível 2).

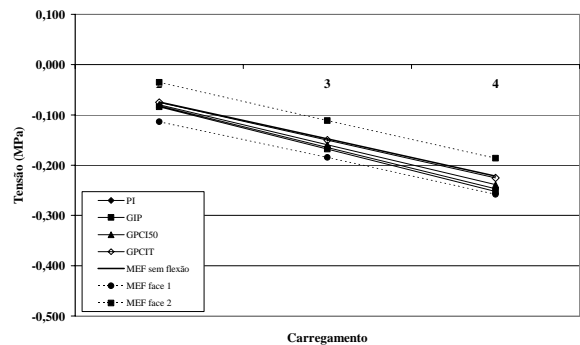


Figura 84 - Tensões no ponto 10 (nível 2).

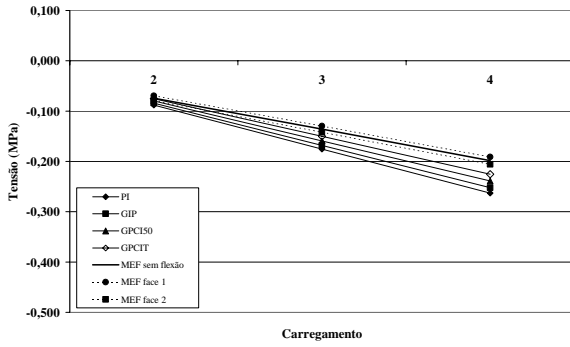


Figura 85 - Tensões no ponto 11 (nível 2).

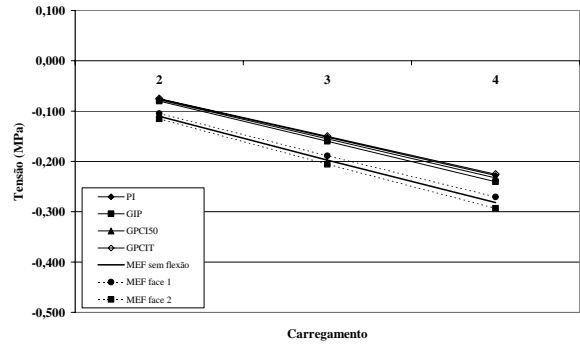


Figura 86 - Tensões no ponto 12 (nível 2).

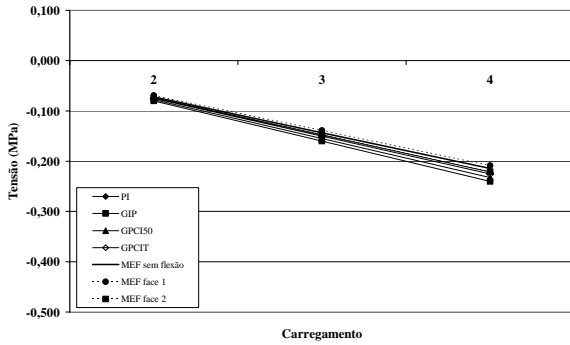


Figura 87 - Tensões no ponto 13 (nível 2).

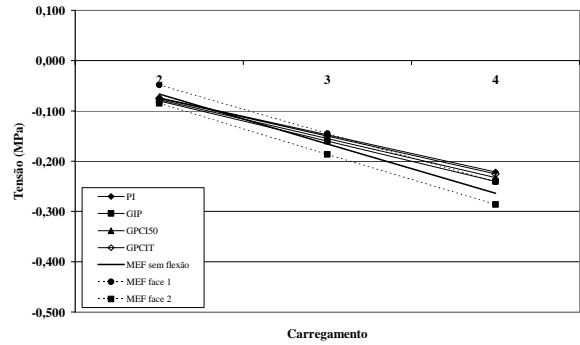


Figura 88 - Tensões no ponto 14 (nível 2).

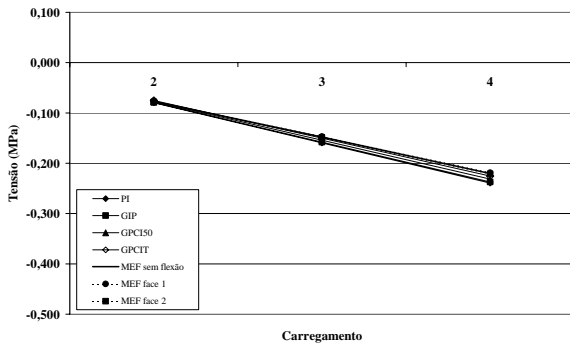


Figura 89 - Tensões no ponto 15 (nível 2).

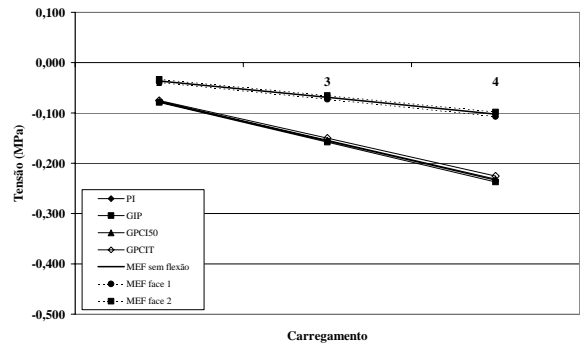


Figura 90 - Tensões no ponto 16 (nível 2).

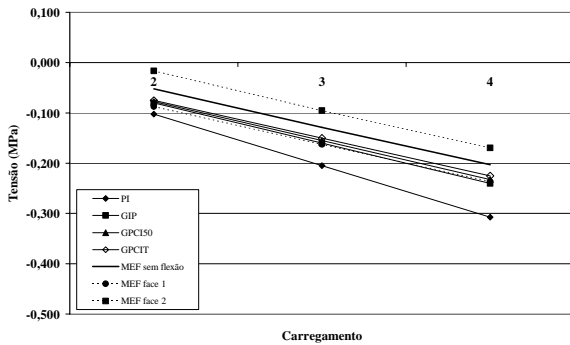


Figura 91 - Tensões no ponto 17 (nível 2).

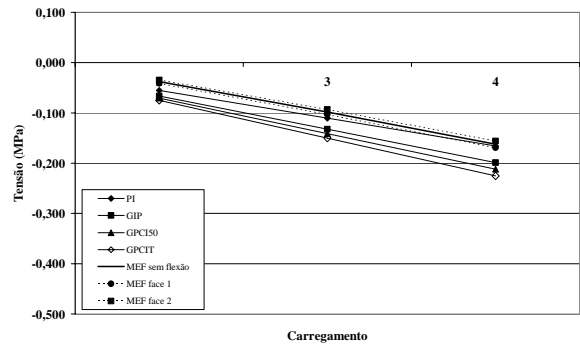


Figura 92 - Tensões no ponto 18 (nível 2).

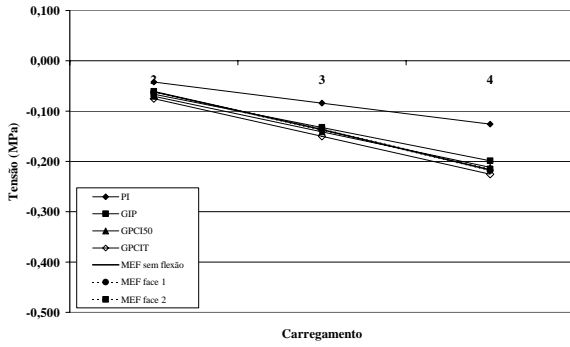


Figura 93 - Tensões no ponto 19 (nível 2).

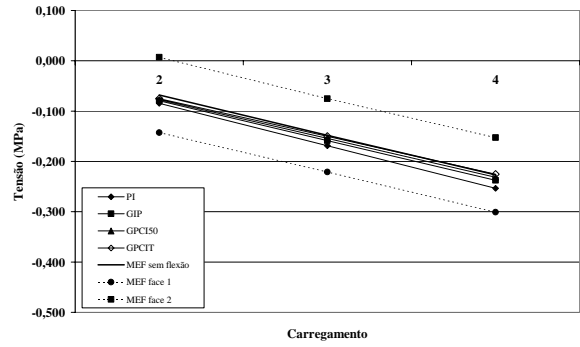


Figura 94 - Tensões no ponto 20 (nível 2).

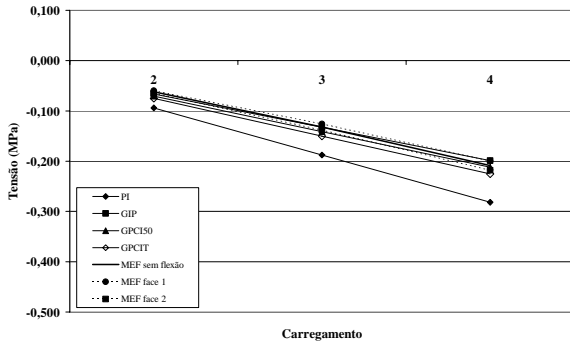


Figura 95 - Tensões no ponto 21 (nível 2).

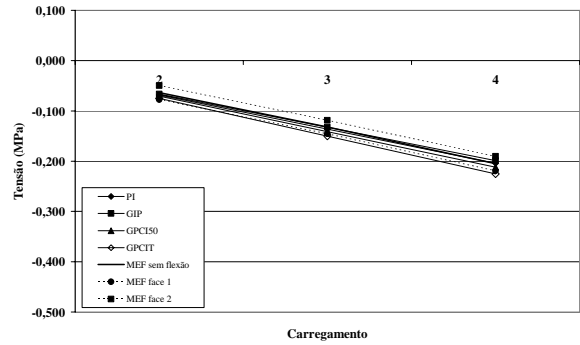


Figura 96 - Tensões no ponto 22 (nível 2).

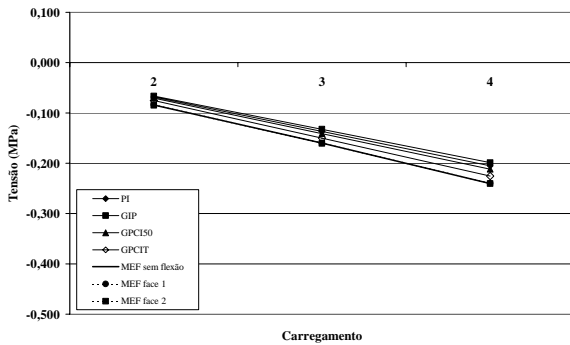


Figura 97 - Tensões no ponto 23 (nível 2).

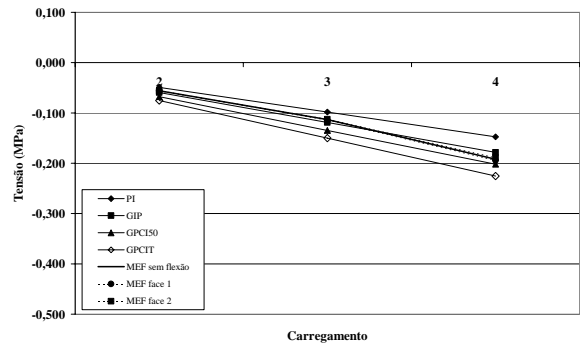


Figura 98 - Tensões no ponto 24 (nível 2).

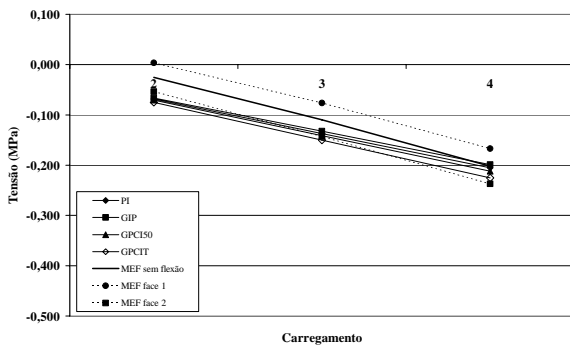


Figura 99 - Tensões no ponto 25 (nível 2).

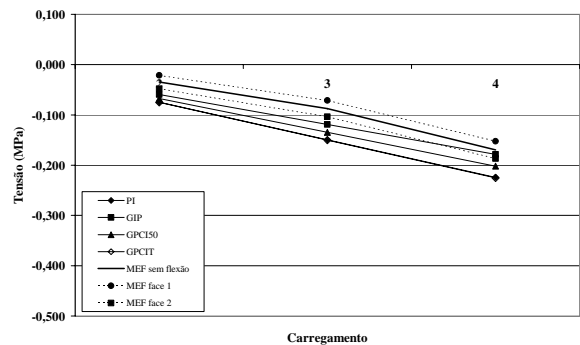


Figura 100 - Tensões no ponto 26 (nível 2).

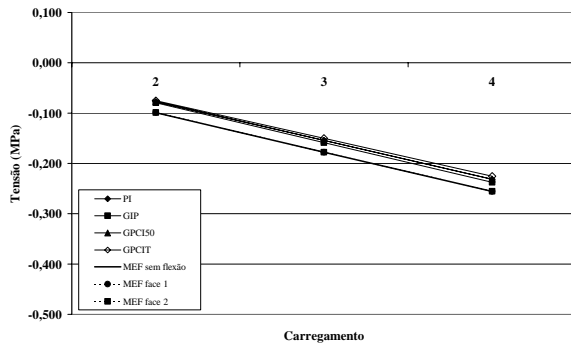


Figura 101 - Tensões no ponto 27 (nível 2).

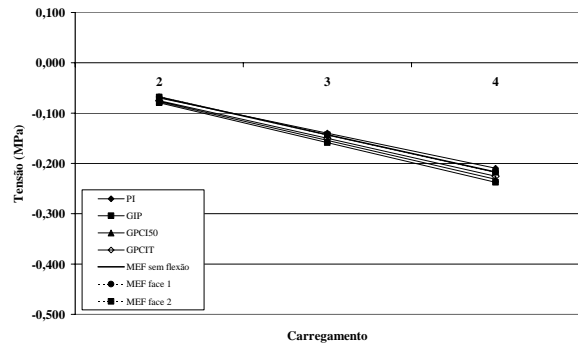


Figura 102 - Tensões no ponto 28 (nível 2).

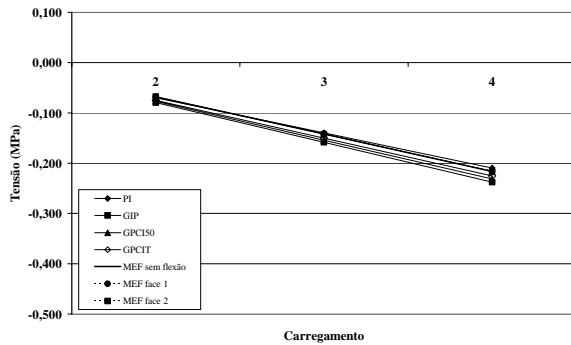


Figura 103 - Tensões no ponto 29 (nível 2).

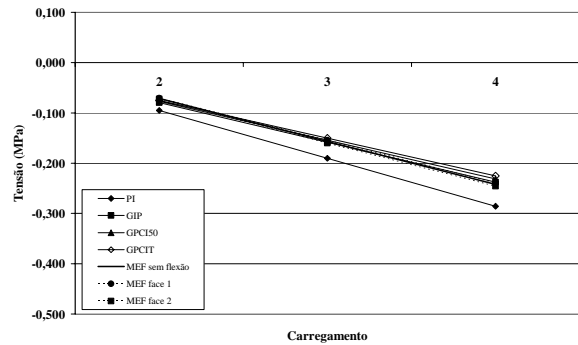


Figura 104 - Tensões no ponto 30 (nível 2).

No nível 2, começa a ser perceptível que alguns pontos apresentam tensões de tração em uma das faces. Normalmente, sendo as faces internas que sofrem esse fenômeno - elas que também são as faces instrumentadas no edifício - os resultados experimentais deverão acusar esse fenômeno também apresentando esforços de tração.

Conforme anteriormente mencionado, cada ponto da estrutura apresenta característica que lhe impõe certa rigidez, a qual faz com que um caminho preferencial de tensão o atravesse com maior ou menor intensidade. Contudo, percebe-se maior proximidade nos resultados do MEF com os demais procedimentos de análise para os pontos no nível 2 em comparação com o nível 1, exceto em pontos naturalmente conturbados, como aqueles próximos de aberturas, pois os procedimentos menos complexos de análise não levam a efeito tais características físicas na obtenção dos esforços.

Para o nível 3, os gráficos encontram-se abaixo. Como pode ser visto, existem no nível 3 somente os carregamentos 3 e 4. Outro fato interessante nesse nível é que os pontos 6 e 8 apresentaram esforços de tração muito acentuados. Mesmo com mais um carregamento acima desse nível, os valores de tensão ficaram muito baixos em uma das faces.

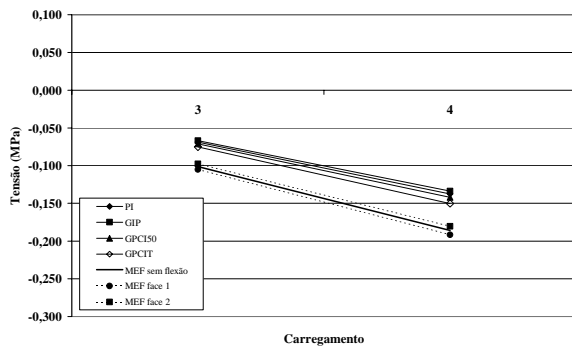


Figura 105 - Tensões no ponto 1 (nível 3).

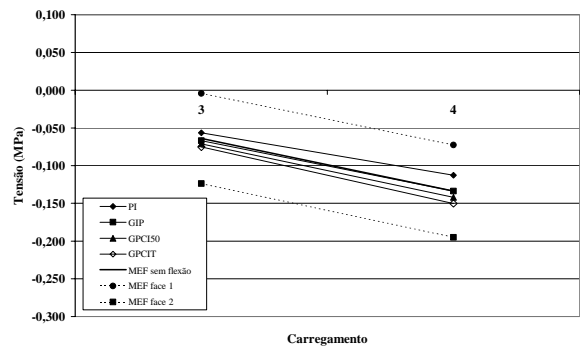


Figura 106 - Tensões no ponto 2 (nível 3).

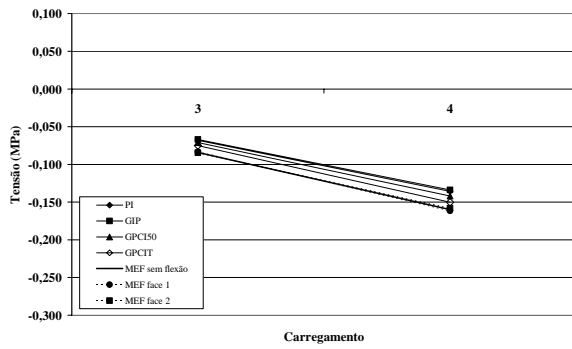


Figura 107 - Tensões no ponto 3 (nível 3).

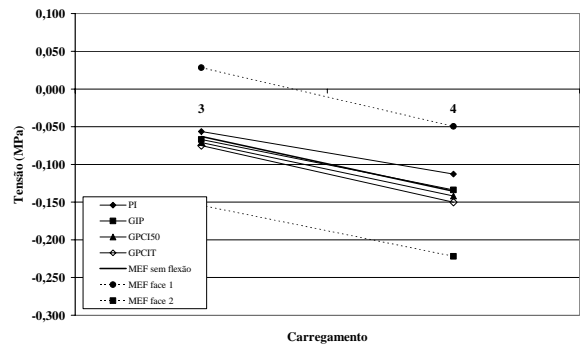


Figura 108 - Tensões no ponto 4 (nível 3).

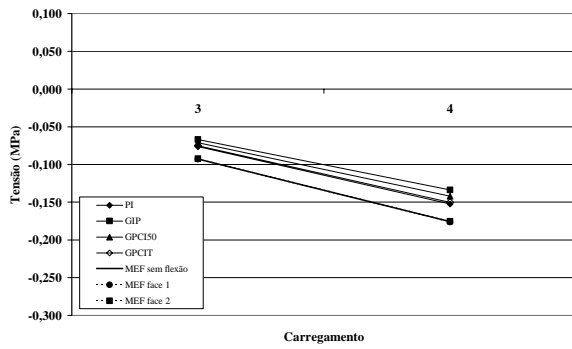


Figura 109 - Tensões no ponto 5 (nível 3).

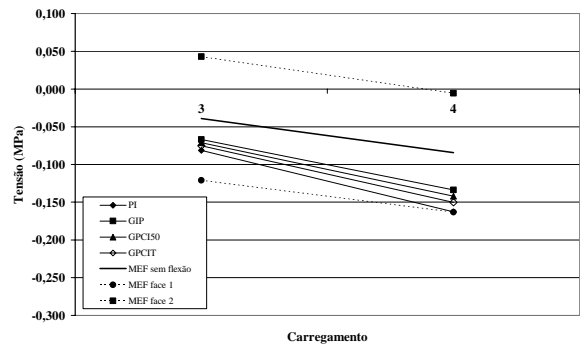


Figura 110 - Tensões no ponto 6 (nível 3).

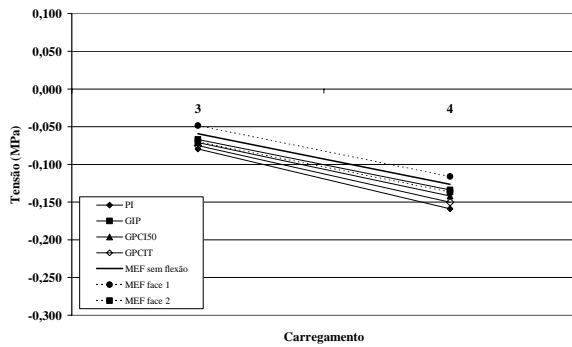


Figura 111 - Tensões no ponto 7 (nível 3).

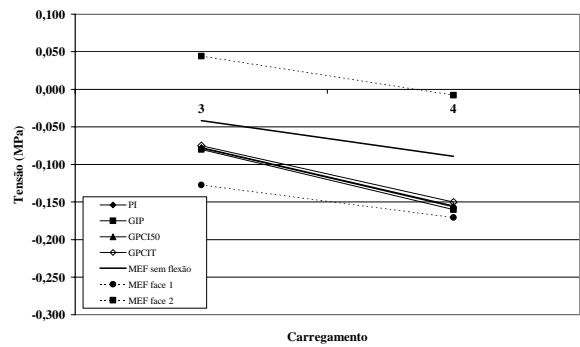


Figura 112 - Tensões no ponto 8 (nível 3).

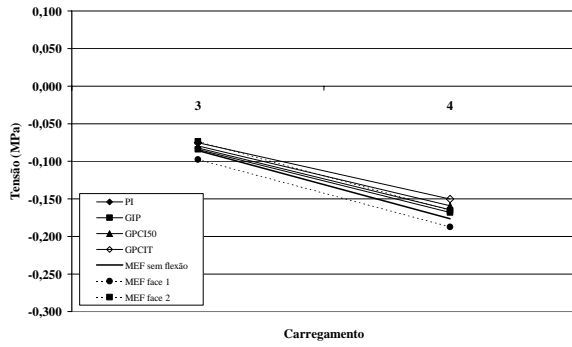


Figura 113 - Tensões no ponto 9 (nível 3).

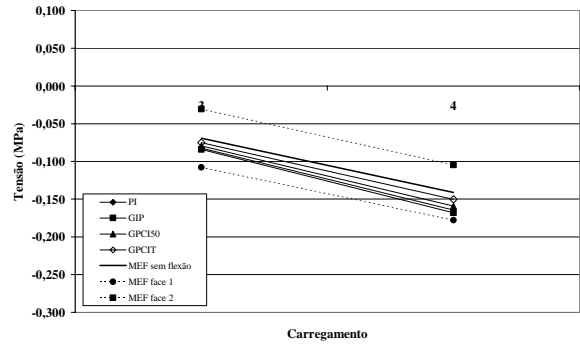


Figura 114 - Tensões no ponto 10 (nível 3).

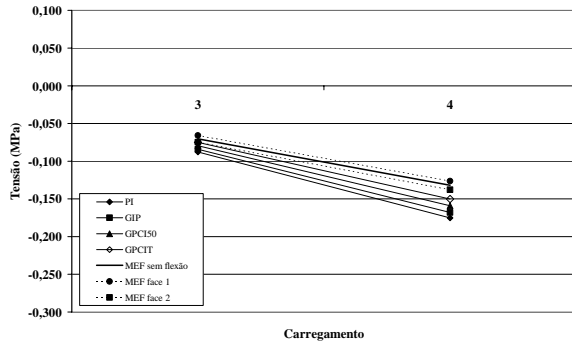


Figura 115 - Tensões no ponto 11 (nível 3).

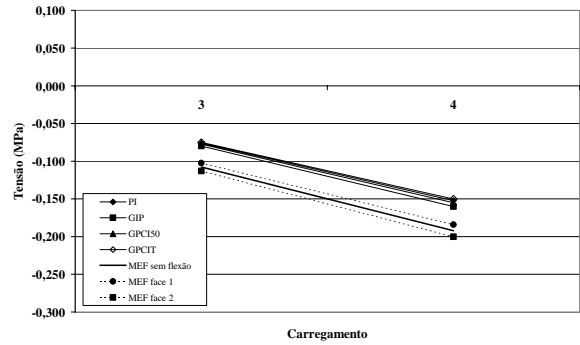


Figura 116 - Tensões no ponto 12 (nível 3).

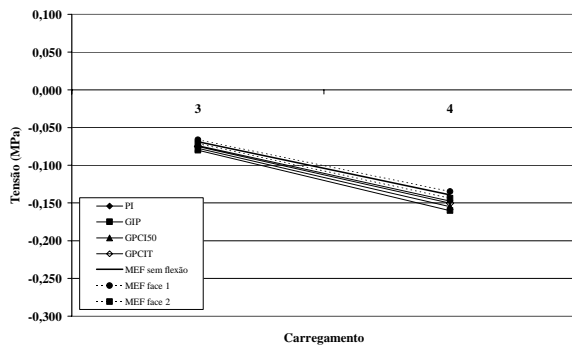


Figura 117 - Tensões no ponto 13 (nível 3).

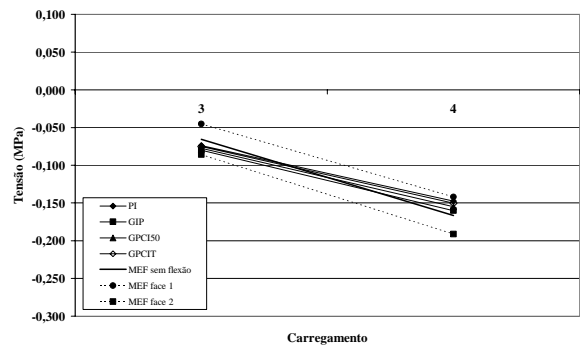


Figura 118 - Tensões no ponto 14 (nível 3).

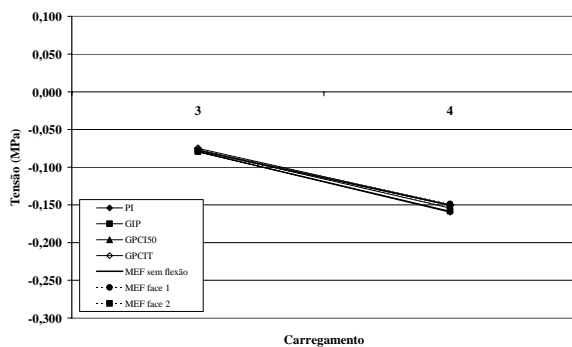


Figura 119 - Tensões no ponto 15 (nível 3).

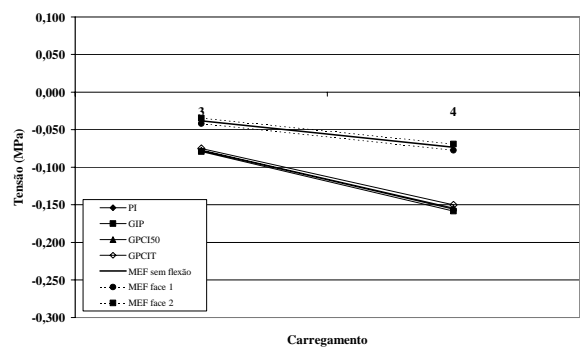


Figura 120 - Tensões no ponto 16 (nível 3).

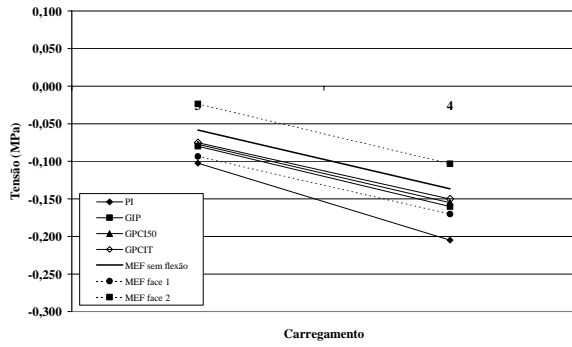


Figura 121 - Tensões no ponto 17 (nível 3).

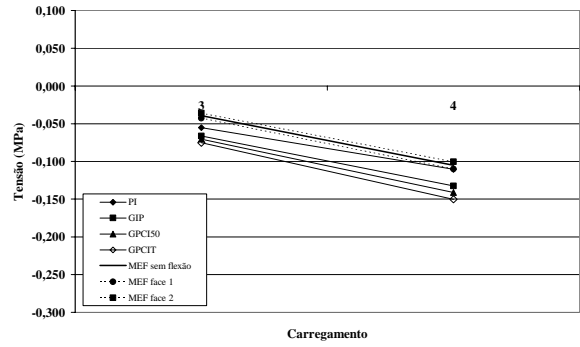


Figura 122 - Tensões no ponto 18 (nível 3).

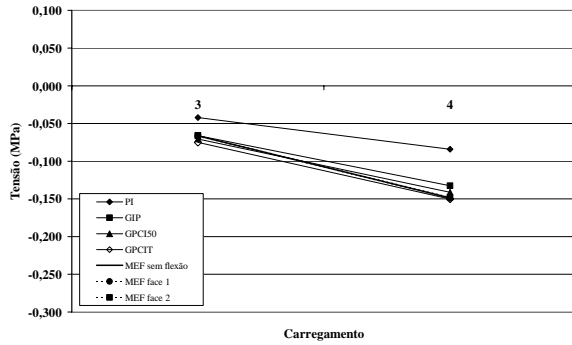


Figura 123 - Tensões no ponto 19 (nível 3).

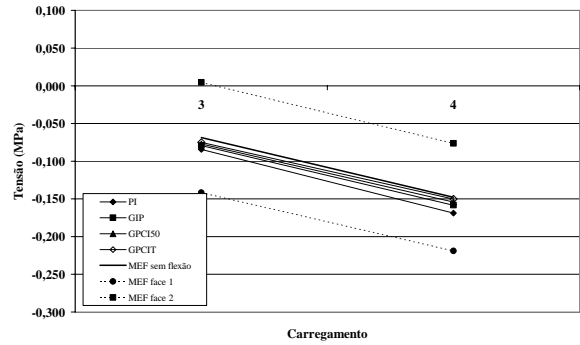


Figura 124 - Tensões no ponto 20 (nível 3).

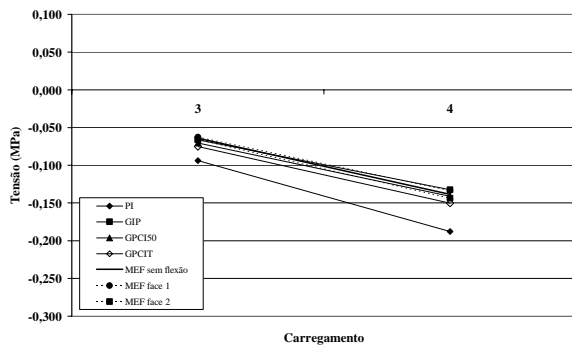


Figura 125 - Tensões no ponto 21 (nível 3).

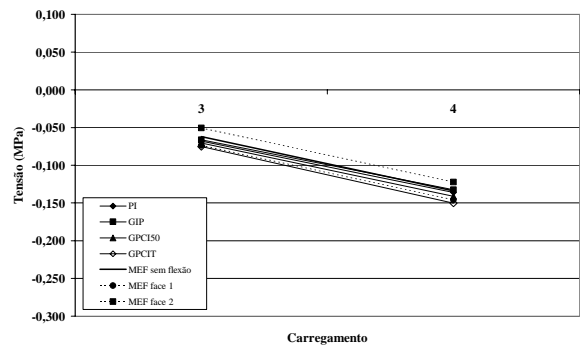


Figura 126 - Tensões no ponto 22 (nível 3).

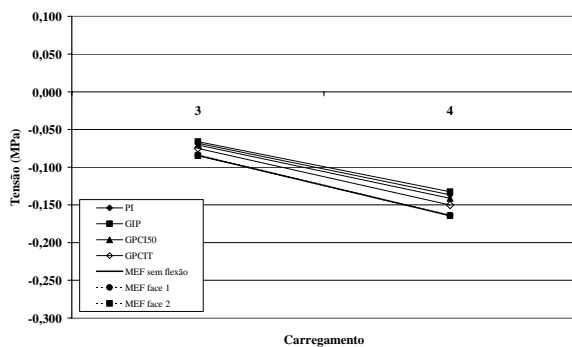


Figura 127 - Tensões no ponto 23 (nível 3).

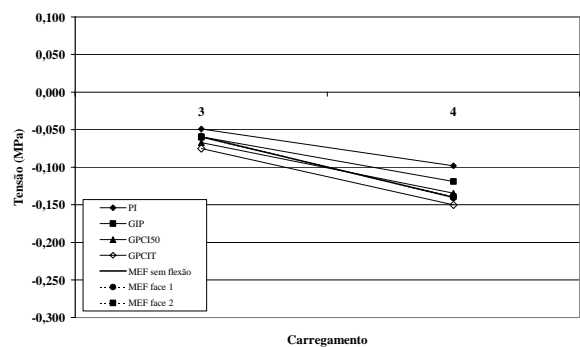


Figura 128 - Tensões no ponto 24 (nível 3).

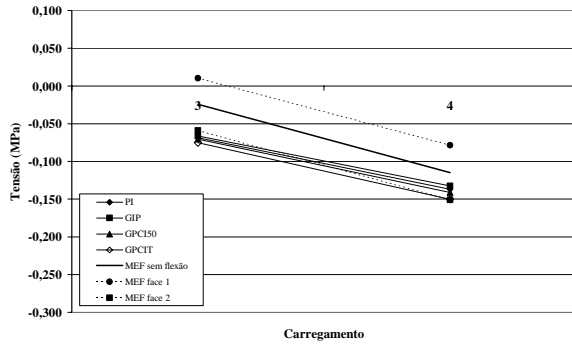


Figura 129 - Tensões no ponto 25 (nível 3).

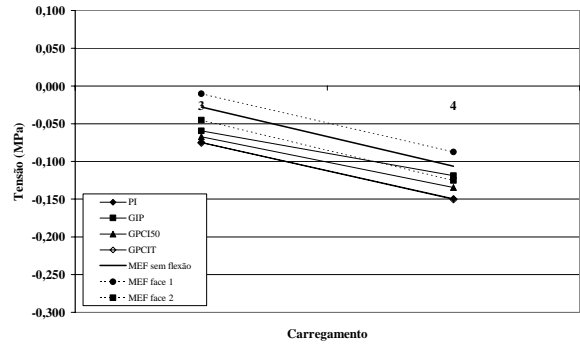


Figura 130 - Tensões no ponto 26 (nível 3).

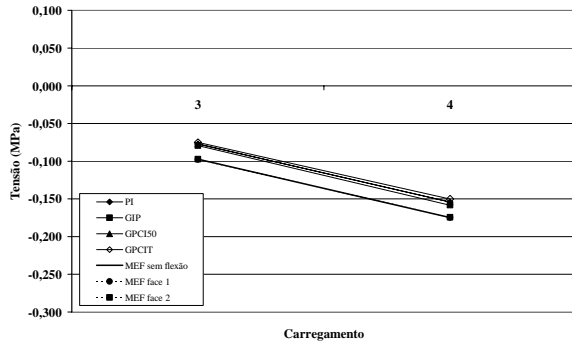


Figura 131 - Tensões no ponto 27 (nível 3).

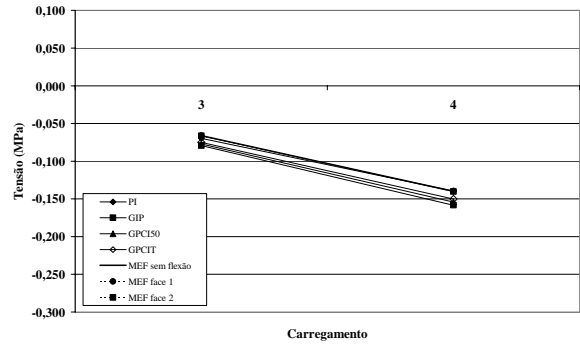


Figura 132 - Tensões no ponto 28 (nível 3).

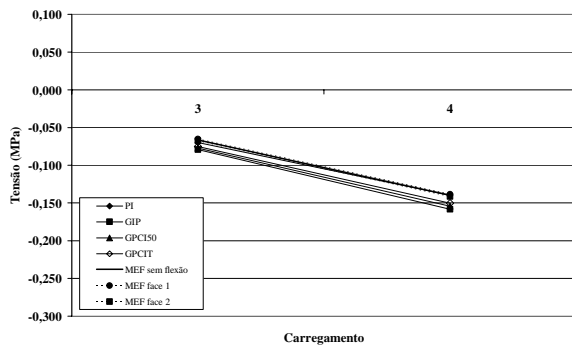


Figura 133 - Tensões no ponto 29 (nível 3).

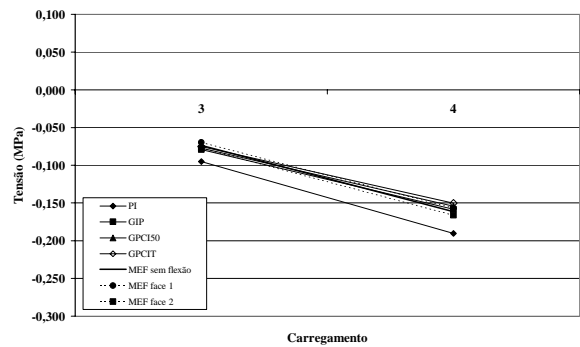


Figura 134 - Tensões no ponto 30 (nível 3).

CAPÍTULO IV

1. O Modelo Experimental

A escolha do modelo experimental recaiu sobre edifício em escala real, construído de alvenaria estrutural não-armada, de blocos de concreto, onde pontos pré-definidos da estrutura foram instrumentados de modo a permitir recolhimento de dados relativos às deformações.

Esses pontos, conforme apresentado no Capítulo III, localizaram-se em várias partes da estrutura. O primeiro nível de leituras da estrutura trata das deformações que ocorrem nos blocos da segunda fiada do pavimento térreo. O segundo nível localiza-se nessa mesma segunda fiada, porém no pavimento acima do térreo. Analogamente, o terceiro nível é a segunda fiada do segundo pavimento acima do térreo. Em planta, esses pontos se situaram sempre sobre as estacas das fundações. Dessa forma, totalizaram-se 90 pontos de leitura.

A idéia central da transformação de edifício de alvenaria estrutural em corpo-de-prova consistiu na transformação de suas unidades básicas construtivas, os blocos, em dispositivos de medida de deformação. Assim, o esquema foi concebido de forma que esses blocos não interferissem no comportamento estrutural e ainda permitissem conhecer a deformação num dado ponto da estrutura e, portanto, conhecer a tensão atuante naquele dado ponto.

Sabe-se que os extensômetros elétricos são dispositivos de medida muito sensíveis às deformações. Uma vez solicitados a alongamento ou encurtamento, suas resistências elétricas variam e são amplificadas pela tensão de excitação.

O circuito é geralmente chamado de ponte de *Wheatstone*. É mais usado e o que apresenta maior precisão para medidas de pequenas variações de resistência. Após toda

uma álgebra envolvida na teoria da extensometria, pode-se dizer que, para deformações muito pequenas, a equação abaixo é válida:

$$-\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4 = \frac{e \cdot 4}{K \cdot E},$$

na qual os valores de ε são as deformações em cada “*braço*” da ponte, sendo que os pontos 1 e 4 estão em “*braços*” opostos, assim como os pontos 2 e 3; e é a tensão de saída; K , o fator do extensômetro; e E , a tensão de excitação do sistema.

Os valores de ε calculados pela equação acima englobam as variações devidas às deformações do corpo-de-prova em função da carga (*mecânica*) e em função de sua dilatação (*temperatura e umidade*). Assim, ε pode ser representado pela fórmula abaixo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{F1} + \varepsilon_{N1} + \varepsilon_{T1},$$

na qual ε_{F1} é a deformação devida aos esforços de flexão, ε_{N1} é a deformação devida aos esforços normais (*compressão e tração*) e ε_{T1} é a deformação devida à dilatação ou retração (*temperatura e umidade*).

Se for montada ligação em que dois braços adjacentes da ponte (3 e 4) sejam resistores fixos de precisão (*invariantes*) e os outros dois (1 e 2) sejam montados em corpo-de-prova que sofre encurtamento devido às variações térmicas e higroscópicas, essas variações serão anuladas. Isso será válido somente se o material constituinte do corpo for considerado isotrópico, pois o fenômeno que ele sofrer numa direção sofrerá noutra.

As técnicas de medição em meia ponte podem ser utilizadas para se obterem esforços de flexão ou normais, dependendo da posição dos dois extensômetro nos braços da ponte e de como estes estão posicionados no corpo-de-prova. Essa posição ainda implicará na autocompensação, ou não, da temperatura, conforme a ligação efetuada.

A Figura 135 apresenta configuração típica de ligação para medição em meia ponte onde se quer somente captar leituras de deformação devidas aos carregamentos mecânicos num dado corpo-de-prova, mesmo estando esse corpo sob influência de

retração causada por variações higroscópicas e alongamentos causados por variações de temperatura. A resolução do problema será dada por:

$$-\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \frac{e \cdot 4}{K \cdot E} = \text{VALOR}[\mu\varepsilon]$$

De modo que:

$$-\varepsilon M1 - \varepsilon H1 - \varepsilon T1 + \varepsilon M2 + \varepsilon H2 + \varepsilon T2 = \text{VALOR}[\mu\varepsilon],$$

na qual $\varepsilon M1$ é a deformação devida aos efeitos mecânicos, $\varepsilon H1$ aos higroscópicos e $\varepsilon T1$ aos térmicos no extensômetro 1. E $\varepsilon M2$ é a deformação devida aos efeitos mecânicos no extensômetro 2, $\varepsilon H2$ aos higroscópicos e $\varepsilon T2$ aos térmicos.

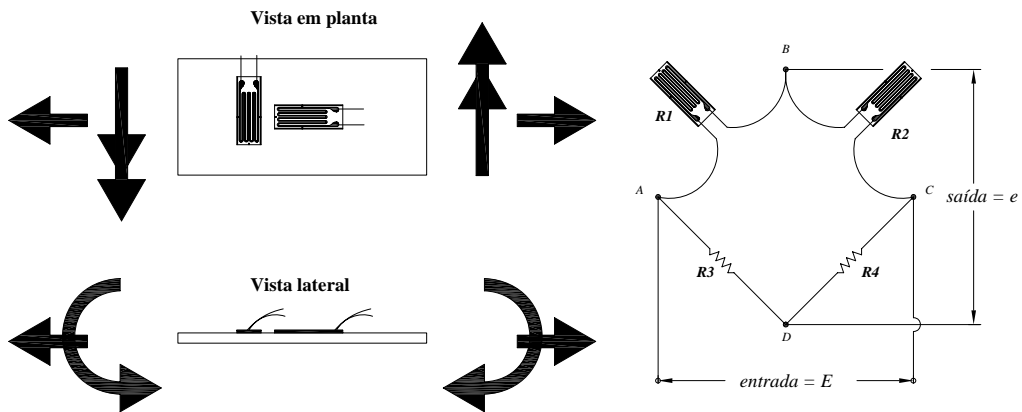


Figura 135 - Ligação em meia ponte, braços adjacentes em 90°.

Sabendo-se que os efeitos térmicos e higroscópicos ocorrem na mesma grandeza e nas duas direções, esses valores, pela hipótese da isotropia dos materiais, se cancelam, ficando apenas:

$$-\varepsilon M1 + \varepsilon M2 = \text{VALOR}[\mu\varepsilon]$$

Como o que acontece numa direção (encurtamento ou alongamento) acontece noutra com valor oposto, tem-se amplificação no valor de saída para os efeitos mecânicos, devida ao Poisson.

Assim, mediante calibração no corpo-de-prova, pode-se fazer com que o referido corpo-de-prova se torne célula de carga. Com base nessa hipótese, montou-se circuito em meia ponte nos blocos de concreto. Os dispositivos, após calibração, se tornaram células de carga integrantes da estrutura. Os procedimentos de colagem dos extensômetros nos blocos de concreto são apresentados no Anexo E (página 197)

2. Resultados Obtidos - Nível 1

Os resultados serão apresentados conforme as várias etapas de construção, juntamente com os valores obtidos pelo MEF devidos aos elementos de membrana (sem flexão das paredes) e devidos aos elementos de casca (com flexão nas paredes) na face em que se encontravam os extensômetros nos blocos.

Os resultados do experimento são apresentados na forma de tensão graças à calibração que se fez nos blocos antes de serem assentados. É apresentada ainda a curva média das leituras em cada etapa da obra, juntamente com as curvas do modelo numérico em elementos finitos.

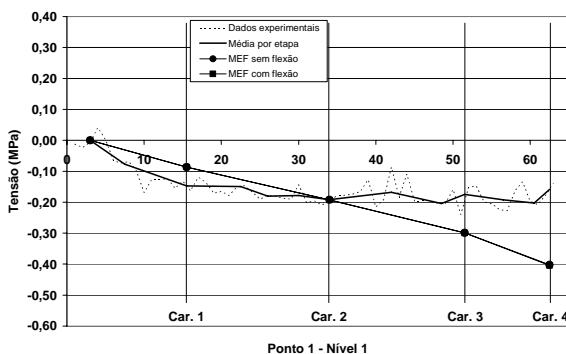


Figura 136 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 1.

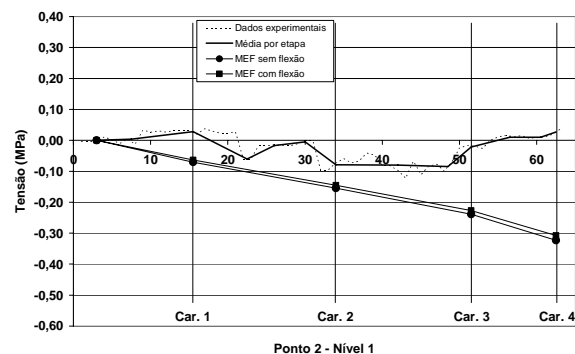


Figura 137 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 1.

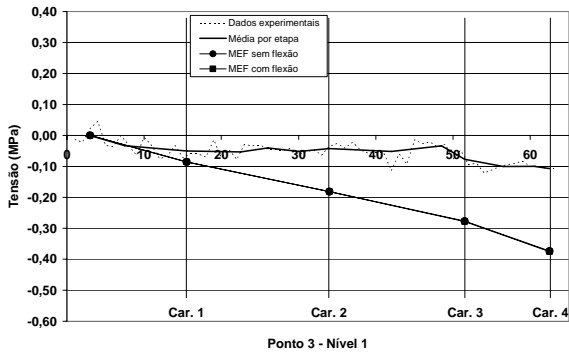


Figura 138 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 1.

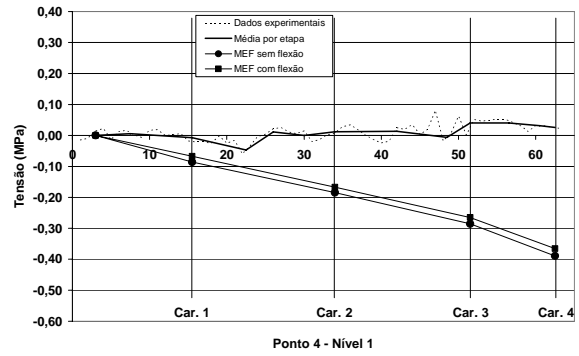


Figura 139 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 1.

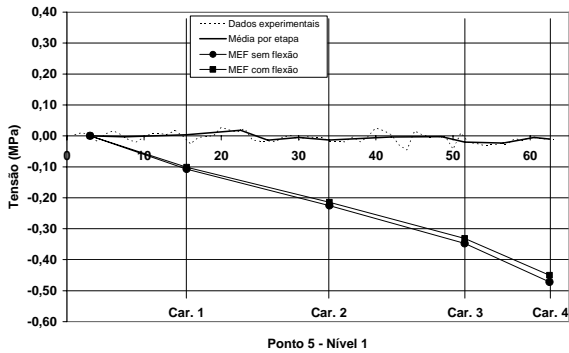


Figura 140 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 1.

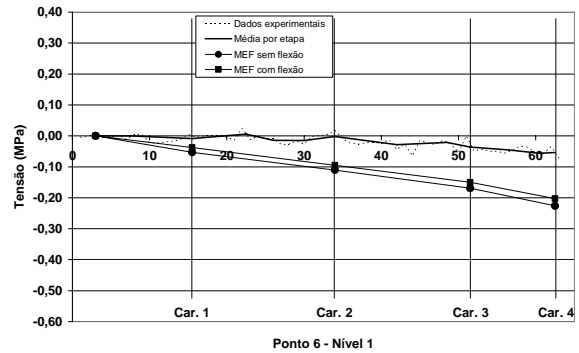


Figura 141 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 1.

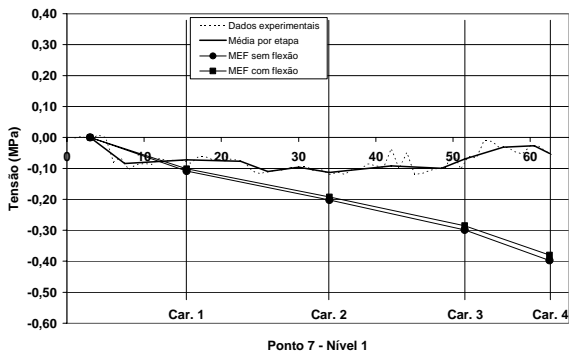


Figura 142 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 1.

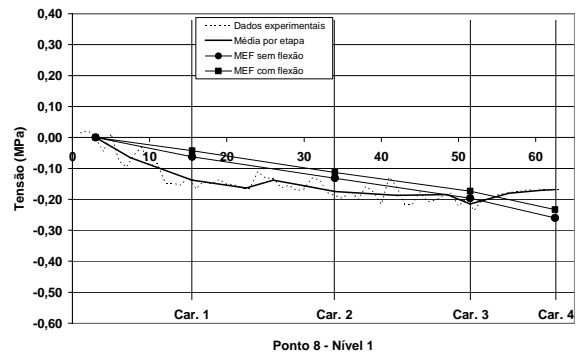


Figura 143 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 1.

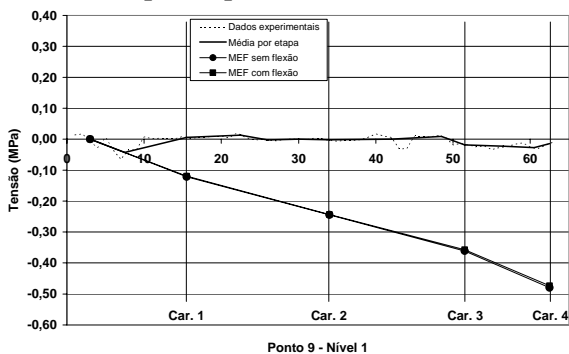


Figura 144 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 1.

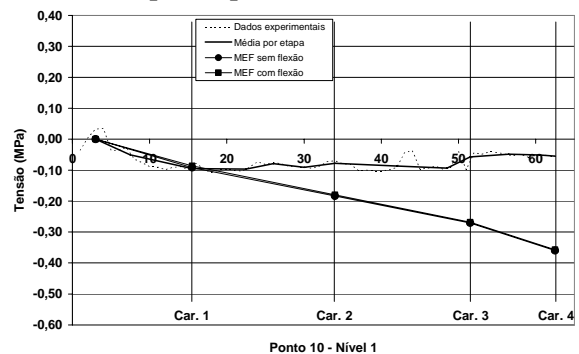


Figura 145 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 1.

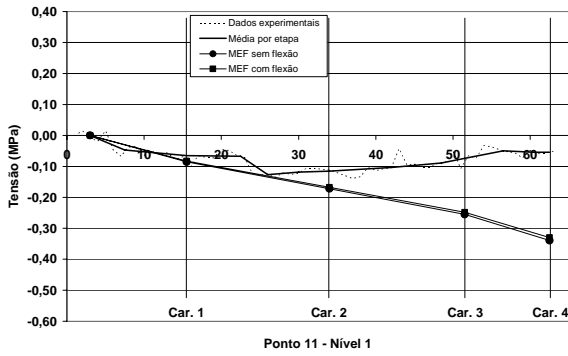


Figura 146 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 1.

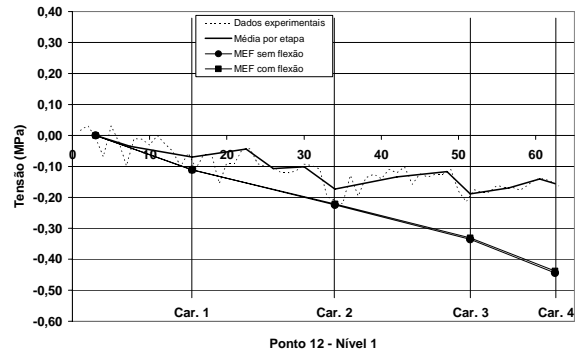


Figura 147 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 1.

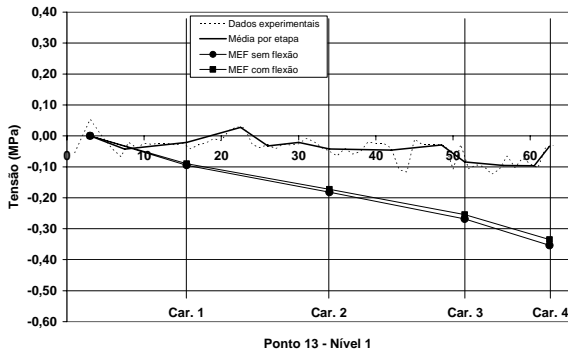


Figura 148 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 1.

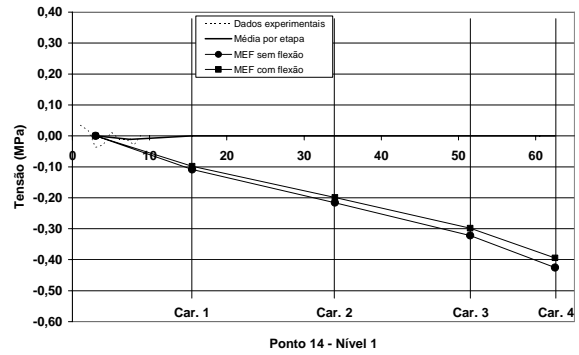


Figura 149 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 1.

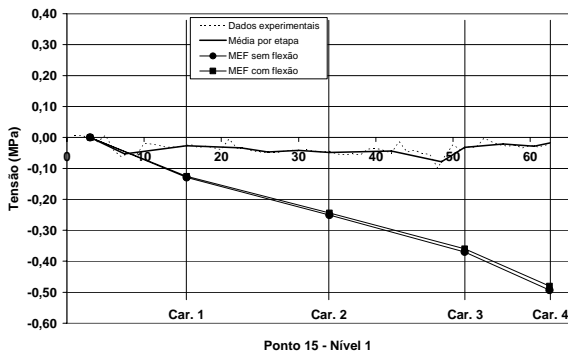


Figura 150 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 1.

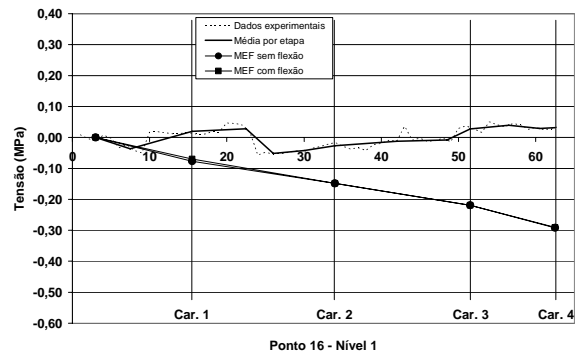


Figura 151 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 1.

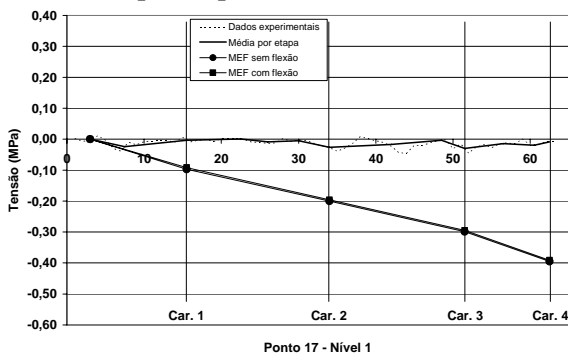


Figura 152 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 1.

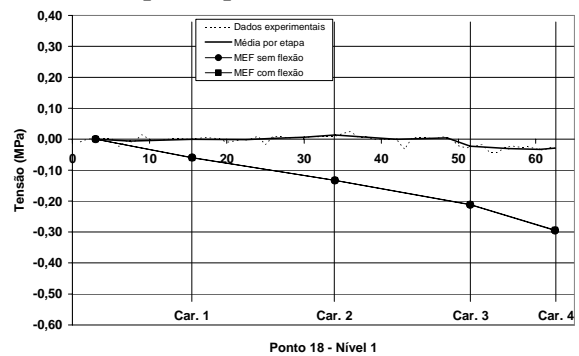


Figura 153 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 1.

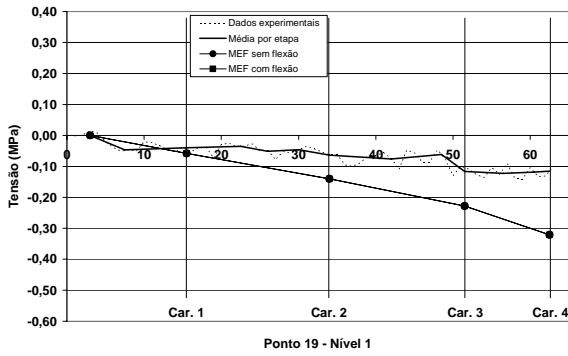


Figura 154 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 1.

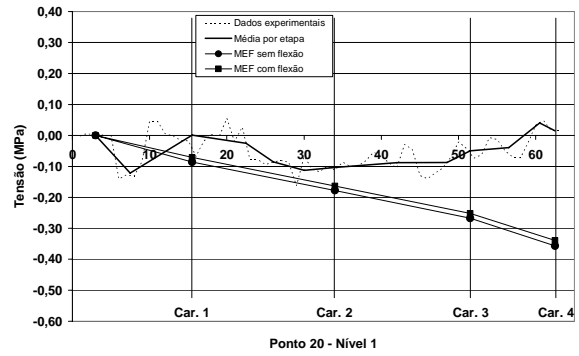


Figura 155 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 1.

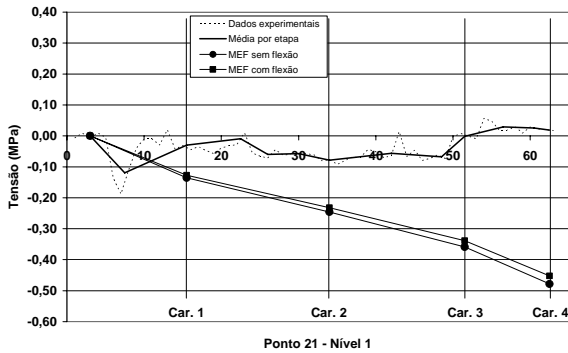


Figura 156 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 21 no nível 1.

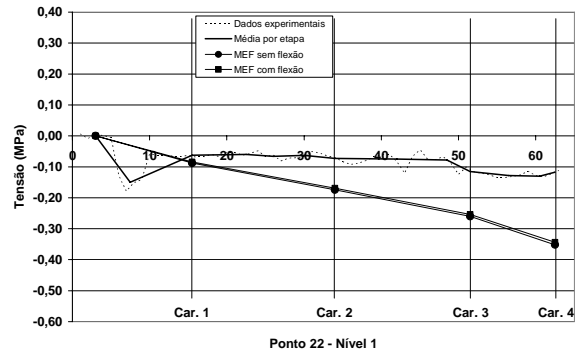


Figura 157 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 22 no nível 1.

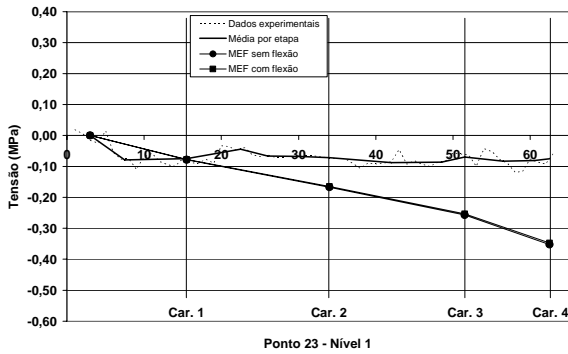


Figura 158 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 23 no nível 1.

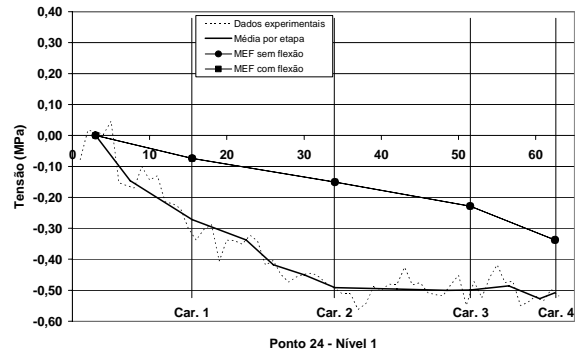


Figura 159 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 24 no nível 1.

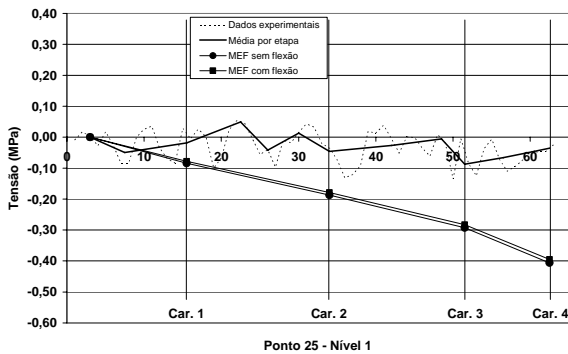


Figura 160 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 25 no nível 1.

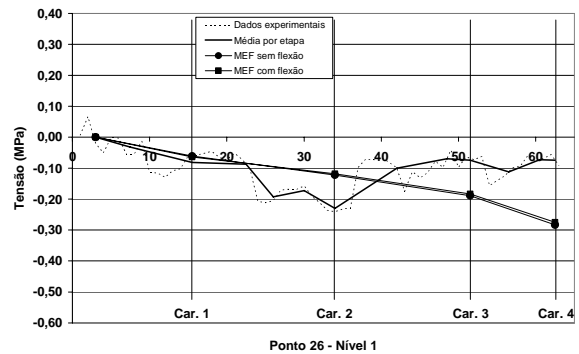


Figura 161 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 1.

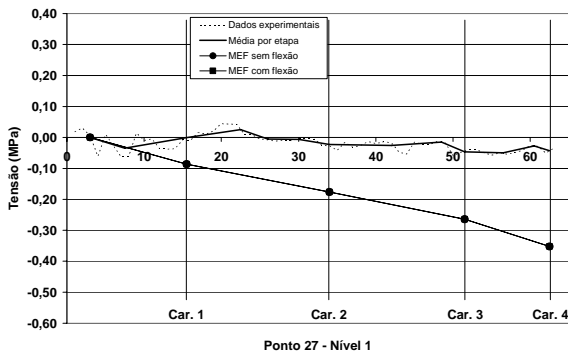


Figura 162 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 1.

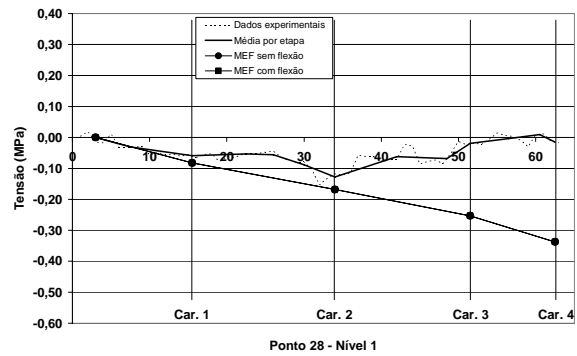


Figura 163 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 1.

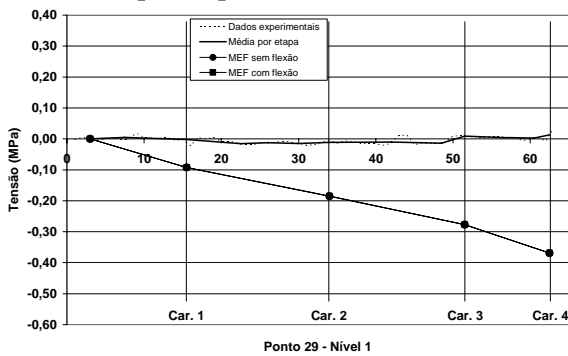


Figura 164 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 1.

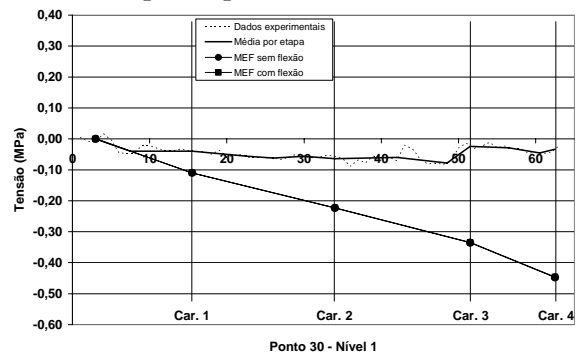


Figura 165 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 1.

Até o carregamento 1, a maioria dos pontos instrumentados apresentou tensões. Entretanto, após esse somente os pontos 1, 8, 12, 24, 26 e 28 apresentaram valores de tensões que podem ser considerados significativos. Contudo, com exceção somente do ponto 24, os outros pontos aparentemente sofreram acomodações, apresentando valores abaixo do esperado. O ponto 24 revelou-se mais solicitado no modelo experimental, quando se esperava viesse a ser mais solicitado no modelo numérico.

O primeiro nível da edificação mostrou-se muito influenciado pelas fundações. Estas de certo modo atrapalharam a comparação dos resultados experimentais com os do modelo numérico. Como quer que seja, os dados obtidos nesse nível mostraram acentuada interferência da interação solo-estrutura nos edifícios de alvenaria sem pilotis.

Percebe-se no ponto 1 que a tensão constatada experimentalmente começou por apresentar valores superiores ao esperado numericamente, valores que ao atingirem dado nível, se mantiveram, e posteriormente decresceram. Uma das explicações para a estabilização das tensões depois de atingido um valor de tensão é que no modelo numérico, a viga baldrame não transfere carga diretamente para o solo. Na prática, após

sua deformação inicial, em face da pouca rigidez do fundo de vala, o baldrame encontra solo mais rígido e pára de se deformar. Transfere parte das tensões diretamente pelo solo, sem que ocorra o efeito arco. Para se explicar a diminuição nos valores de tensão, é preciso admitir hipótese de ser possível acomodação da estrutura ao longo de sua elevação.

Em vários pontos, na primeira etapa da obra (elevação das paredes do pavimento térreo), os valores de tensão no modelo experimental se aproximaram muito dos valores do modelo numérico. Após essa etapa, houve estabilização das leituras relativas ao modelo experimental, possivelmente porque as vigas baldrame estivessem passando tensões diretamente para o solo, fato esse não observável no modelo numérico de análise por elementos finitos, ora utilizado.

Em outros pontos, verificaram-se valores idênticos de tensão entre os modelos experimental e numérico, na etapa de elevação das paredes do primeiro pavimento. Contudo, aparentemente esses pontos sofreram flexão com o carregamento da laje, o que ocasionou alívio de tensões na face instrumentada. Após esse alívio, os pontos não apresentaram variações significativas nas tensões, talvez porque, havendo o baldrame encontrado o ponto de equilíbrio, o solo tenha passado a suportar os esforços providos da parede.

Os pontos 22 e 23, instalados na mesma parede, apresentaram comportamentos semelhantes entre si, sofreram compressão na etapa do levantamento da parede do primeiro pavimento, seguida de alívio na face instrumentada, devido à flexão com as rotações da laje. Por fim se mantiveram estáveis, reforçando a hipótese da transferência de cargas para o solo através das vigas baldrame.

O ponto 24 apresentou valores experimentais maiores que o esperado numericamente. Primeiramente, pode-se trabalhar com a hipótese de que nesse ponto não existiram diferenças entre os dois modelos, no que tange a transferências de carga para as fundações. Em segundo lugar, provavelmente essa parede sofreu grande influência na condução das cargas para as fundações.

3. Resultados Obtidos - Nível 2

A seguir, são apresentadas as figuras Figura 166 à Figura 195 com os resultados experimentais e numéricos referentes ao nível 2 da edificação. Dentre os pontos analisados os de números 4, 6, 7, 8, 16, 18 e 28 apresentaram comportamento muito semelhante ao comportamento aferido segundo o modelo numérico. Os pontos 2, 10, 14, 17 e 20, que no modelo numérico apresentavam tendência de alívio da tensão devida à flexão na parede, manifestaram esse fenômeno, no modelo experimental, com maior intensidade. Os pontos 13, 24, 25 e 26 apresentaram, no modelo experimental, tensões maiores para as etapas iniciais, seguidas de estabilização desses valores. É muito importante notar que os pontos 24, 25 e 26 apresentaram comportamentos muito semelhantes entre si. As medidas do ponto 30 não puderam ser obtidas na fase de construção do edifício, isto porque, durante essa fase a mão-de-obra rompeu o cabo elétrico utilizado na leitura.

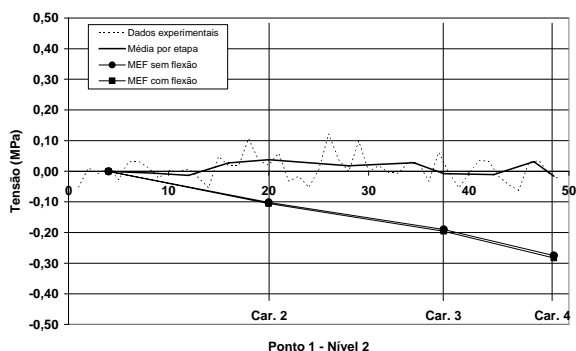


Figura 166 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 2.

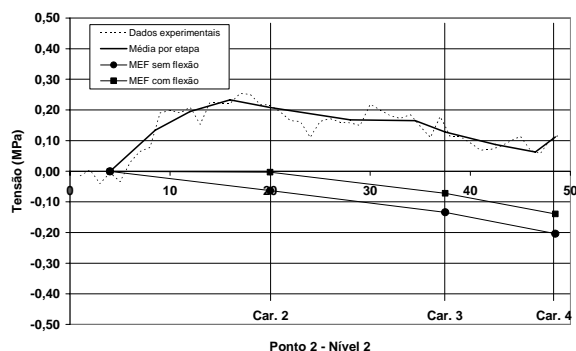


Figura 167 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 2.

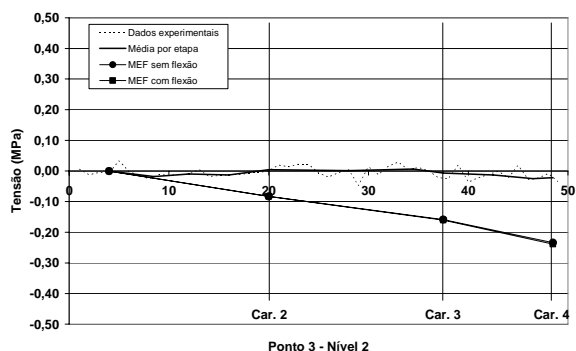


Figura 168 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 2.

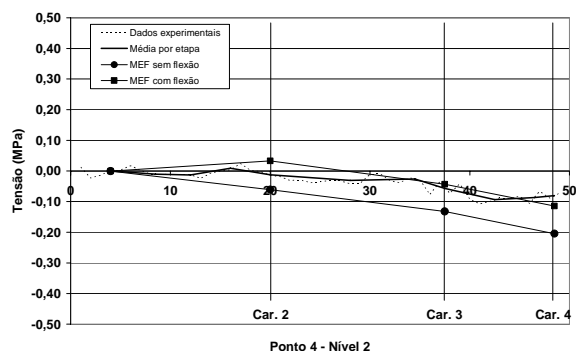


Figura 169 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 2.

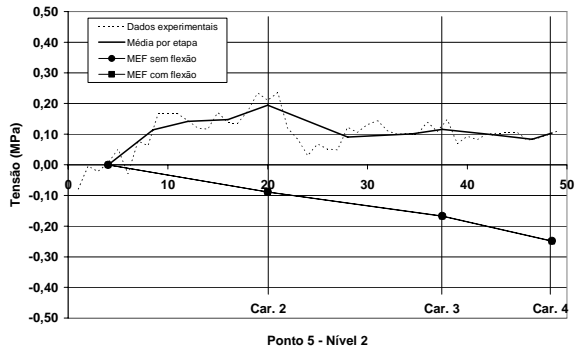


Figura 170 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 2.

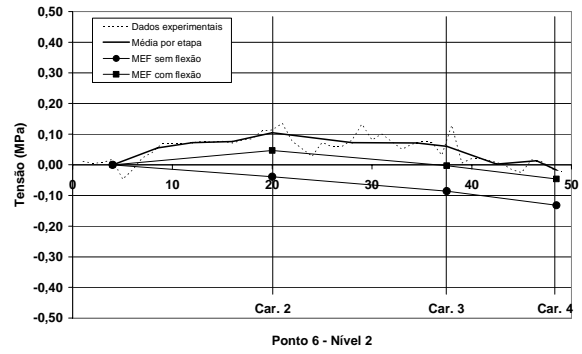


Figura 171 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 2.

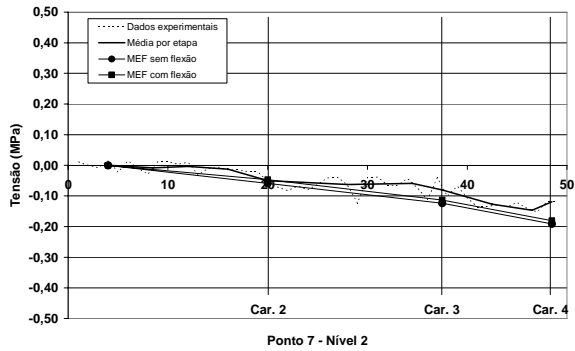


Figura 172 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 2.

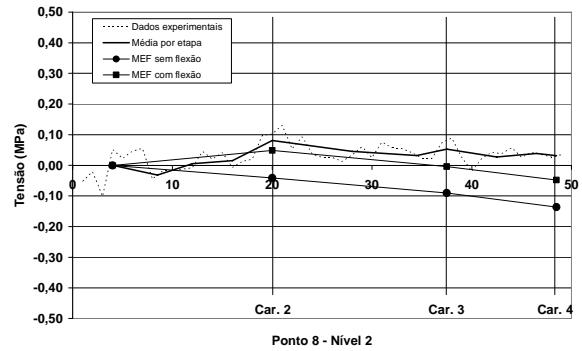


Figura 173 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 2.

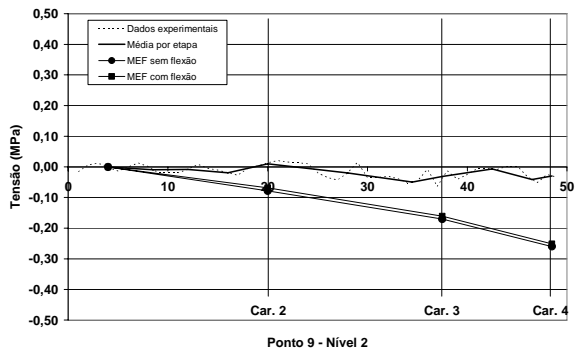


Figura 174 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 2.

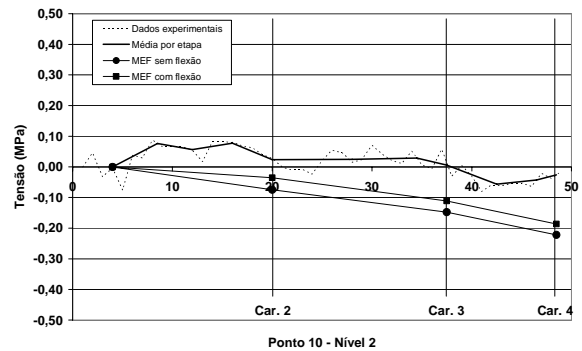


Figura 175 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 2.

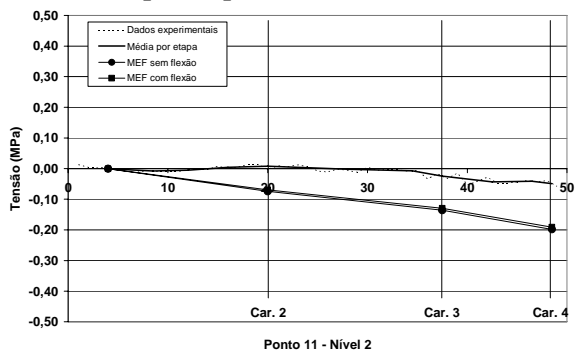


Figura 176 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 2.

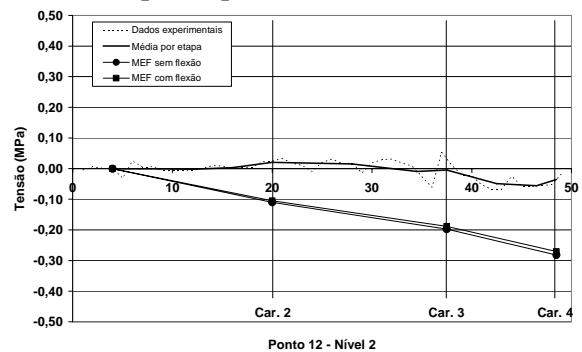


Figura 177 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 2.

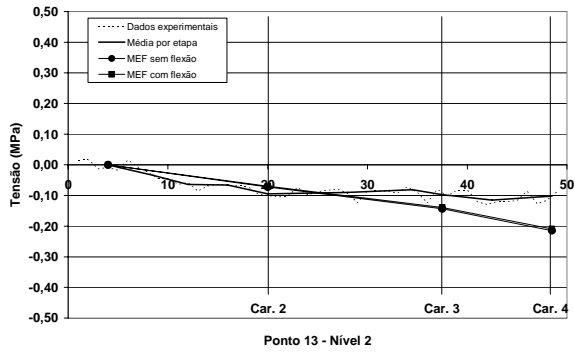


Figura 178 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 2.

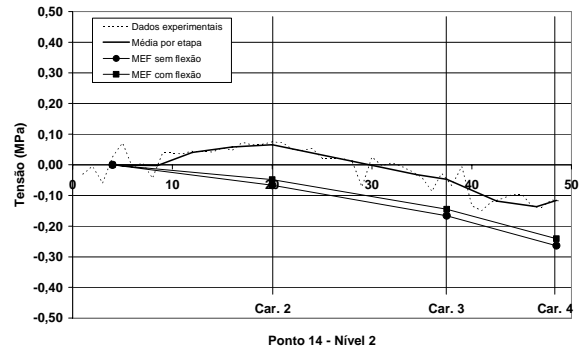


Figura 179 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 2.

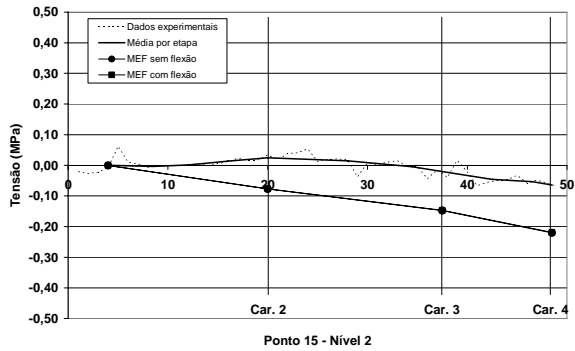


Figura 180 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 2.

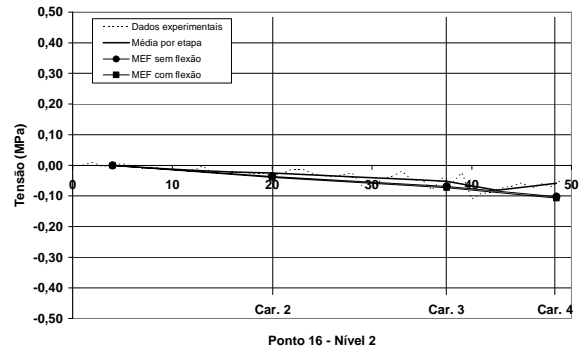


Figura 181 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 2.

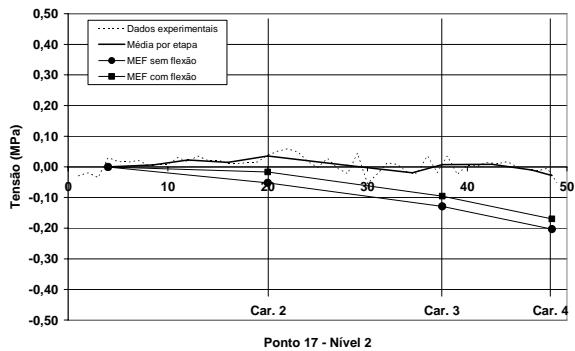


Figura 182 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 2.

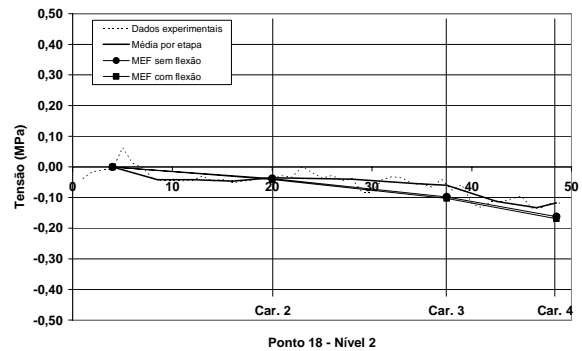


Figura 183 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 2.

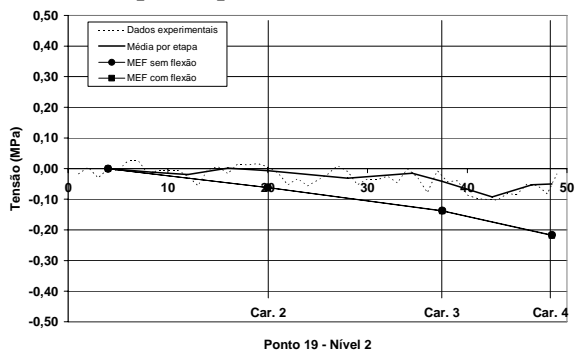


Figura 184 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 2.

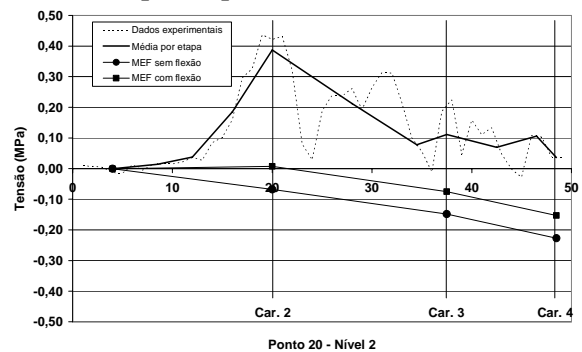


Figura 185 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 2.

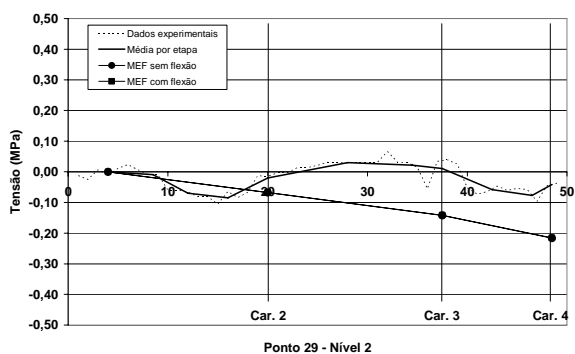


Figura 194 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 2.

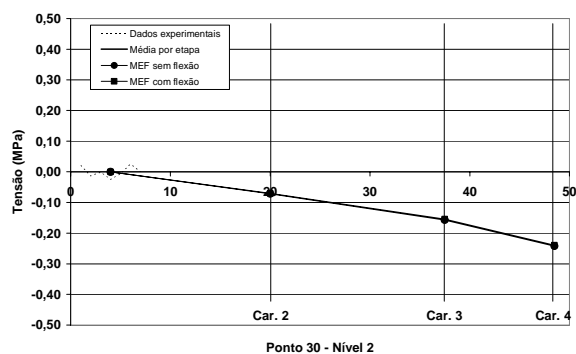


Figura 195 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 2.

No modelo numérico, o ponto 2 manifestou tendência de sofrer esforços de tração originados da rotação da laje e da conseqüente flexão da parede. Contudo, os valores experimentais se mostraram ainda maiores que os esperados numericamente. De forma geral, exceto por essa desproporção quantitativa nos valores das tensões, esse ponto 2 apresentou o mesmo comportamento geral entre os modelos. Se a análise do gráfico fosse feita conforme a metodologia adotada na pesquisa de STOCKBRIDGE (1967), na qual esse pesquisador descartou toda a interferência do carregamento do próprio pavimento, ficaria muito clara a coincidência dos valores obtidos. Desse modo, o que realmente se esclarece é que a flexão na parede foi muito maior que a esperada. Importante ressaltar que, havendo, numa face, tensões de tração, na outra face haverá altos valores de tensões de compressão.

O ponto 4 apresentou comportamento experimental muito interessante. Mostrou, entre os modelos numéricos, valores que levaram em conta a flexão na parede e valores que disseram não ter ocorrido flexão. Somente nas etapas finais da obra os valores experimentais se estabilizaram não apresentando os acréscimos que os dois casos do modelo numérico acusaram. O modelo numérico que leva em conta a flexão, conforme gráfico, apresentou valores de tração na face instrumentada. O ponto 5, no modelo numérico, não indicou influência direta de esforços de flexão e isso porque se localiza num encontro de paredes. Entretanto, quando se considera o modelo experimental, o ponto 5 mostrou-se influenciado por esse comportamento de forma muito semelhante ao ponto 2.

O ponto 13, nas etapas iniciais da obra, registrou o mesmo comportamento estrutural nos modelos experimental e numérico. Após a etapa referente ao carregamento 2, houve

estabilização dos valores, fazendo com que os valores experimentais ficassem abaixo dos valores esperados no modelo numérico. Esse efeito, muito provavelmente, ocorreu devido à redistribuição de esforços.

O ponto 15, assim como o ponto 2, não esperava esforços atribuíveis à flexão da parede no modelo numérico, e isso graças a sua localização na estrutura. Entretanto, experimentalmente, ficou clara a ocorrência desse tipo de comportamento. Em grande parte, os efeitos da flexão, ocorrem quando da aplicação do primeiro carregamento acima do ponto. Se fossem descartados tais efeitos, os pontos apresentariam o mesmo comportamento.

O ponto 19 apresentou comportamento experimental muito próximo do modelo numérico até as elevações das paredes. Porém, com a inserção da laje, notou-se alívio na face instrumentada, devido à rotação da laje que flexionou a parede, fato esse não constatado pelo modelo numérico. A partir dessa etapa o comportamento geral passou a produzir cifras semelhantes nos dois modelos.

Os resultados dos pontos 20, 21, 22 e 23, os quais se encontram alinhados em planta, foram muito semelhantes. Possibilitando fazer análise conjunta dos comportamentos. O ponto 20 está localizado ao lado de uma abertura de porta, no meio do vão de uma parede, ou seja, com pouca rigidez a flexão. Porém, o modelo numérico subestimou essa flexibilidade da parede. O efeito foi verificado com intensidades menores e decrescentes para os pontos 21, 22 e 23 respectivamente, nas mesmas etapas iniciais da obra. Aparentemente, isso pode ser devido a carregamento excepcional da laje nessas etapas construtivas. Por exemplo, pode-se citar o caso do armazenamento de blocos e outros materiais para assentamento das paredes do nível seguinte. De maneira geral, todos esses pontos tiveram comportamento muito similar aos esperados numericamente, exceto pelo efeito exacerbado da flexão na parede.

4. Resultados Obtidos - Nível 3

Expõem-se agora as figuras com resultados experimentais e numéricos para o nível 3 da edificação. Dos pontos analisados os de números 2, 3, 4, 6, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 15, 16,

17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 25, 28, 29 e 30 acusaram tensões significativas e similares entre os modelos. Alguns desses pontos revelaram diferenças devidas às rotações das lajes e conseqüente flexão da parede, fato esse muitas vezes não verificado no modelo numérico.

O ponto 1 não mostrou valores de tensões no modelo experimental, ao contrário do que se verificou no modelo numérico. Exceto pelas etapas finais do carregamento, o ponto 5 se comportou de forma muito semelhante ao ponto 1. O ponto 7 apresentou tensões devidas à flexão da parede.

O ponto 13 também se mostrou muito influenciado pelas rotações das lajes, comportamento que também foi verificado nos pontos 24 e 26. Por fim, o ponto 27 apresentou comportamento ininteligível.

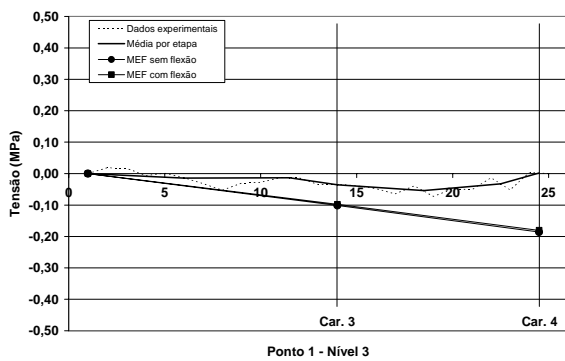


Figura 196 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 3.

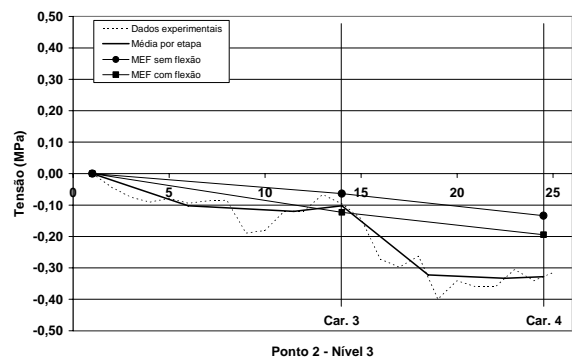


Figura 197 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 3.

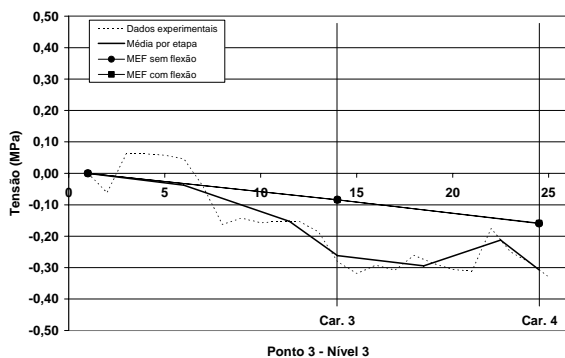


Figura 198 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 3.

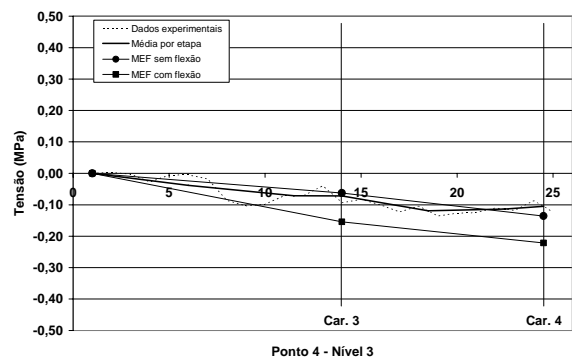


Figura 199 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 3.

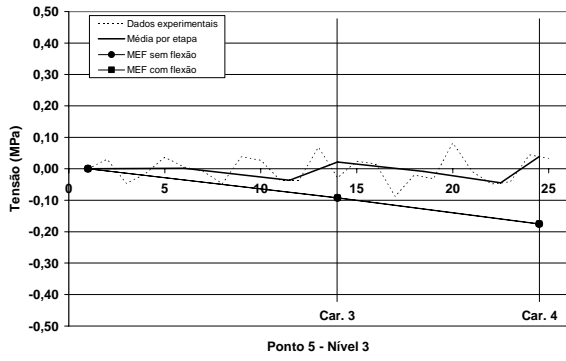


Figura 200 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 3.

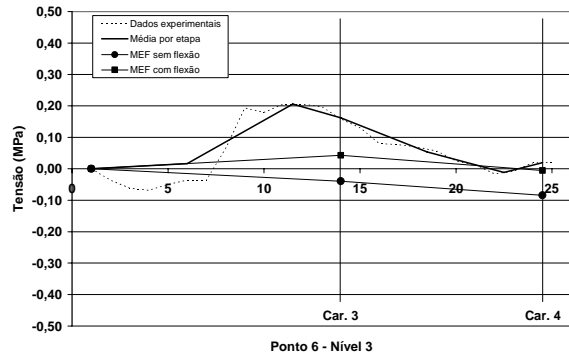


Figura 201 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 3.

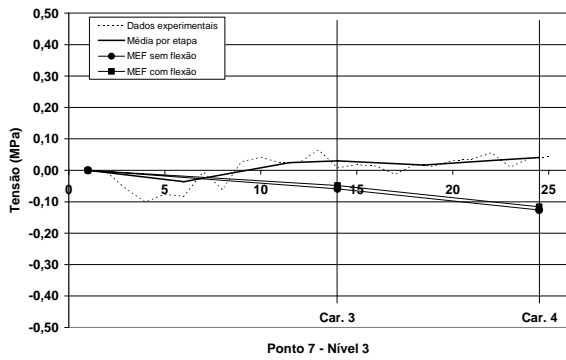


Figura 202 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 3.

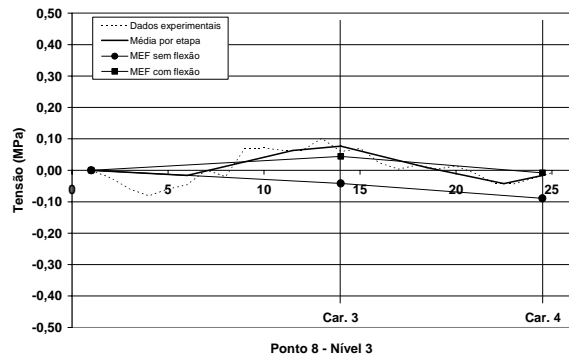


Figura 203 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 3.

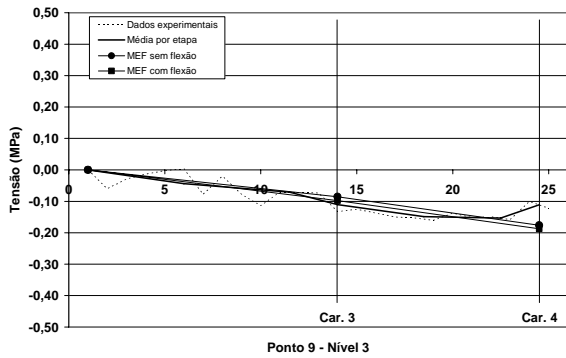


Figura 204 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 3.

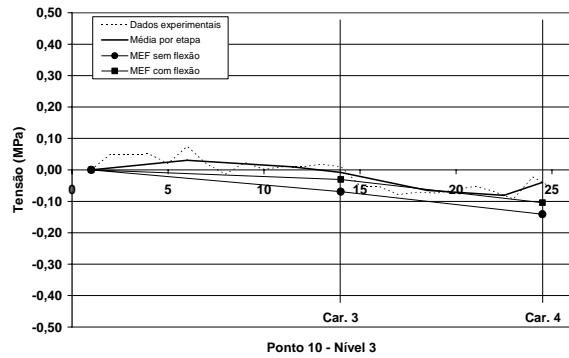


Figura 205 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 3.

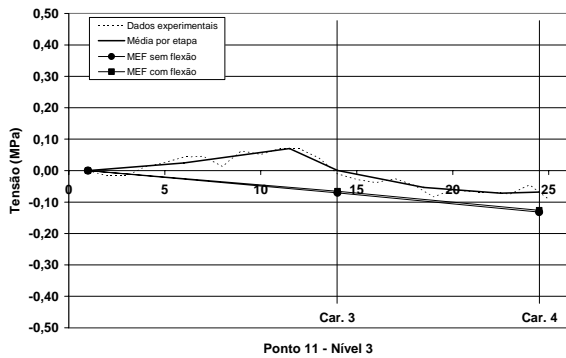


Figura 206 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 3.

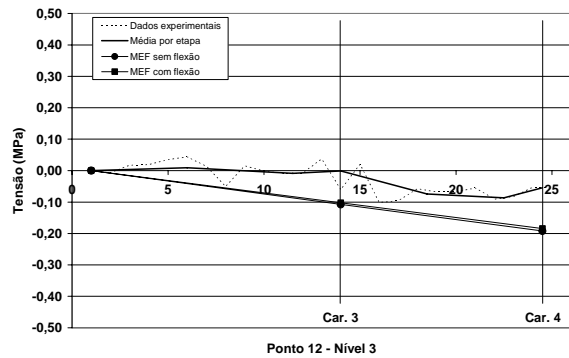


Figura 207 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 3.

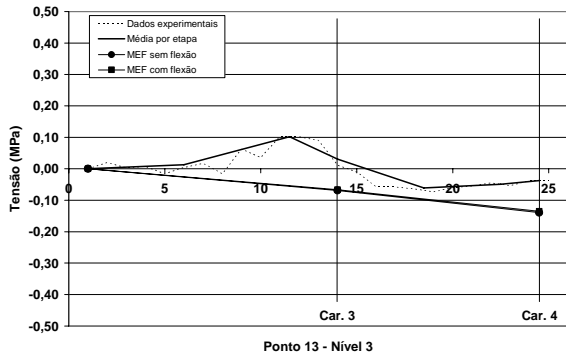


Figura 208 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 3.

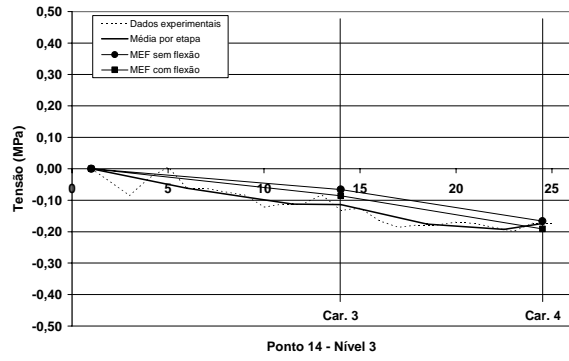


Figura 209 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 3.

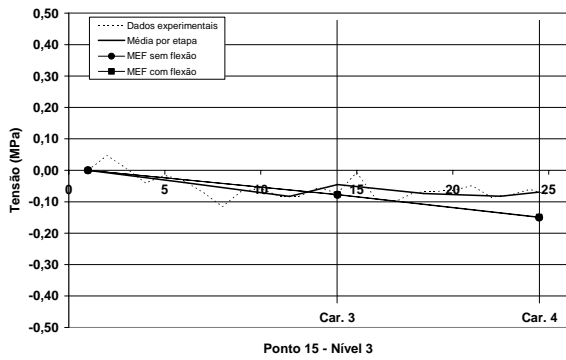


Figura 210 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 3.

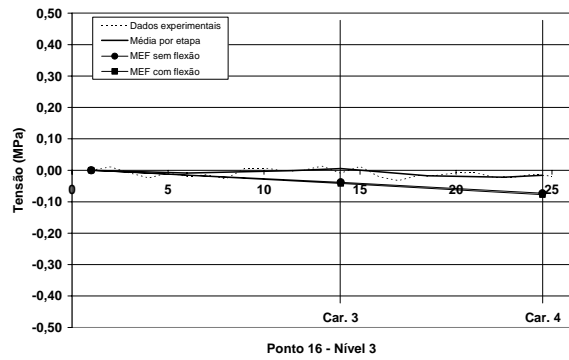


Figura 211 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 3.

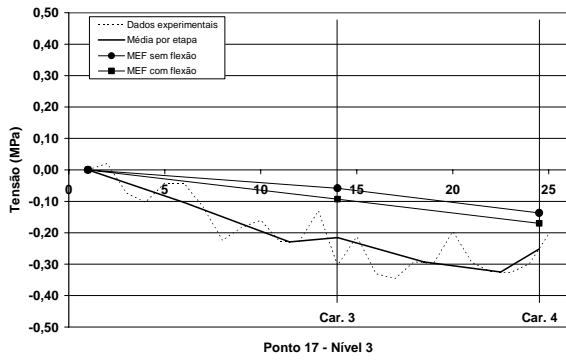


Figura 212 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 3.

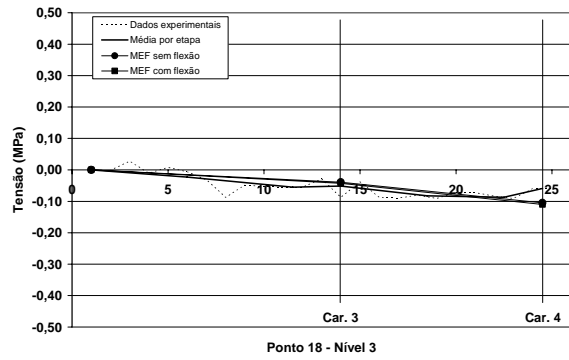


Figura 213 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 3.

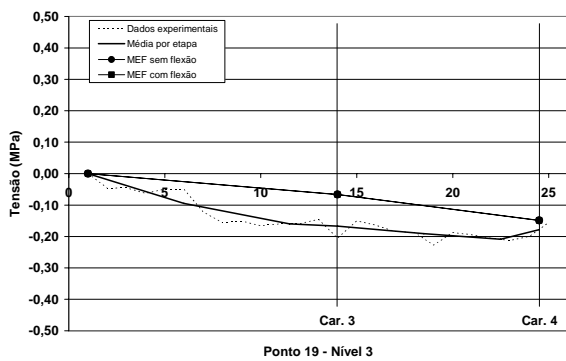


Figura 214 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 3.

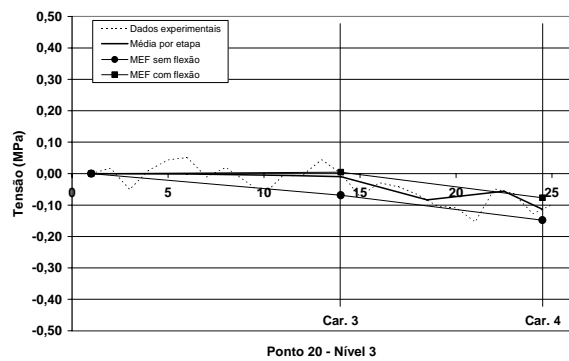


Figura 215 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 3.

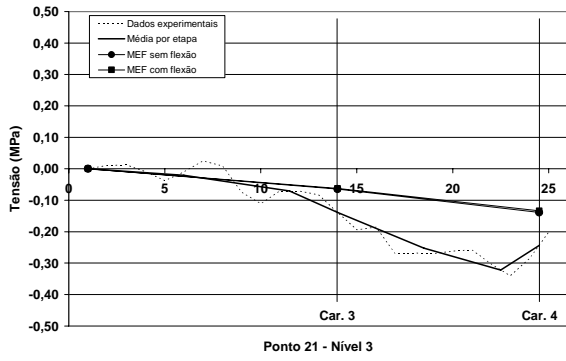


Figura 216 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 21 no nível 3.

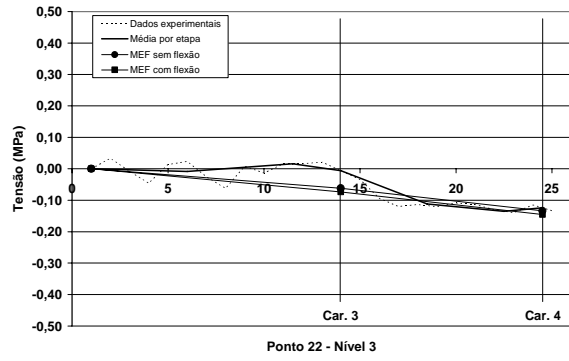


Figura 217 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 22 no nível 3.

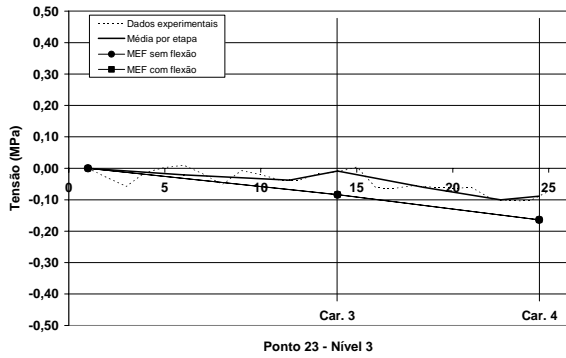


Figura 218 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 23 no nível 3.

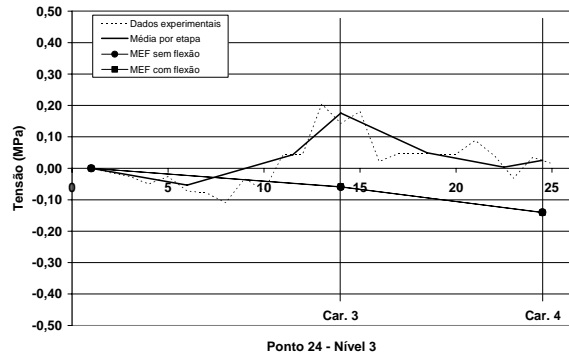


Figura 219 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 24 no nível 3.

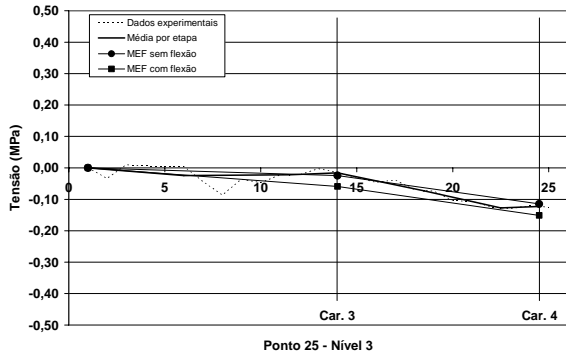


Figura 220 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 25 no nível 3.

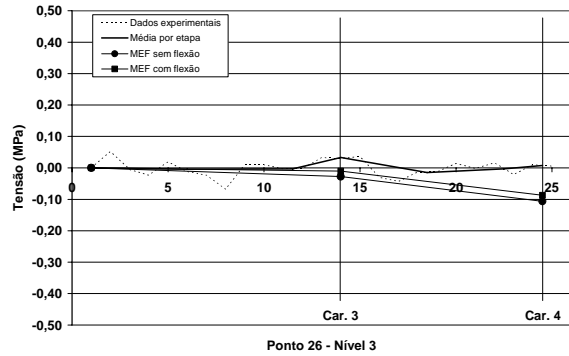


Figura 221 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 3.

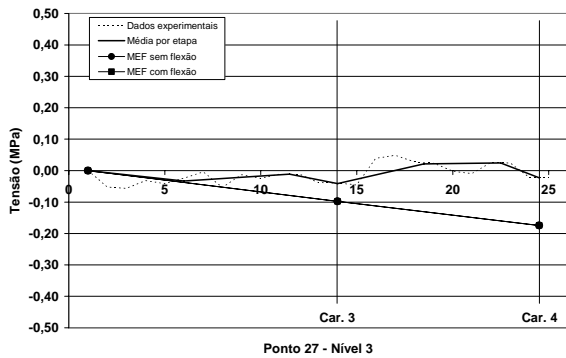


Figura 222 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 3.

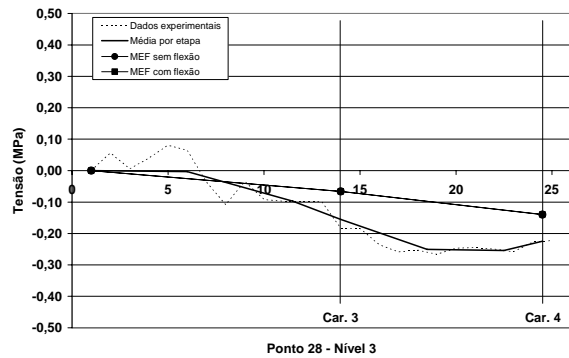


Figura 223 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 3.

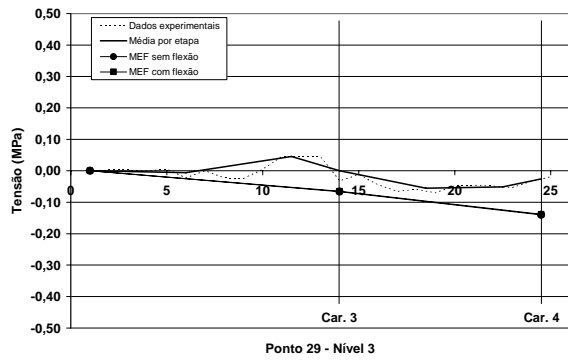


Figura 224 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 3.

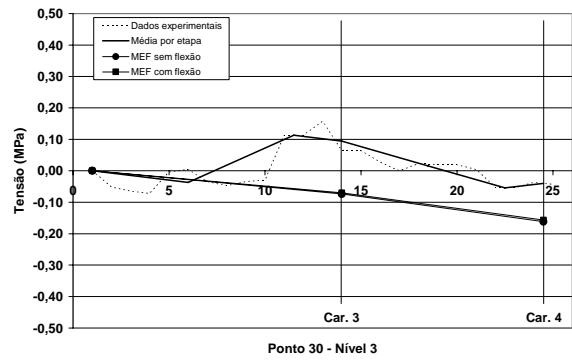


Figura 225 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 3.

CAPÍTULO V

1. Prova de Carga

Realizou-se prova de carga no edifício experimental. Distribuiu-se carga de 2 kN/m^2 nas lajes dos dormitórios do apartamento pertencente à parte instrumentada do edifício. O carregamento foi aplicado primeiramente na laje-piso do último pavimento do edifício (laje piso do terceiro nível) e então se procedeu a leitura em todos os pontos instrumentados da estrutura. Esse carregamento foi denominado PC1.

Após a coleta dos dados relativos ao PC1, foi carregada a laje abaixo desse nível, ou seja, a laje-piso do segundo pavimento, de modo que o edifício ficou carregado nos dormitórios da parte instrumentada da estrutura no terceiro e no segundo pavimentos. Esse carregamento passou a denominar-se PC2.

Por último, foi carregada a laje-piso do primeiro pavimento, de modo que o edifício ficou carregado nos dormitórios da parte instrumentada da estrutura no terceiro, no segundo e no primeiro pavimentos. A identificação do carregamento passou a ser feita pelo nome PC3.

Desse modo fica definido como PC1 o carregamento com 2 kN/m^2 na laje-piso do terceiro pavimento. O carregamento PC2 fica definido como o carregamento PC1 mais o carregamento da laje-piso do segundo pavimento. E, por fim, definiu-se o PC3 como carregamento PC2 mais carregamento da laje-piso do primeiro pavimento. A Figura 226 exhibe a área carregada do edifício em um dos pavimentos e a Figura 227 assinala as áreas de influência desses dois painéis de laje e as paredes que são por elas influenciadas.

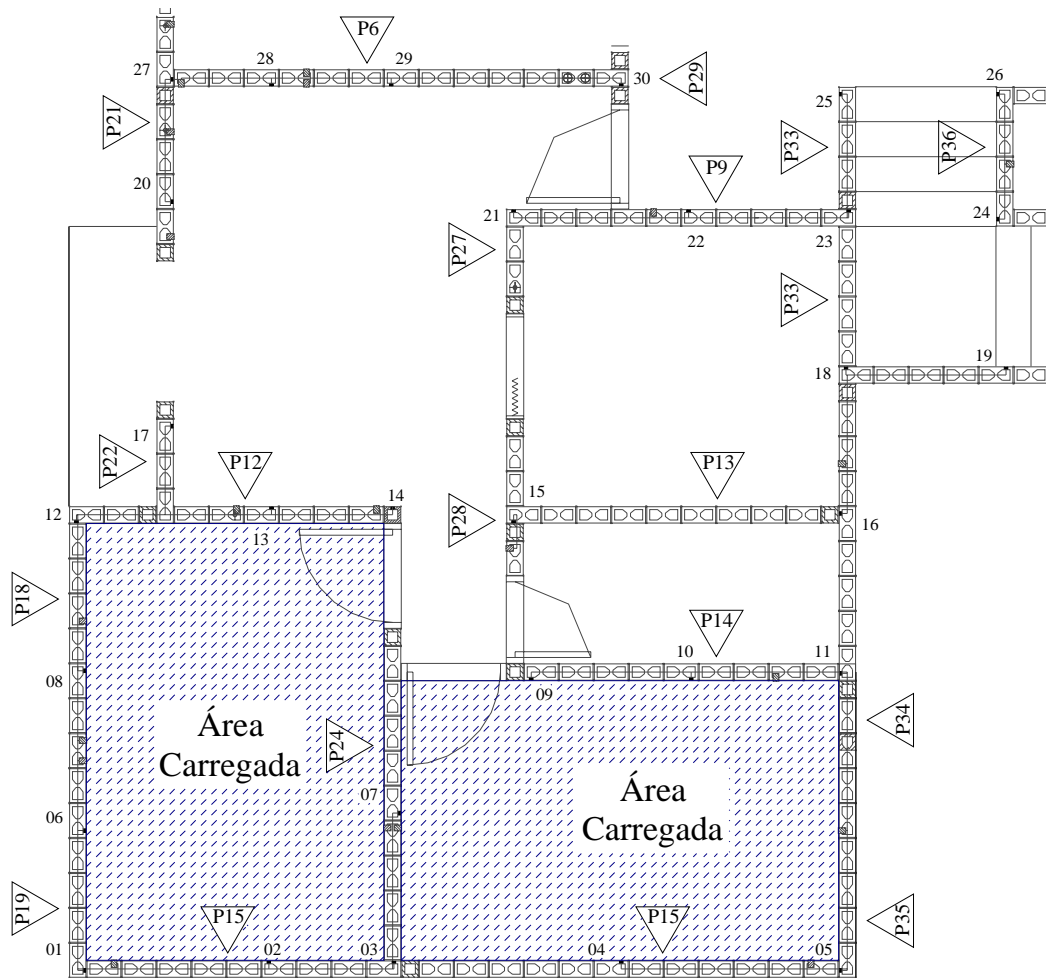


Figura 226 - Carregamento das lajes dos dormitórios.

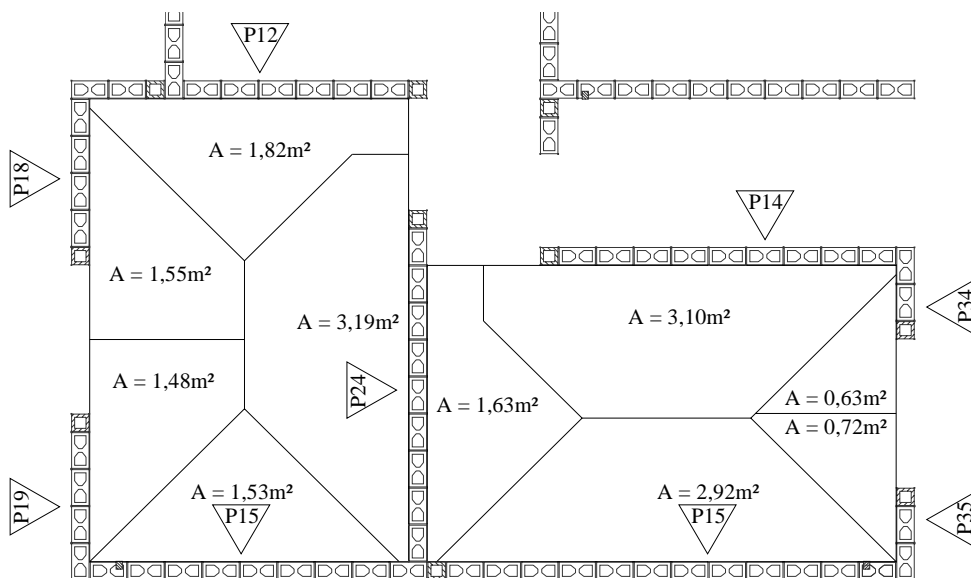


Figura 227 - Área de influência das lajes carregadas pela prova de carga para o PI.

1.1.Procedimento das Paredes Isoladas (PI)

A Tabela 27 refere-se a paredes que sofrem influência do carregamento da prova de carga bem como suas áreas de influência e seus valores de tensão atuantes. A Tabela 28 oferece os valores de tensão em cada ponto da instrumentação, na base do edifício, devidos à prova de carga em seus vários carregamentos. Importante ressaltar que, na Tabela 28 e demais tabelas do mesmo tipo para os outros procedimentos de análise, os pontos que apresentam valores diferentes de zero, ou seja, pontos que foram influenciados pela prova de carga, se encontram destacados através de cor de fundo mais escura. Isso deve facilitar a análise dos resultados.

Tabela 27 - Dados para as paredes influenciadas pela prova de carga no PI.

| Parede | Comprimento (m) | Influência da Laje* (m ²) | Carga na Laje (kN/m ²) | Carga Total por pavimento (kN) | Tensão por pavimento (MPa) |
|--------|-----------------|---------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| P12 | 2,85 | 1,82 | 2,00 | 3,64 | 0,009 |
| P14 | 3,00 | 3,10 | 2,00 | 6,20 | 0,015 |
| P15 | 6,75 | 4,45 | 2,00 | 8,90 | 0,009 |
| P18 | 1,35 | 1,55 | 2,00 | 3,10 | 0,016 |
| P19 | 1,20 | 1,48 | 2,00 | 2,96 | 0,018 |
| P24 | 2,85 | 4,82 | 2,00 | 9,64 | 0,024 |
| P34 | 0,60 | 0,63 | 2,00 | 1,26 | 0,015 |
| P35 | 0,60 | 0,72 | 2,00 | 1,44 | 0,017 |

* Computada somente a área onde existem carregamentos

1.2.Procedimento do Grupo Isolado de Paredes (GIP)

A Figura 228 apresenta os grupos de paredes influenciados pela prova de carga e o valor da área de influência do carregamento nesses grupos. A Tabela 29 concerne aos grupos de paredes que sofrem influência do carregamento da prova de carga, bem como a suas áreas de influência e seus valores de tensão atuantes. A Tabela 30 contém os valores de tensão em cada ponto instrumentado na base do edifício, valores devidos à prova de carga em seus vários carregamentos.

Torna-se claro, pela Tabela 30, existir somente mais um ponto influenciado pela prova de carga no procedimento do grupo de paredes, em relação ao procedimento das paredes isoladas. É o ponto 17.

Tabela 28 - Valores de tensão atuante nos pontos instrumentados na base do edifício devido à prova de carga (PI).

| Pontos | PC1 (MPa) | PC2 (MPa) | PC3 (MPa) |
|--------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 0,014 | 0,027 | 0,041 |
| 2 | 0,009 | 0,019 | 0,028 |
| 3 | 0,017 | 0,034 | 0,050 |
| 4 | 0,009 | 0,019 | 0,028 |
| 5 | 0,013 | 0,027 | 0,040 |
| 6 | 0,018 | 0,035 | 0,053 |
| 7 | 0,024 | 0,048 | 0,072 |
| 8 | 0,016 | 0,033 | 0,049 |
| 9 | 0,015 | 0,030 | 0,044 |
| 10 | 0,015 | 0,030 | 0,044 |
| 11 | 0,015 | 0,030 | 0,045 |
| 12 | 0,013 | 0,026 | 0,038 |
| 13 | 0,009 | 0,018 | 0,027 |
| 14 | 0,009 | 0,018 | 0,027 |
| 15 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 16 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 17 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 18 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 19 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 20 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 21 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 22 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 23 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 24 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 25 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 26 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 27 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 28 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 29 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 30 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |

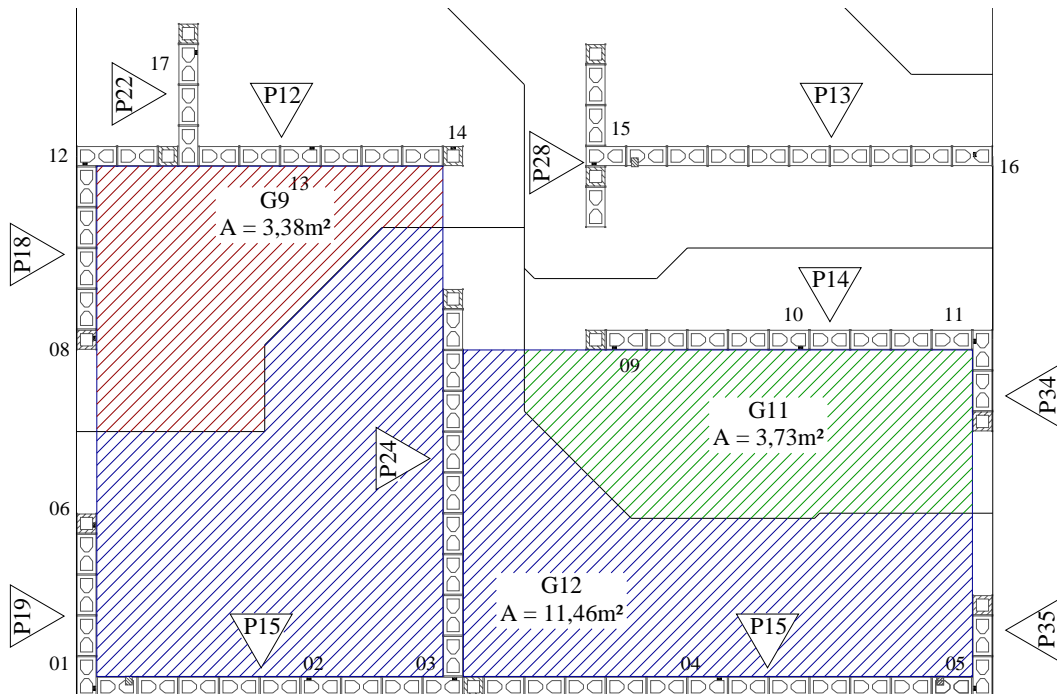


Figura 228 - Área de influência das lajes carregadas pela prova de carga para o GIP.

Tabela 29 - Dados para os grupos de paredes influenciados pela prova de carga no GIP.

| Parede | Comprimento (m) | Influência da Laje* (m ²) | Carga na Laje (kN/m ²) | Carga Total por pavimento (kN) | Tensão por pavimento (MPa) |
|--------|-----------------|---------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| G9 | 5,10 | 3,38 | 2,00 | 6,76 | 0,009 |
| G11 | 3,60 | 3,73 | 2,00 | 7,46 | 0,015 |
| G12 | 11,40 | 11,46 | 2,00 | 22,92 | 0,014 |

* Computada somente a área onde existem carregamentos

Tabela 30 - Valores de tensão atuante nos pontos instrumentados na base do edifício devido à prova de carga (GIP).

| Pontos | PC1 (MPa) | PC2 (MPa) | PC3 (MPa) |
|--------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0,014 | 0,029 | 0,043 |
| 2 | 0,014 | 0,029 | 0,043 |
| 3 | 0,014 | 0,029 | 0,043 |
| 4 | 0,014 | 0,029 | 0,043 |
| 5 | 0,014 | 0,029 | 0,043 |
| 6 | 0,014 | 0,029 | 0,043 |
| 7 | 0,014 | 0,029 | 0,043 |
| 8 | 0,009 | 0,019 | 0,028 |
| 9 | 0,015 | 0,030 | 0,044 |
| 10 | 0,015 | 0,030 | 0,044 |
| 11 | 0,015 | 0,030 | 0,044 |
| 12 | 0,009 | 0,019 | 0,028 |
| 13 | 0,009 | 0,019 | 0,028 |
| 14 | 0,009 | 0,019 | 0,028 |
| 15 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 16 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 17 | 0,009 | 0,019 | 0,028 |
| 18 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 19 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 20 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 21 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 22 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 23 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 24 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 25 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 26 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 27 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 28 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 29 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 30 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |

1.3.Procedimento do Grupo de Paredes com Interação de 50% (GPCI50)

Para o procedimento GPCI50 foi montada a Tabela 31, que apresenta os grupos de paredes diretamente influenciados pelo carregamento da prova de carga, suas áreas de influência, seus valores de tensão atuantes e, por fim, os valores corrigidos, levando-se em consideração a interação entre os grupos de paredes. A Tabela 32 alinha os valores de tensão em cada ponto instrumentado na base do edifício, devido à prova de carga em seus vários carregamentos. A tabela elucida serem agora todos os pontos influenciados

pela prova de carga. Os pontos pertencentes às paredes mais próximas das áreas carregadas sofrem influência direta e o restante sofre influência causada pela interação dos grupos.

Tabela 31 - Dados para os grupos de paredes influenciados pela prova de carga no GPCI50.

| Grupo | Compr. total do grupo (m) | Influência da Laje* (m ²) | Carga na Laje (kN/m ²) | Carga Total por pavimento (kN) | Tensão por pavimento $q_{1,2,...,n}$ (MPa) | Tensão Média q_m (MPa) | d_i (MPa) | Tensão Corrigida q_i (MPa) |
|-------|---------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|--|--------------------------|-------------|------------------------------|
| G1 | 11,4 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 0,000 | 0,00322 | -0,00161 | 0,002 |
| G2 | 3,6 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G3 | 5,1 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G4 | 4,2 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G5 | 6,3 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G6 | 7,35 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G7 | 4,65 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G8 | 8,25 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G9 | 5,1 | 3,38 | | 6,76 | 0,009 | | 0,00312 | 0,006 |
| G10 | 4,2 | 0,00 | | 0,00 | 0,000 | | -0,00161 | 0,002 |
| G11 | 3,6 | 3,73 | | 7,46 | 0,015 | | 0,00579 | 0,009 |
| G12 | 11,4 | 11,46 | | 22,92 | 0,014 | | 0,00557 | 0,009 |

* Computada somente a área onde existem carregamentos

Tabela 32 - Valores de tensão atuante nos pontos instrumentados na base do edifício devido à prova de carga (GPCI50).

| Pontos | PC1 (MPa) | PC2 (MPa) | PC3 (MPa) |
|--------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0,009 | 0,018 | 0,026 |
| 2 | 0,009 | 0,018 | 0,026 |
| 3 | 0,009 | 0,018 | 0,026 |
| 4 | 0,009 | 0,018 | 0,026 |
| 5 | 0,009 | 0,018 | 0,026 |
| 6 | 0,009 | 0,018 | 0,026 |
| 7 | 0,009 | 0,018 | 0,026 |
| 8 | 0,006 | 0,013 | 0,019 |
| 9 | 0,009 | 0,018 | 0,027 |
| 10 | 0,009 | 0,018 | 0,027 |
| 11 | 0,009 | 0,018 | 0,027 |
| 12 | 0,006 | 0,013 | 0,019 |
| 13 | 0,006 | 0,013 | 0,019 |
| 14 | 0,006 | 0,013 | 0,019 |
| 15 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 16 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 17 | 0,006 | 0,013 | 0,019 |
| 18 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 19 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 20 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 21 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 22 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 23 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 24 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 25 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 26 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 27 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 28 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 29 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |
| 30 | 0,002 | 0,003 | 0,005 |

Deve-se recordar que o procedimento adotado não leva em consideração a proximidade entre os grupos. Daí o fato de pontos mais próximos das áreas carregadas apresentarem

a mesma solicitação dos pontos mais afastados. A Figura 229 fornece os valores de tensão obtidos nos pontos instrumentados na base do edifício, valores devidos ao carregamento do tipo PC3 da prova de carga. A figura permite notar existência de maior uniformização das tensões entre os pontos instrumentados para o Grupo de Paredes com interação, conforme esperado.

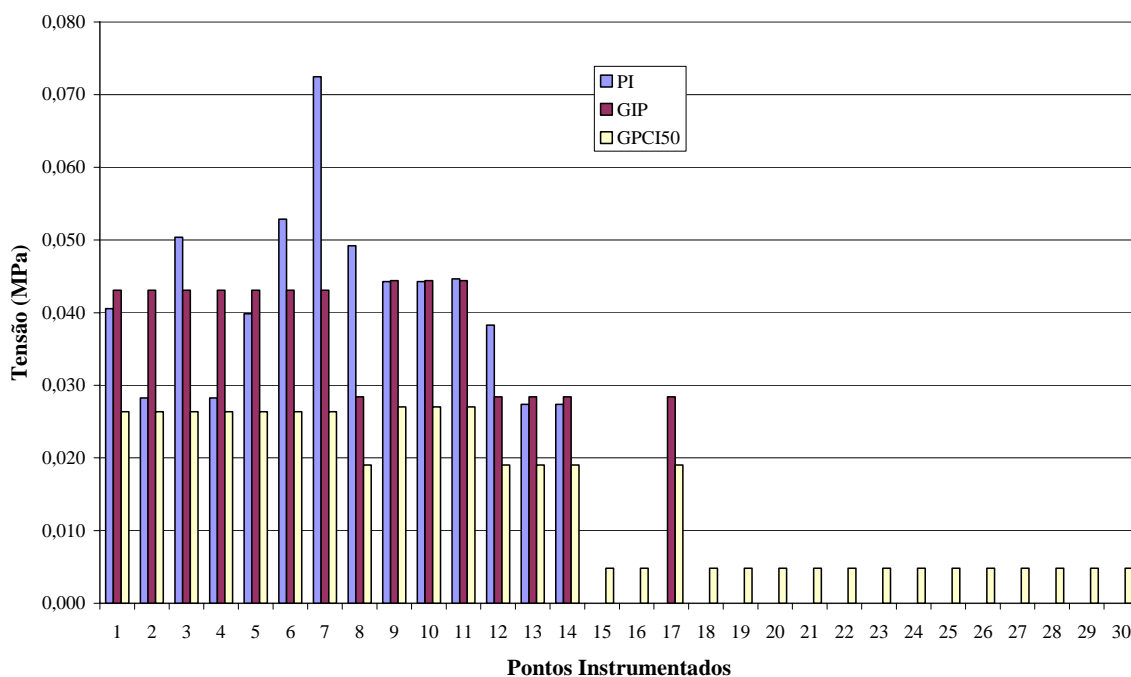


Figura 229 - Resultados de tensões nos pontos instrumentados devido à prova de carga PC3 para o PI, GIP e GPCI50.

1.4. Modelo em Elementos Finitos

A Figura 444 apresenta o modelo do edifício completo. Para esse modelo numérico, foram adotados os mesmos carregamentos já apresentados no início do presente capítulo. Conforme visto no item 1, três são os tipos de carregamentos na estrutura referente à prova de carga: o PC1, o qual se refere ao carregamento do piso do quarto nível; o PC2, referente ao carregamento do piso do terceiro nível mais o PC1; e o PC3, referente ao carregamento do piso do segundo nível mais o PC2.

No modelo da Figura 444, foram obtidos os valores de tensão nos mesmos pontos definidos anteriormente, porém agora somente nos três níveis instrumentados. O nível 1

refere-se à segunda fiada do térreo; o nível 2 refere-se à segunda fiada do primeiro pavimento; e o nível 3 refere-se à segunda fiada do segundo pavimento.

Esse procedimento permite comparação entre os valores de PC1, PC2 e PC3, num lado, e os procedimentos simplificados de análise em vários níveis noutro lado. Permite também compará-los com os resultados obtidos experimentalmente. A Figura 230 representa as paredes 15 e 19, com distribuição das tensões verticais de membrana devidas ao carregamento PC1, apresentadas na forma deformada da estrutura. A Figura 231 apresenta essas mesmas paredes para o carregamento PC2. Finalmente a Figura 232 as apresenta para o carregamento PC3.

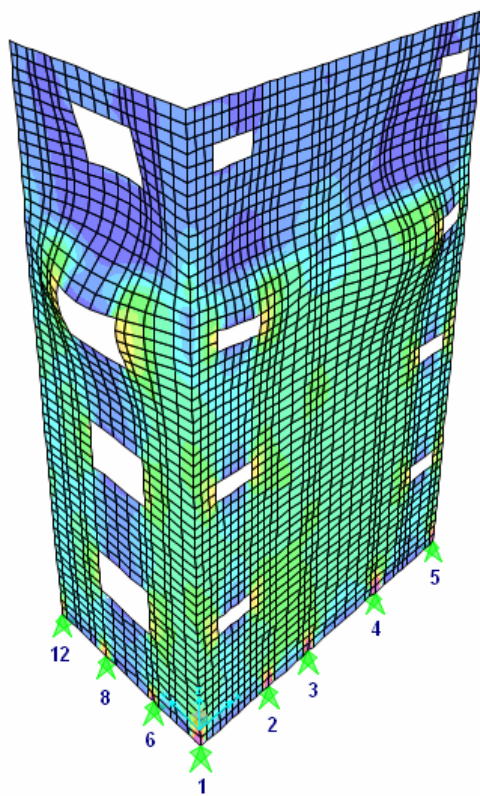


Figura 230 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o PC1 (SAP).

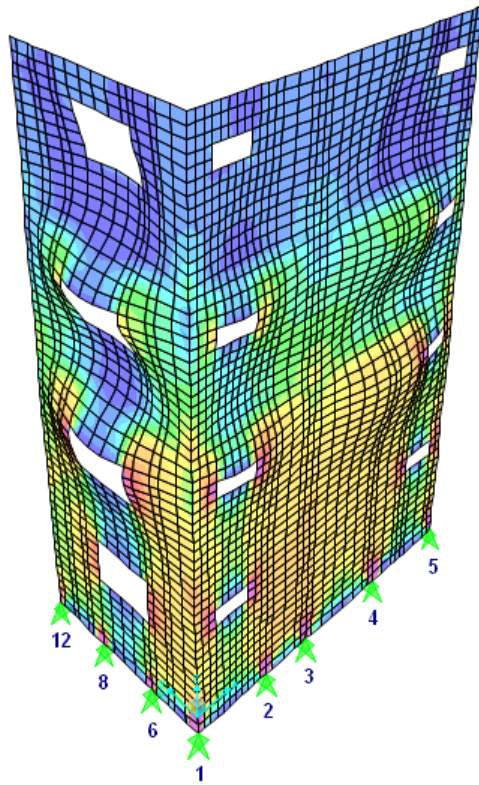


Figura 231 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o PC2 (SAP).

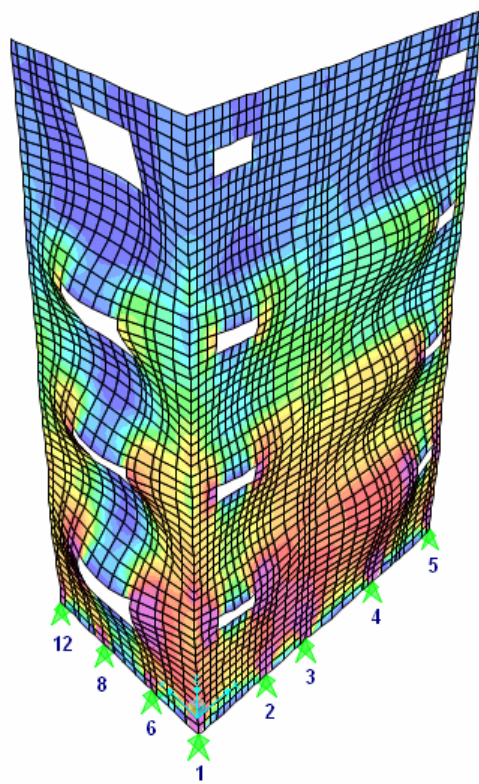


Figura 232 - Distribuição das tensões nas paredes P15 e P19 para o PC3 (SAP).

Na seqüência, são expostos os resultados de cada nível de leitura de tensões para os três carregamentos referentes à prova de carga.

Nível 1

A Tabela 33 traz os resultados de todos os pontos instrumentados no nível 1 com o carregamento PC1. São também apresentadas nessa tabela as resultantes dos apoios do edifício para esse carregamento. A Tabela 34 contém os dados relativos ao PC2, enquanto a Tabela 35 mostra os dados referentes ao PC3.

A Figura 233 é alusiva à distribuição de tensões devida à consideração somente do efeito de membrana nos elementos do nível 1 para os três carregamentos, ou seja, sem se levar em conta o efeito de flexão de placa. Já a Figura 234 arrola os valores das reações de apoio nos nós indeslocáveis da estrutura.

Tabela 33 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o PC1 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) | Força de apoio na Fundação (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | -0,0201 | -0,0202 | -0,0199 | -2,580 |
| 2 | -0,0168 | -0,0162 | -0,0174 | -2,570 |
| 3 | -0,0192 | -0,0193 | -0,0190 | -4,227 |
| 4 | -0,0196 | -0,0191 | -0,0201 | -3,508 |
| 5 | -0,0221 | -0,0212 | -0,0231 | -2,824 |
| 6 | -0,0109 | -0,0116 | -0,0102 | -1,722 |
| 7 | -0,0194 | -0,0185 | -0,0203 | -3,342 |
| 8 | -0,0098 | -0,0104 | -0,0092 | -1,641 |
| 9 | -0,0140 | -0,0147 | -0,0134 | -1,482 |
| 10 | -0,0116 | -0,0118 | -0,0114 | -1,813 |
| 11 | -0,0109 | -0,0112 | -0,0106 | -2,421 |
| 12 | -0,0159 | -0,0157 | -0,0161 | -2,100 |
| 13 | -0,0120 | -0,0130 | -0,0109 | -1,908 |
| 14 | -0,0150 | -0,0169 | -0,0130 | -1,196 |
| 15 | -0,0084 | -0,0084 | -0,0084 | -1,763 |
| 16 | -0,0053 | -0,0052 | -0,0052 | -1,288 |
| 17 | -0,0141 | -0,0140 | -0,0141 | -1,205 |
| 18 | -0,0017 | -0,0017 | -0,0017 | -0,427 |
| 19 | -0,0017 | -0,0017 | -0,0016 | -0,262 |
| 20 | -0,0030 | -0,0031 | -0,0029 | -0,293 |
| 21 | -0,0030 | -0,0033 | -0,0026 | -0,320 |
| 22 | -0,0013 | -0,0014 | -0,0013 | -0,233 |
| 23 | -0,0012 | -0,0013 | -0,0012 | -0,273 |
| 24 | -0,0006 | -0,0006 | -0,0006 | -0,066 |
| 25 | -0,0018 | -0,0018 | -0,0018 | -0,112 |
| 26 | -0,0001 | 0,0000 | -0,0001 | -0,014 |
| 27 | -0,0024 | -0,0024 | -0,0024 | -0,470 |
| 28 | -0,0018 | -0,0019 | -0,0018 | -0,238 |
| 29 | -0,0016 | -0,0016 | -0,0016 | -0,248 |
| 30 | -0,0013 | -0,0013 | -0,0013 | -0,173 |

Tabela 34 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o PC2 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) | Força de apoio na Fundação (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | -0.0401 | -0.0404 | -0.0398 | -5.165 |
| 2 | -0.0339 | -0.0326 | -0.0352 | -5.184 |
| 3 | -0.0392 | -0.0395 | -0.0389 | -8.645 |
| 4 | -0.0394 | -0.0389 | -0.0399 | -7.055 |
| 5 | -0.0442 | -0.0424 | -0.0460 | -5.643 |
| 6 | -0.0218 | -0.0227 | -0.0208 | -3.441 |
| 7 | -0.0407 | -0.0388 | -0.0426 | -7.003 |
| 8 | -0.0197 | -0.0204 | -0.0191 | -3.298 |
| 9 | -0.0293 | -0.0309 | -0.0277 | -3.097 |
| 10 | -0.0241 | -0.0244 | -0.0238 | -3.766 |
| 11 | -0.0222 | -0.0228 | -0.0217 | -4.938 |
| 12 | -0.0320 | -0.0316 | -0.0324 | -4.229 |
| 13 | -0.0241 | -0.0264 | -0.0219 | -3.849 |
| 14 | -0.0301 | -0.0345 | -0.0257 | -2.443 |
| 15 | -0.0155 | -0.0157 | -0.0154 | -3.254 |
| 16 | -0.0099 | -0.0098 | -0.0101 | -2.445 |
| 17 | -0.0284 | -0.0284 | -0.0285 | -2.432 |
| 18 | -0.0030 | -0.0030 | -0.0030 | -0.780 |
| 19 | -0.0029 | -0.0030 | -0.0029 | -0.468 |
| 20 | -0.0054 | -0.0056 | -0.0052 | -0.512 |
| 21 | -0.0053 | -0.0059 | -0.0046 | -0.571 |
| 22 | -0.0024 | -0.0025 | -0.0022 | -0.410 |
| 23 | -0.0021 | -0.0023 | -0.0020 | -0.480 |
| 24 | -0.0011 | -0.0011 | -0.0011 | -0.118 |
| 25 | -0.0032 | -0.0033 | -0.0032 | -0.200 |
| 26 | -0.0002 | -0.0002 | -0.0002 | -0.026 |
| 27 | -0.0043 | -0.0043 | -0.0043 | -0.854 |
| 28 | -0.0033 | -0.0034 | -0.0032 | -0.428 |
| 29 | -0.0028 | -0.0028 | -0.0028 | -0.441 |
| 30 | -0.0023 | -0.0023 | -0.0023 | -0.302 |

Tabela 35 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 1 para o PC3 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) | Força de apoio na Fundação (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | -0.0603 | -0.0600 | -0.0605 | -7.802 |
| 2 | -0.0502 | -0.0460 | -0.0545 | -7.707 |
| 3 | -0.0603 | -0.0599 | -0.0606 | -13.382 |
| 4 | -0.0592 | -0.0483 | -0.0701 | -10.572 |
| 5 | -0.0656 | -0.0623 | -0.0689 | -8.421 |
| 6 | -0.0320 | -0.0414 | -0.0226 | -5.043 |
| 7 | -0.0670 | -0.0621 | -0.0720 | -11.489 |
| 8 | -0.0295 | -0.0400 | -0.0190 | -4.890 |
| 9 | -0.0482 | -0.0547 | -0.0417 | -5.093 |
| 10 | -0.0393 | -0.0448 | -0.0338 | -6.121 |
| 11 | -0.0347 | -0.0358 | -0.0336 | -7.615 |
| 12 | -0.0494 | -0.0498 | -0.0491 | -6.539 |
| 13 | -0.0364 | -0.0426 | -0.0303 | -5.746 |
| 14 | -0.0454 | -0.0554 | -0.0354 | -3.810 |
| 15 | -0.0192 | -0.0197 | -0.0187 | -4.063 |
| 16 | -0.0131 | -0.0128 | -0.0134 | -3.291 |
| 17 | -0.0435 | -0.0447 | -0.0423 | -3.735 |
| 18 | -0.0037 | -0.0037 | -0.0037 | -0.983 |
| 19 | -0.0036 | -0.0038 | -0.0035 | -0.573 |
| 20 | -0.0062 | -0.0062 | -0.0062 | -0.574 |
| 21 | -0.0067 | -0.0076 | -0.0057 | -0.712 |
| 22 | -0.0029 | -0.0032 | -0.0026 | -0.505 |
| 23 | -0.0026 | -0.0025 | -0.0025 | -0.596 |
| 24 | -0.0013 | -0.0013 | -0.0013 | -0.137 |
| 25 | -0.0046 | -0.0047 | -0.0044 | -0.276 |
| 26 | -0.0004 | -0.0004 | -0.0005 | -0.048 |
| 27 | -0.0054 | -0.0055 | -0.0053 | -1.077 |
| 28 | -0.0041 | -0.0043 | -0.0040 | -0.538 |
| 29 | -0.0035 | -0.0035 | -0.0035 | -0.552 |
| 30 | -0.0028 | -0.0029 | -0.0027 | -0.370 |

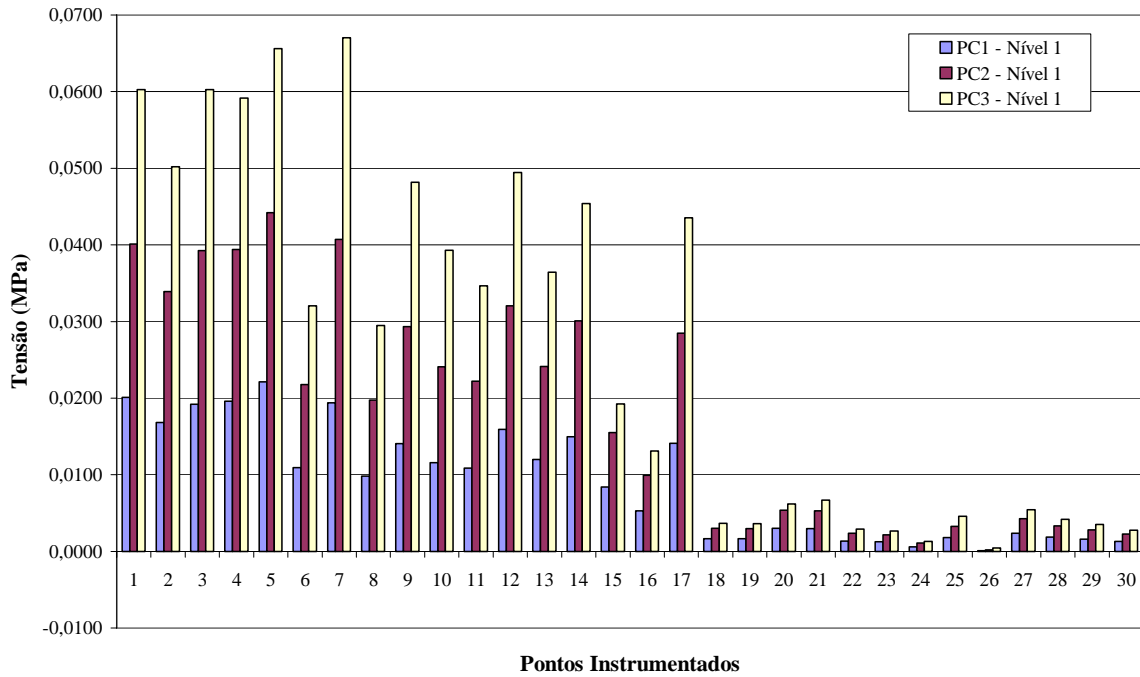


Figura 233 - Distribuição das tensões nos pontos do nível 1 para o PC1, PC2 e PC3 (SAP).

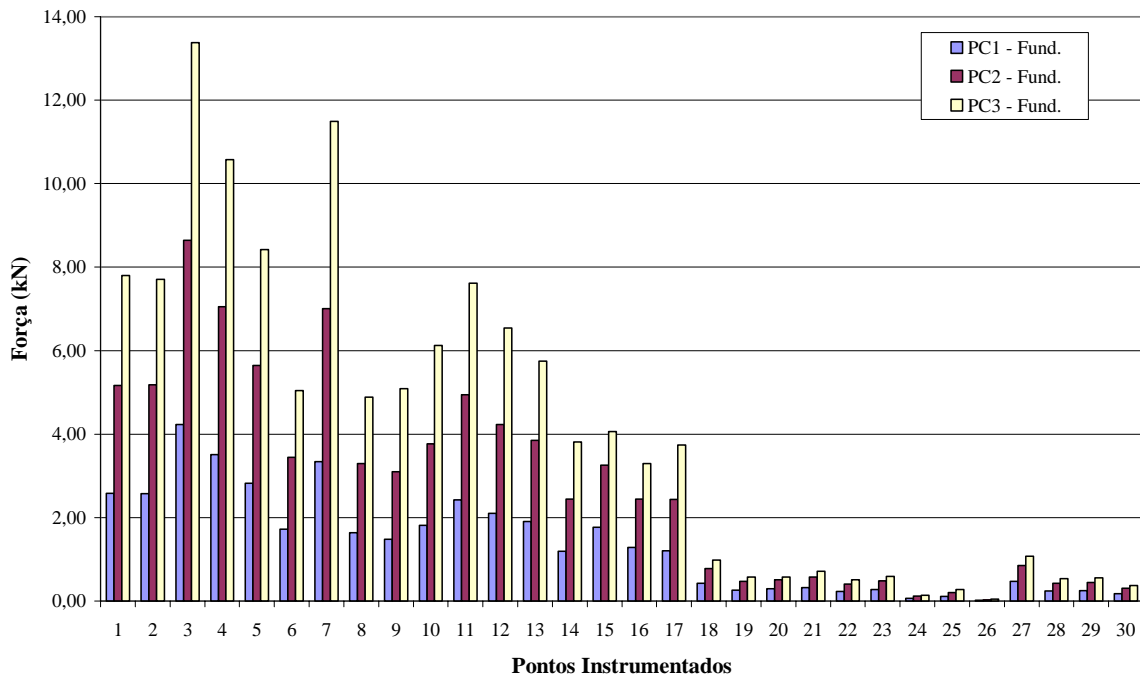


Figura 234 - Distribuição das resultantes nos apoios para o PC1, PC2 e PC3 (SAP).

Nível 2

Dá-nos a Tabela 36 os resultados observados em todos os pontos instrumentados no nível 2 com o carregamento PC1. Pode ser verificado o aparecimento de tensões de tração em alguns pontos. A Tabela 37 apresenta os valores para o PC2. Nela se nota que o ponto 25, cujos valores se aproximavam de zero mas com tendência à tração, pôs-se a apresentar esforços de compressão.

Figuram na Tabela 38 os resultados para o PC3. Há evidência de que, depois de carregada a laje abaixo desse nível de leitura, surgiram esforços de tração nos pontos ao redor dos quais não existem paredes que se interceptam.

A Figura 235 se incumbe de exibir a distribuição de tensões devida à consideração dos elementos de membrana nos elementos do nível 2 para os três carregamentos, ou seja, não se levando em consideração o efeito de flexão de placa.

Tabela 36 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o PC1 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,0175 | -0,0179 | -0,0171 |
| 2 | -0,0144 | -0,0136 | -0,0152 |
| 3 | -0,0159 | -0,0163 | -0,0156 |
| 4 | -0,0139 | -0,0146 | -0,0132 |
| 5 | -0,0141 | -0,0141 | -0,0141 |
| 6 | -0,0088 | -0,0089 | -0,0087 |
| 7 | -0,0140 | -0,0137 | -0,0142 |
| 8 | -0,0074 | -0,0073 | -0,0075 |
| 9 | -0,0111 | -0,0135 | -0,0086 |
| 10 | -0,0102 | -0,0109 | -0,0096 |
| 11 | -0,0079 | -0,0077 | -0,0080 |
| 12 | -0,0128 | -0,0124 | -0,0132 |
| 13 | -0,0099 | -0,0107 | -0,0091 |
| 14 | -0,0137 | -0,0152 | -0,0122 |
| 15 | -0,0045 | -0,0052 | -0,0039 |
| 16 | -0,0021 | -0,0022 | -0,0020 |
| 17 | -0,0122 | -0,0120 | -0,0123 |
| 18 | -0,0013 | -0,0014 | -0,0011 |
| 19 | -0,0013 | -0,0013 | -0,0014 |
| 20 | -0,0024 | -0,0025 | -0,0023 |
| 21 | -0,0019 | -0,0020 | -0,0018 |
| 22 | -0,0008 | -0,0006 | -0,0009 |
| 23 | -0,0007 | -0,0006 | -0,0007 |
| 24 | -0,0005 | -0,0004 | -0,0006 |
| 25 | 0,0000 | 0,0001 | 0,0000 |
| 26 | 0,0003 | 0,0004 | 0,0002 |
| 27 | -0,0019 | -0,0018 | -0,0018 |
| 28 | -0,0014 | -0,0015 | -0,0015 |
| 29 | -0,0012 | -0,0013 | -0,0013 |
| 30 | -0,0008 | -0,0003 | -0,0012 |

Tabela 37 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o PC2 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,0352 | -0,0356 | -0,0347 |
| 2 | -0,0282 | -0,0243 | -0,0322 |
| 3 | -0,0324 | -0,0326 | -0,0323 |
| 4 | -0,0278 | -0,0158 | -0,0398 |
| 5 | -0,0282 | -0,0280 | -0,0285 |
| 6 | -0,0172 | -0,0277 | -0,0068 |
| 7 | -0,0301 | -0,0274 | -0,0329 |
| 8 | -0,0148 | -0,0266 | -0,0031 |
| 9 | -0,0239 | -0,0332 | -0,0147 |
| 10 | -0,0220 | -0,0297 | -0,0143 |
| 11 | -0,0166 | -0,0164 | -0,0168 |
| 12 | -0,0267 | -0,0263 | -0,0271 |
| 13 | -0,0200 | -0,0244 | -0,0156 |
| 14 | -0,0271 | -0,0332 | -0,0211 |
| 15 | -0,0075 | -0,0092 | -0,0059 |
| 16 | -0,0036 | -0,0038 | -0,0034 |
| 17 | -0,0252 | -0,0265 | -0,0240 |
| 18 | -0,0022 | -0,0025 | -0,0020 |
| 19 | -0,0024 | -0,0023 | -0,0024 |
| 20 | -0,0038 | -0,0039 | -0,0038 |
| 21 | -0,0035 | -0,0037 | -0,0032 |
| 22 | -0,0013 | -0,0011 | -0,0016 |
| 23 | -0,0012 | -0,0010 | -0,0013 |
| 24 | -0,0009 | -0,0007 | -0,0011 |
| 25 | 0,0000 | 0,0001 | -0,0002 |
| 26 | 0,0005 | 0,0007 | 0,0003 |
| 27 | -0,0035 | -0,0034 | -0,0035 |
| 28 | -0,0026 | -0,0026 | -0,0025 |
| 29 | -0,0020 | -0,0017 | -0,0024 |
| 30 | -0,0014 | -0,0006 | -0,0021 |

Tabela 38 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 2 para o PC3 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,0514 | -0,0538 | -0,0489 |
| 2 | -0,0287 | 0,0169 | -0,0743 |
| 3 | -0,0418 | -0,0413 | -0,0422 |
| 4 | -0,0265 | 0,0435 | -0,0965 |
| 5 | -0,0421 | -0,0432 | -0,0410 |
| 6 | -0,0136 | -0,0784 | 0,0512 |
| 7 | -0,0187 | -0,0084 | -0,0291 |
| 8 | -0,0106 | -0,0785 | 0,0573 |
| 9 | -0,0164 | -0,0327 | -0,0001 |
| 10 | -0,0176 | -0,0614 | 0,0262 |
| 11 | -0,0222 | -0,0192 | -0,0251 |
| 12 | -0,0384 | -0,0369 | -0,0399 |
| 13 | -0,0166 | -0,0499 | 0,0167 |
| 14 | -0,0336 | -0,0402 | -0,0270 |
| 15 | -0,0103 | -0,0129 | -0,0078 |
| 16 | -0,0046 | -0,0052 | -0,0041 |
| 17 | -0,0340 | -0,0310 | -0,0370 |
| 18 | -0,0027 | -0,0029 | -0,0024 |
| 19 | -0,0030 | -0,0029 | -0,0031 |
| 20 | -0,0055 | -0,0049 | -0,0061 |
| 21 | -0,0046 | -0,0048 | -0,0044 |
| 22 | -0,0016 | -0,0015 | -0,0018 |
| 23 | -0,0015 | -0,0013 | -0,0017 |
| 24 | -0,0012 | -0,0009 | -0,0014 |
| 25 | 0,0003 | 0,0005 | 0,0001 |
| 26 | 0,0007 | 0,0010 | 0,0004 |
| 27 | -0,0044 | -0,0043 | -0,0045 |
| 28 | -0,0033 | -0,0031 | -0,0034 |
| 29 | -0,0026 | -0,0020 | -0,0032 |
| 30 | -0,0017 | -0,0008 | -0,0027 |

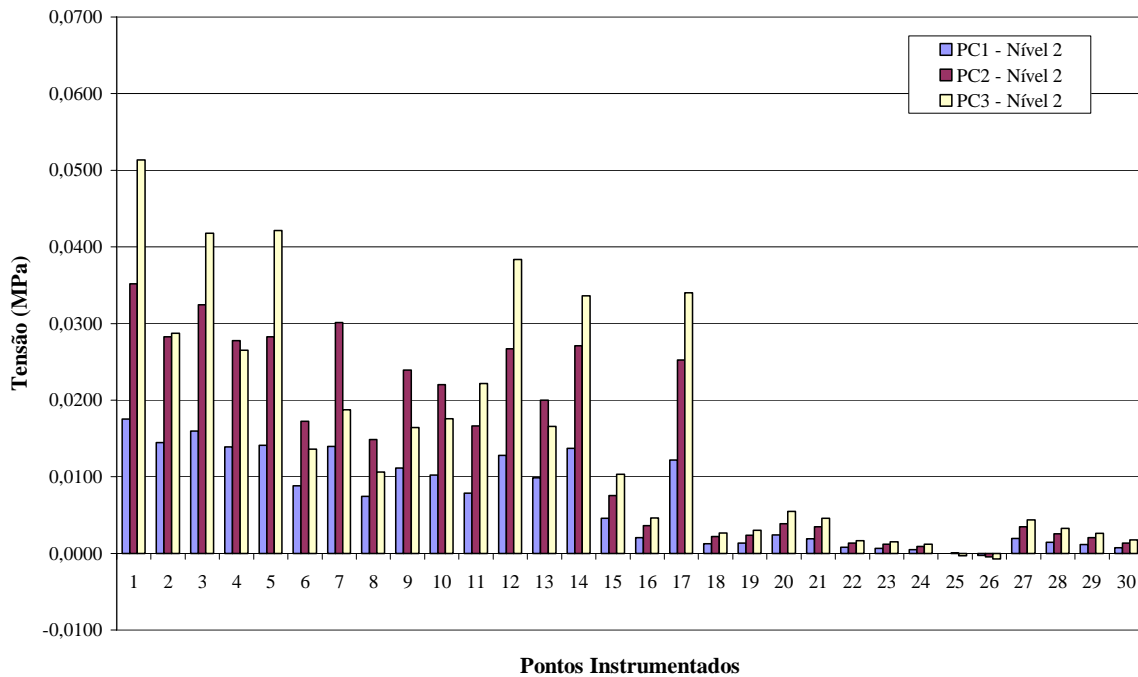


Figura 235 - Distribuição das tensões nos pontos do nível 2 para o PC1, PC2 e PC3 (SAP).

Nível 3

Na Tabela 39 vemos os resultados obtidos em todos os pontos instrumentados no nível 3 com o carregamento PC1. Verifica-se aparecimento de tensões de tração nos pontos 25 e 26, como ocorria no nível 2 para esse mesmo carregamento. Outros pontos da estrutura apresentaram esforços de tração devidos à flexão na parede, como, por exemplo, os pontos 6 e 8.

A Tabela 40 é reservada para dados relativos ao PC2. Observa-se aumento no número de pontos submetidos a esforços de tração devidos ao efeito de flexão de placa.

A Tabela 41 fornece os resultados para o PC3. Segundo ela, o carregamento da laje de piso no nível 2 não perturbou a distribuição de tensão nesse nível 3.

Pela Figura 236, capacitamo-nos da distribuição de tensões devida à consideração dos elementos de membrana nos elementos do nível 3 para os três carregamentos.

Tabela 39 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o PC1 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,0176 | -0,0175 | -0,0175 |
| 2 | -0,0137 | -0,0106 | -0,0169 |
| 3 | -0,0166 | -0,0164 | -0,0167 |
| 4 | -0,0139 | -0,0012 | -0,0266 |
| 5 | -0,0144 | -0,0141 | -0,0146 |
| 6 | -0,0085 | -0,0189 | 0,0020 |
| 7 | -0,0166 | -0,0139 | -0,0192 |
| 8 | -0,0073 | -0,0192 | 0,0046 |
| 9 | -0,0127 | -0,0207 | -0,0047 |
| 10 | -0,0118 | -0,0193 | -0,0043 |
| 11 | -0,0086 | -0,0086 | -0,0086 |
| 12 | -0,0140 | -0,0141 | -0,0139 |
| 13 | -0,0100 | -0,0141 | -0,0058 |
| 14 | -0,0140 | -0,0191 | -0,0088 |
| 15 | -0,0028 | -0,0041 | -0,0014 |
| 16 | -0,0016 | -0,0018 | -0,0014 |
| 17 | -0,0150 | -0,0136 | -0,0164 |
| 18 | -0,0008 | -0,0009 | -0,0009 |
| 19 | -0,0009 | -0,0009 | -0,0009 |
| 20 | -0,0011 | -0,0010 | -0,0011 |
| 21 | -0,0019 | -0,0022 | -0,0016 |
| 22 | -0,0005 | -0,0002 | -0,0007 |
| 23 | -0,0003 | -0,0003 | -0,0004 |
| 24 | -0,0004 | -0,0003 | -0,0004 |
| 25 | 0,0006 | 0,0009 | 0,0004 |
| 26 | 0,0002 | 0,0004 | 0,0001 |
| 27 | -0,0016 | -0,0016 | -0,0016 |
| 28 | -0,0011 | -0,0011 | -0,0010 |
| 29 | -0,0008 | -0,0006 | -0,0011 |
| 30 | -0,0005 | 0,0003 | -0,0012 |

Tabela 40 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o PC2 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,0336 | -0,0357 | -0,0315 |
| 2 | -0,0140 | 0,0308 | -0,0587 |
| 3 | -0,0256 | -0,0249 | -0,0264 |
| 4 | -0,0125 | 0,0578 | -0,0829 |
| 5 | -0,0285 | -0,0295 | -0,0274 |
| 6 | -0,0048 | -0,0695 | 0,0599 |
| 7 | -0,0050 | 0,0053 | -0,0154 |
| 8 | -0,0029 | -0,0708 | 0,0650 |
| 9 | -0,0045 | -0,0208 | 0,0118 |
| 10 | -0,0069 | -0,0509 | 0,0372 |
| 11 | -0,0138 | -0,0111 | -0,0165 |
| 12 | -0,0256 | -0,0246 | -0,0266 |
| 13 | -0,0062 | -0,0398 | 0,0273 |
| 14 | -0,0208 | -0,0271 | -0,0146 |
| 15 | -0,0057 | -0,0084 | -0,0030 |
| 16 | -0,0029 | -0,0035 | -0,0022 |
| 17 | -0,0257 | -0,0228 | -0,0286 |
| 18 | -0,0012 | -0,0014 | -0,0010 |
| 19 | -0,0016 | -0,0016 | -0,0016 |
| 20 | -0,0026 | -0,0020 | -0,0033 |
| 21 | -0,0037 | -0,0041 | -0,0033 |
| 22 | -0,0008 | -0,0005 | -0,0012 |
| 23 | -0,0006 | -0,0005 | -0,0008 |
| 24 | -0,0007 | -0,0005 | -0,0008 |
| 25 | 0,0014 | 0,0019 | 0,0009 |
| 26 | 0,0005 | 0,0008 | 0,0002 |
| 27 | -0,0028 | -0,0028 | -0,0028 |
| 28 | -0,0019 | -0,0018 | -0,0020 |
| 29 | -0,0015 | -0,0008 | -0,0022 |
| 30 | -0,0009 | 0,0005 | -0,0022 |

Tabela 41 - Resultado de tensões nos pontos instrumentados no nível 3 para o PC3 (SAP).

| Pontos | Tensão Membrana (MPa) | Tensão Casca - face interna (MPa) | Tensão Casca - face externa (MPa) |
|--------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | -0,0336 | -0,0357 | -0,0315 |
| 2 | -0,0144 | 0,0297 | -0,0585 |
| 3 | -0,0248 | -0,0238 | -0,0258 |
| 4 | -0,0126 | 0,0541 | -0,0793 |
| 5 | -0,0283 | -0,0293 | -0,0273 |
| 6 | -0,0050 | -0,0670 | 0,0570 |
| 7 | -0,0023 | 0,0080 | -0,0126 |
| 8 | -0,0029 | -0,0677 | 0,0619 |
| 9 | -0,0006 | -0,0193 | 0,0181 |
| 10 | -0,0057 | -0,0494 | 0,0380 |
| 11 | -0,0127 | -0,0101 | -0,0154 |
| 12 | -0,0245 | -0,0236 | -0,0254 |
| 13 | -0,0062 | -0,0401 | 0,0278 |
| 14 | -0,0204 | -0,0286 | -0,0121 |
| 15 | -0,0067 | -0,0101 | -0,0032 |
| 16 | -0,0036 | -0,0045 | -0,0027 |
| 17 | -0,0275 | -0,0243 | -0,0307 |
| 18 | -0,0016 | -0,0019 | -0,0014 |
| 19 | -0,0020 | -0,0020 | -0,0021 |
| 20 | -0,0030 | -0,0023 | -0,0036 |
| 21 | -0,0047 | -0,0051 | -0,0043 |
| 22 | -0,0011 | -0,0005 | -0,0017 |
| 23 | -0,0008 | -0,0006 | -0,0010 |
| 24 | -0,0009 | -0,0007 | -0,0010 |
| 25 | 0,0021 | 0,0027 | 0,0015 |
| 26 | 0,0007 | 0,0011 | 0,0003 |
| 27 | -0,0035 | -0,0035 | -0,0036 |
| 28 | -0,0024 | -0,0023 | -0,0025 |
| 29 | -0,0020 | -0,0011 | -0,0027 |
| 30 | -0,0011 | 0,0006 | -0,0028 |

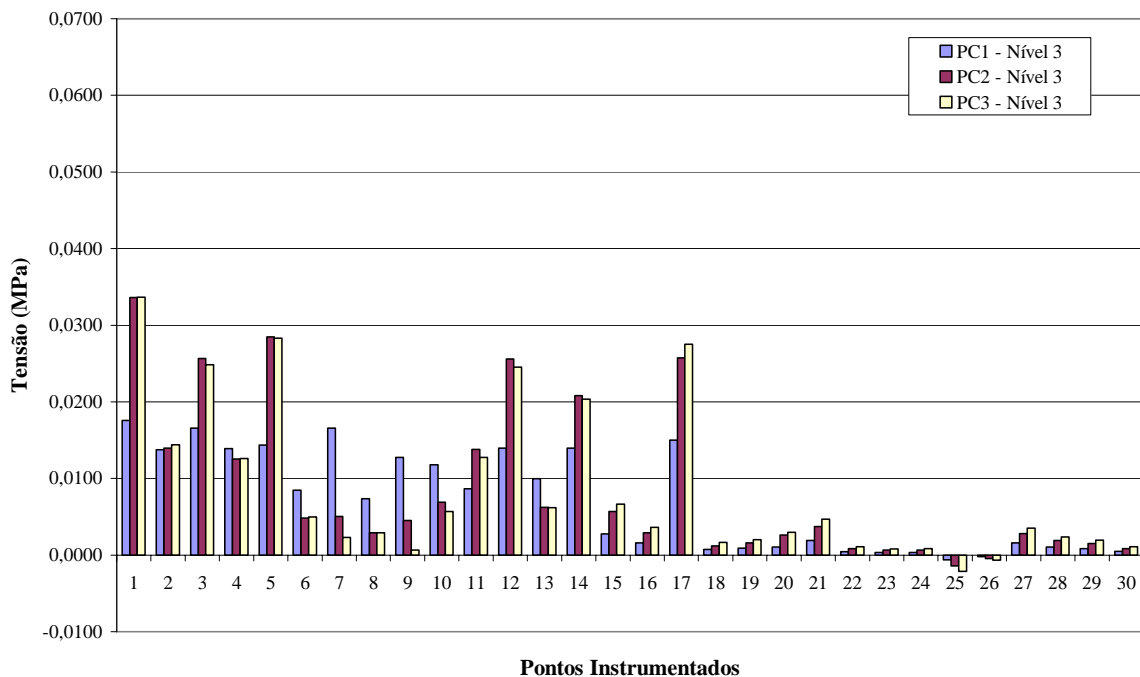


Figura 236 - Distribuição das tensões nos pontos do nível 3 para o PC1, PC2 e PC3 (SAP).

1.5. Discussão dos resultados nos modelos numéricos

1.5.1 Nível 1

No caso da prova de carga, obedeceu-se a procedimento semelhante ao adotado durante a construção, no cotejo das tensões em cada etapa de carregamento. Dessa forma são apresentadas, nas páginas seguintes, figuras que assinalam as curvas de tensão para cada carregamento da prova de carga (PC1, PC2, PC3) no nível 1. Nesse caso, como as tensões devidas à flexão das paredes podem ser bastante significativas, serão incluídos nos gráficos: a) os valores das tensões de membrana; b) as tensões cujos valores foram colhidos levando-se em conta aquela flexão em ambas as faces das paredes.

O ponto 1 (Figura 237) apresentou valores de tensão devidos à consideração de membrana e valores de tensão devidos à consideração de casca, ambos muito similares, contudo maiores de que os de outros procedimentos, o que certamente é influência do efeito arco. No ponto 2 (Figura 238), percebe-se o aumento da influência da flexão no carregamento PC3, o qual é o carregamento da laje acima do nível 1. Tal comportamento não foi tão perceptível no ponto 1, porque esse se situa num encontro de paredes.

Percebe-se que, no ponto 3 (Figura 239), no ponto 5 (Figura 241) e no ponto 11 (Figura 247), o comportamento foi semelhante ao do ponto 1. Esses pontos também estão situados em encontros de paredes, o que os enrijece e assim lhes ameniza o efeito de flexão. O ponto 4 (Figura 240) e o ponto 7 (Figura 243), por sua vez, apresentam comportamento semelhante ao ponto 2. O ponto 6 (Figura 242) e o ponto 8 (Figura 244) apresentam valores de tensão menores que os determinados pelo procedimento PI e ainda apresentam forte influência da flexão da parede devida à rotação da laje.

Outra constatação importante provém do fato de que pontos afastados da laje carregada, porém distantes de no máximo um vão de laje, também sofreram influência desses carregamentos. Seus valores sempre foram maiores no modelo em elementos finitos, conforme podem ser vistos nos pontos 15 (Figura 251), 16 (Figura 252) e 17 (Figura 253).

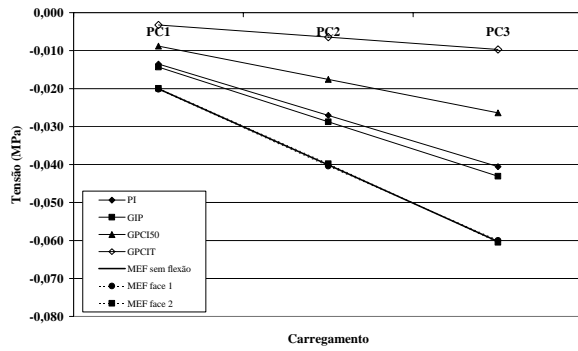


Figura 237 - Tensões no ponto 1 (nível 1 - PC).

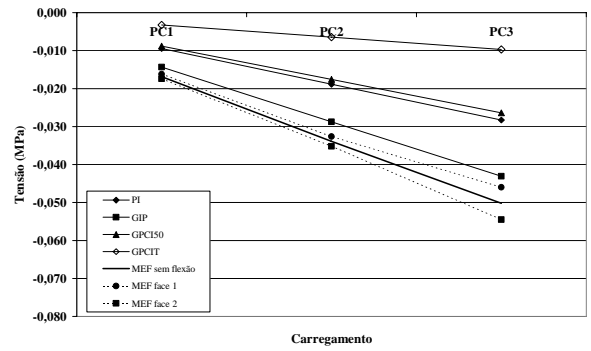


Figura 238 - Tensões no ponto 2 (nível 1 - PC).

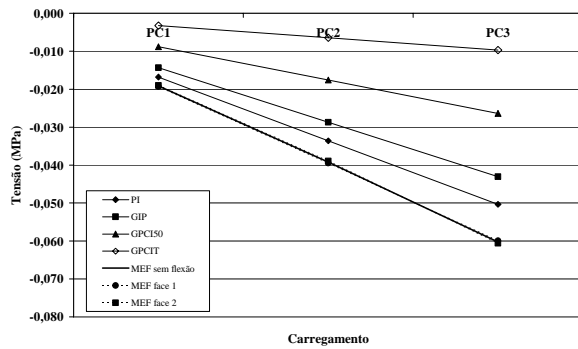


Figura 239 - Tensões no ponto 3 (nível 1 - PC).

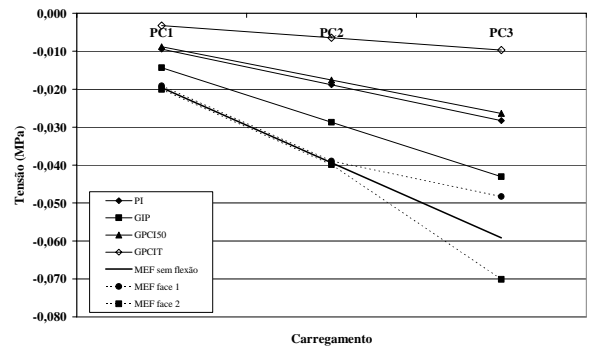


Figura 240 - Tensões no ponto 4 (nível 1 - PC).

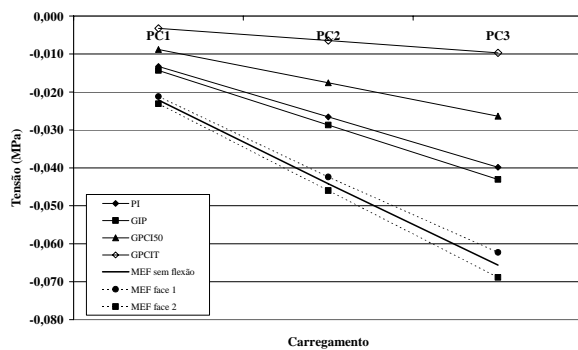


Figura 241 - Tensões no ponto 5 (nível 1 - PC).

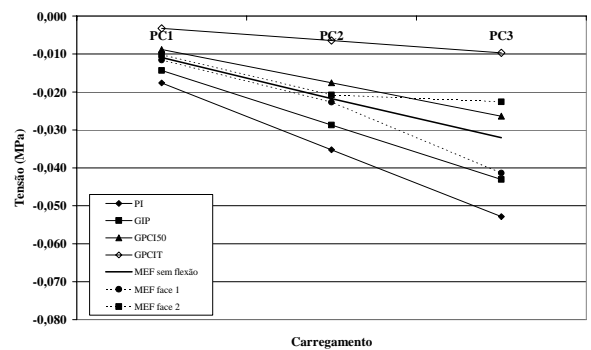


Figura 242 - Tensões no ponto 6 (nível 1 - PC).

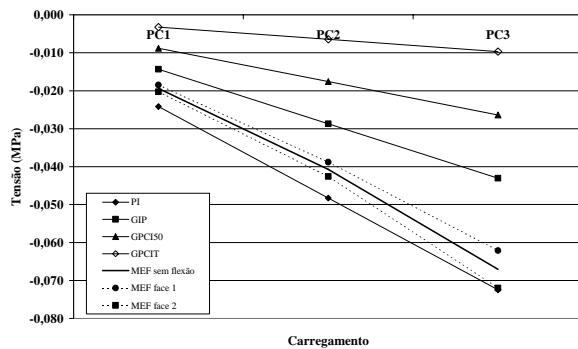


Figura 243 - Tensões no ponto 7 (nível 1 - PC).

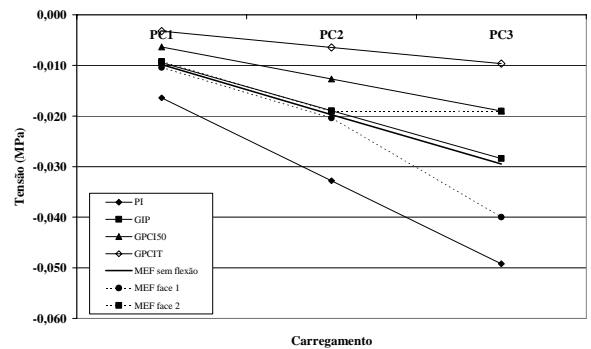


Figura 244 - Tensões no ponto 8 (nível 1 - PC).

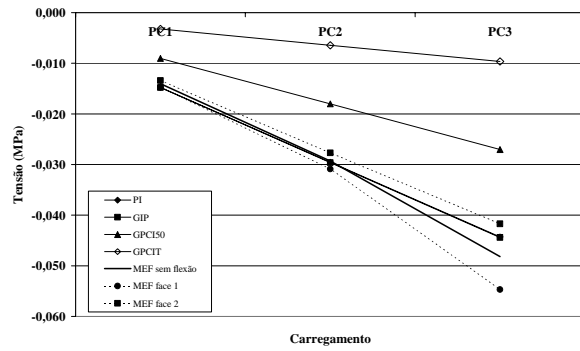


Figura 245 - Tensões no ponto 9 (nível 1 - PC).

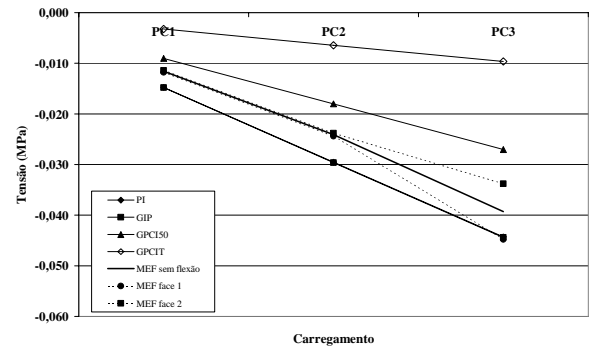


Figura 246 - Tensões no ponto 10 (nível 1 - PC).

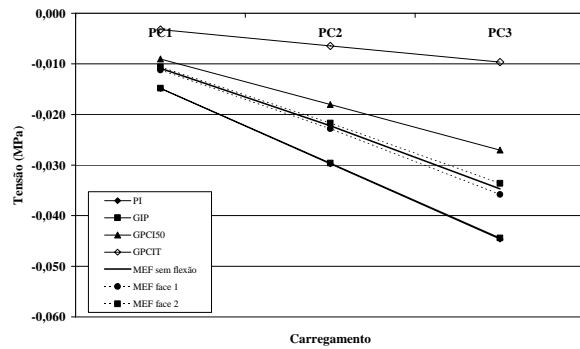


Figura 247 - Tensões no ponto 11 (nível 1 - PC).

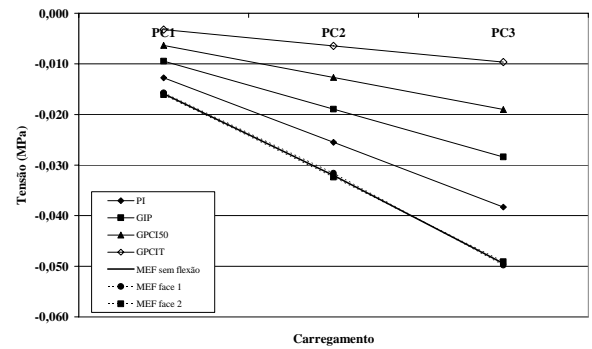


Figura 248 - Tensões no ponto 12 (nível 1 - PC).

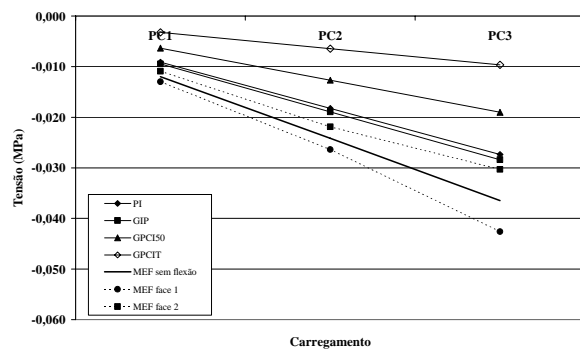


Figura 249 - Tensões no ponto 13 (nível 1 - PC).

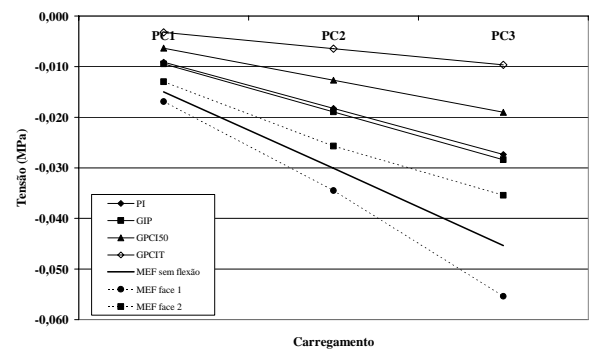


Figura 250 - Tensões no ponto 14 (nível 1 - PC).

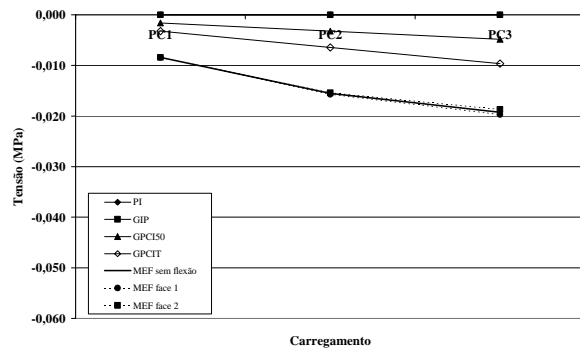


Figura 251 - Tensões no ponto 15 (nível 1 - PC).

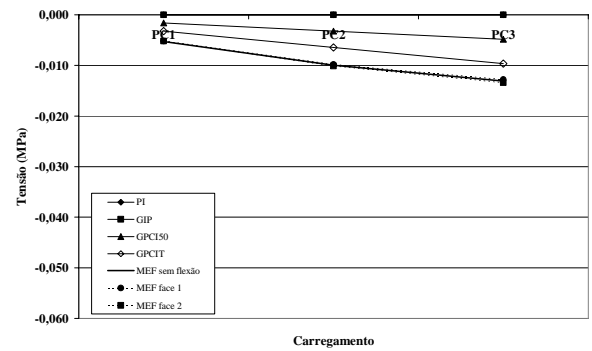


Figura 252 - Tensões no ponto 16 (nível 1 - PC).

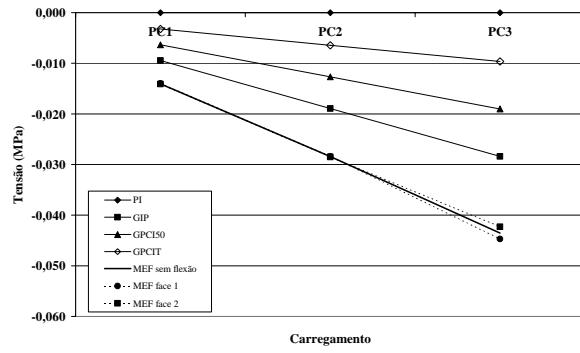


Figura 253 - Tensões no ponto 17 (nível 1 - PC).

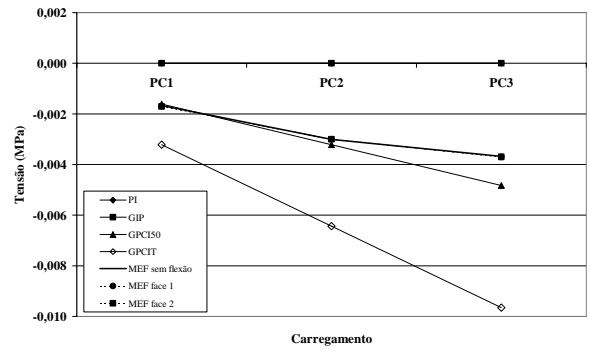


Figura 254 - Tensões no ponto 18 (nível 1 - PC).

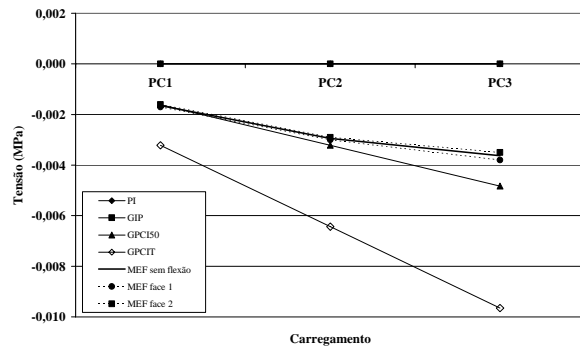


Figura 255 - Tensões no ponto 19 (nível 1 - PC).

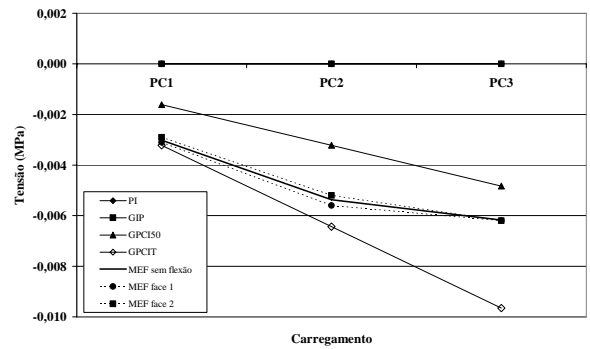


Figura 256 - Tensões no ponto 20 (nível 1 - PC).

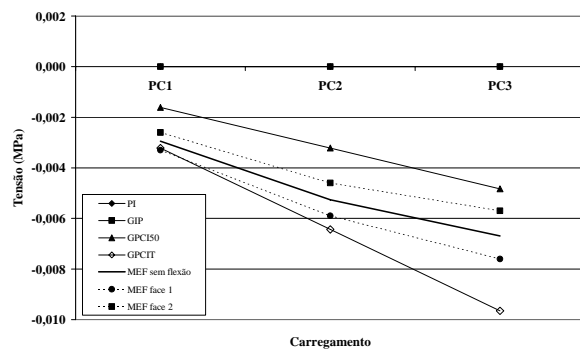


Figura 257 - Tensões no ponto 21 (nível 1 - PC).

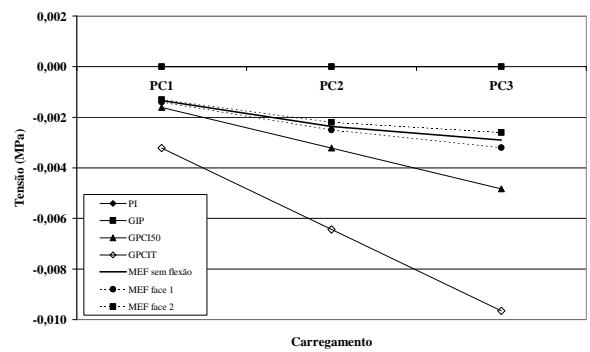


Figura 258 - Tensões no ponto 22 (nível 1 - PC).

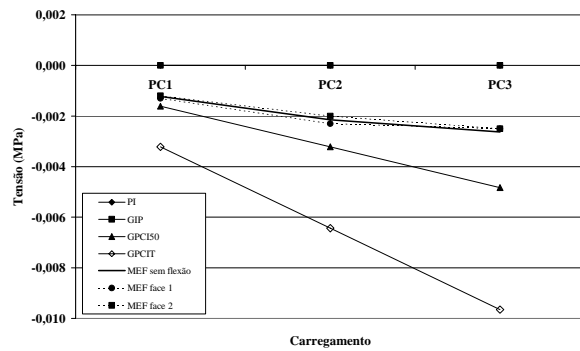


Figura 259 - Tensões no ponto 23 (nível 1 - PC).

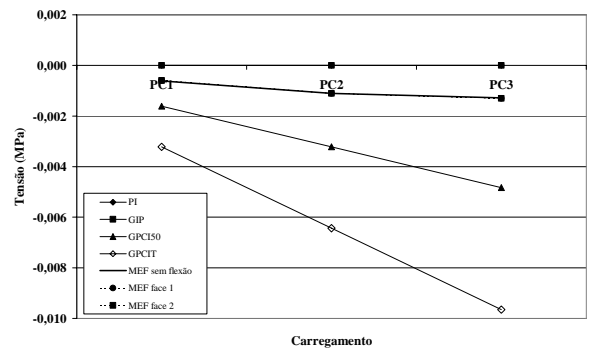


Figura 260 - Tensões no ponto 24 (nível 1 - PC).

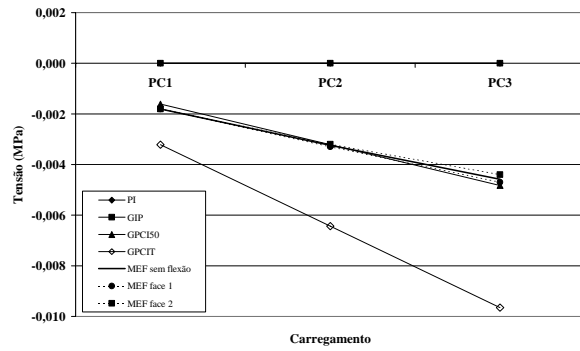


Figura 261 - Tensões no ponto 25 (nível 1 - PC).

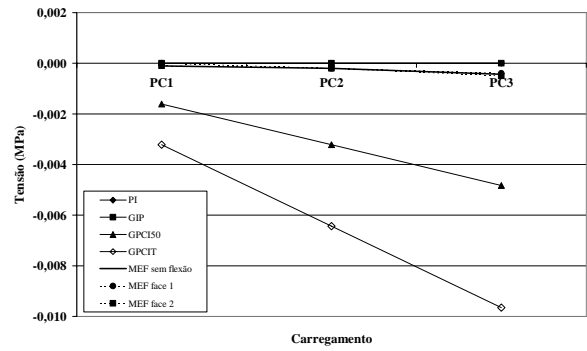


Figura 262 - Tensões no ponto 26 (nível 1 - PC).

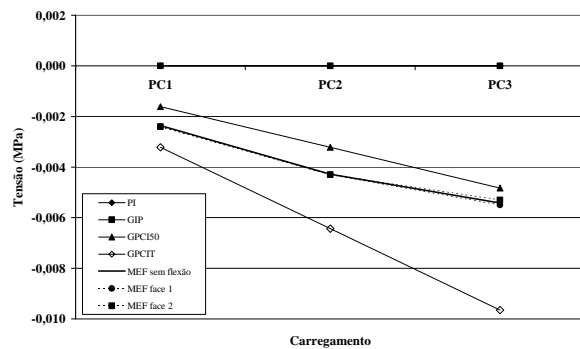


Figura 263 - Tensões no ponto 27 (nível 1 - PC).

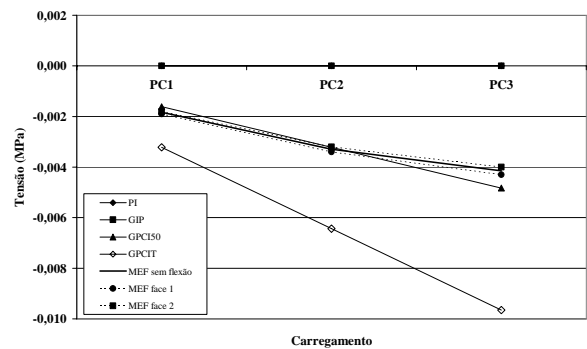


Figura 264 - Tensões no ponto 28 (nível 1 - PC).

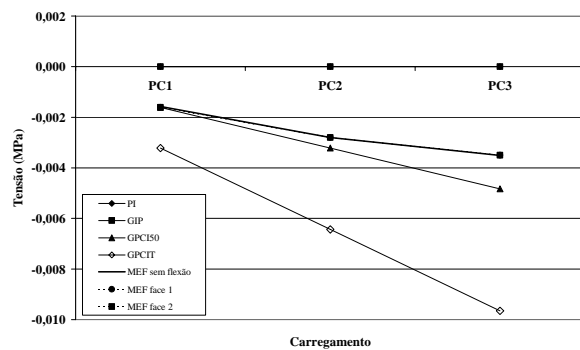


Figura 265 - Tensões no ponto 29 (nível 1 - PC).

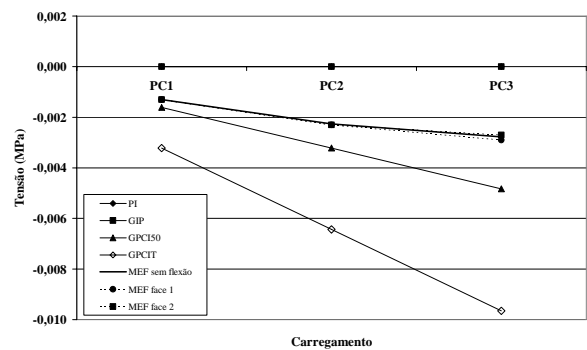


Figura 266 - Tensões no ponto 30 (nível 1 - PC).

Para pontos mais afastados das lajes carregadas, os valores obtidos pelo MEF foram muito próximos dos valores obtidos pelo GPC150 ou então se situaram entre esse procedimento e o GPCIT, conforme podem ser vistos nos pontos 18 (Figura 254), 19 (Figura 255), 20 (Figura 256) e 21 (Figura 257).

1.5.2 Nível 2

Quanto ao segundo nível, os resultados se encontram nas figuras de Figura 267 a Figura 296. Para o ponto 1 (Figura 267), localizado em interseção de paredes, a hipótese de que o carregamento PC3 não influenciaria mais no acréscimo de tensões foi invalidada pelo procedimento do MEF. Esse procedimento mostrou acréscimos de tensões nesse ponto até o PC3.

Já para o ponto 2 (Figura 268), o fenômeno foi verificado. O efeito de flexão revelou-se muito mais acentuado em comparação com o ponto 1, visto estar esse ponto 2 fora de encontro de paredes. Tensões de tração chegaram a ocorrer em uma das faces, segundo o procedimento via MEF.

O ponto 3 (Figura 269), localizado em encontro de paredes, mostrou-se pouco suscetível ao efeito de flexão. Contudo, ainda se mostrou influenciado pelo carregamento PC3. O ponto 4 (Figura 270) apresentou o mesmo comportamento do ponto 2.

A partir do ponto 21 (Figura 287) em diante, os esforços medidos são pequenos, devido ao distanciamento desses com relação à laje carregada.

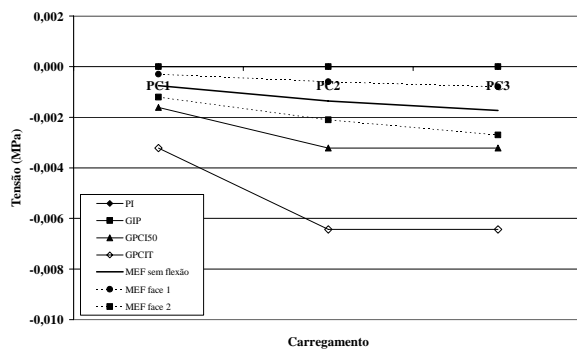


Figura 267 - Tensões no ponto 1 (nível 2 - PC).

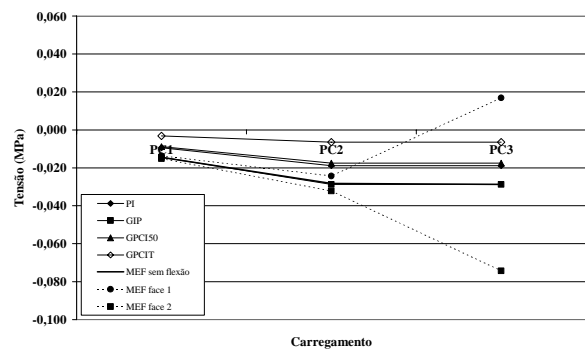


Figura 268 - Tensões no ponto 2 (nível 2 - PC).

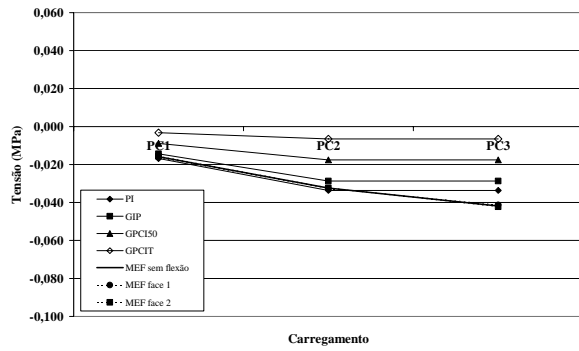


Figura 269 - Tensões no ponto 3 (nível 2 - PC).

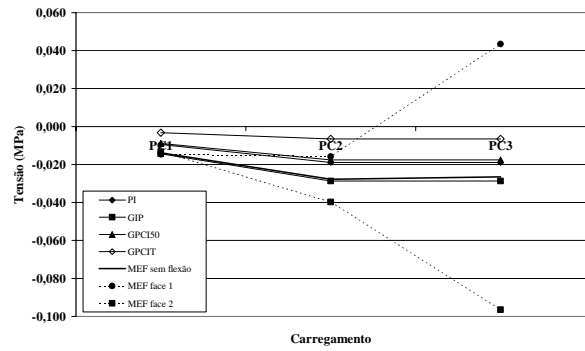


Figura 270 - Tensões no ponto 4 (nível 2 - PC).

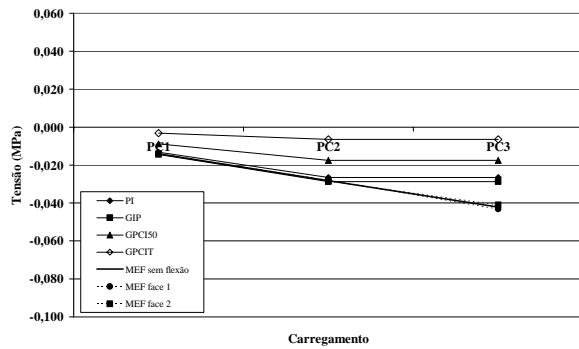


Figura 271 - Tensões no ponto 5 (nível 2 - PC).

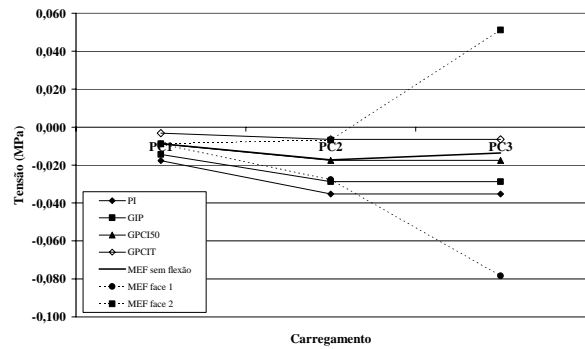


Figura 272 - Tensões no ponto 6 (nível 2 - PC).

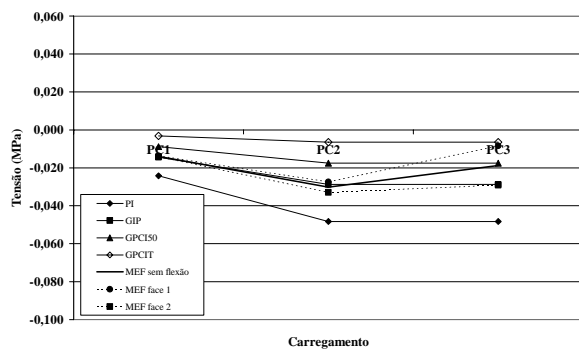


Figura 273 - Tensões no ponto 7 (nível 2 - PC).

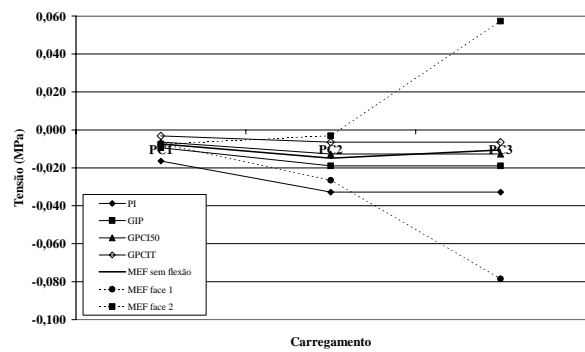


Figura 274 - Tensões no ponto 8 (nível 2 - PC).

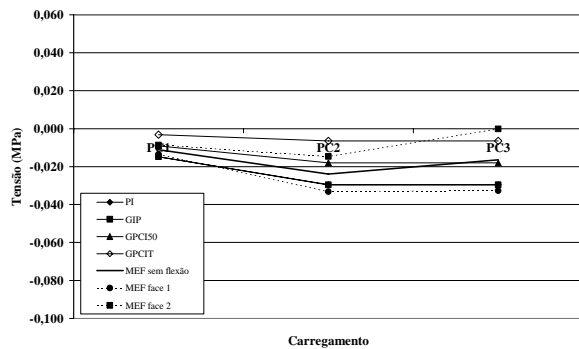


Figura 275 - Tensões no ponto 9 (nível 2 - PC).

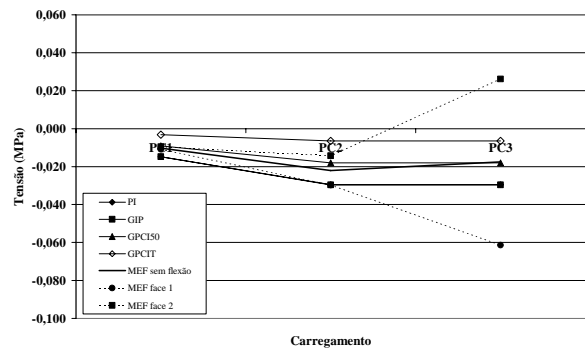


Figura 276 - Tensões no ponto 10 (nível 2 - PC).

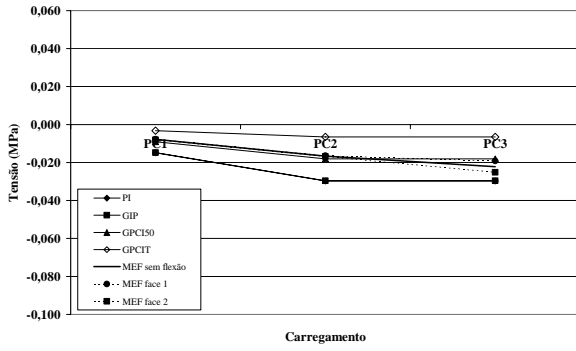


Figura 277 - Tensões no ponto 11 (nível 2 - PC).

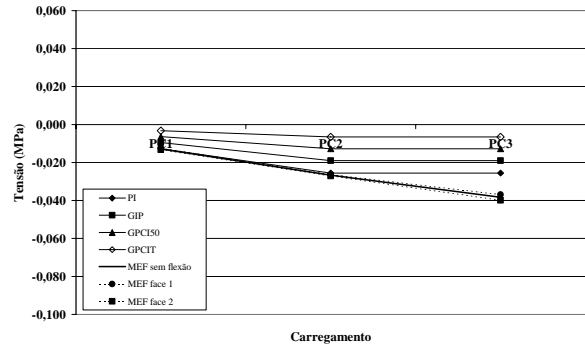


Figura 278 - Tensões no ponto 12 (nível 2 - PC).

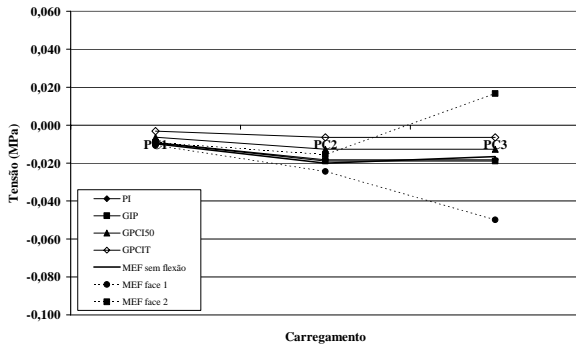


Figura 279 - Tensões no ponto 13 (nível 2 - PC).

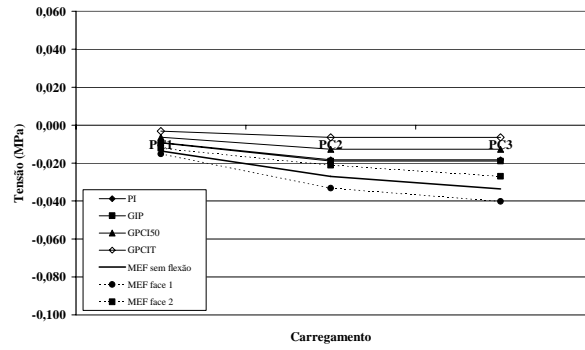


Figura 280 - Tensões no ponto 14 (nível 2 - PC).

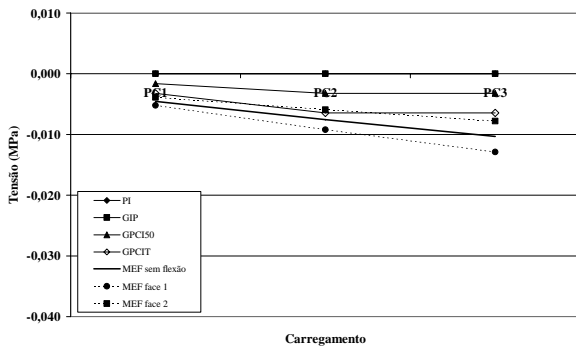


Figura 281 - Tensões no ponto 15 (nível 2 - PC).

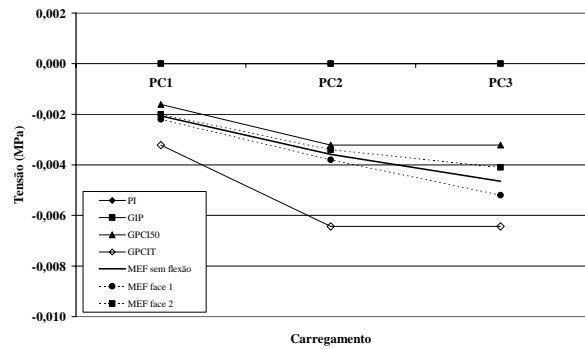


Figura 282 - Tensões no ponto 16 (nível 2 - PC).

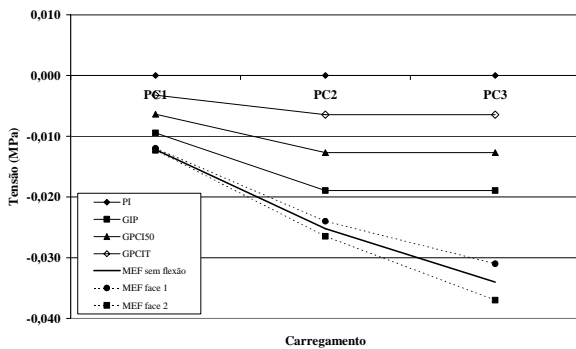


Figura 283 - Tensões no ponto 17 (nível 2 - PC).

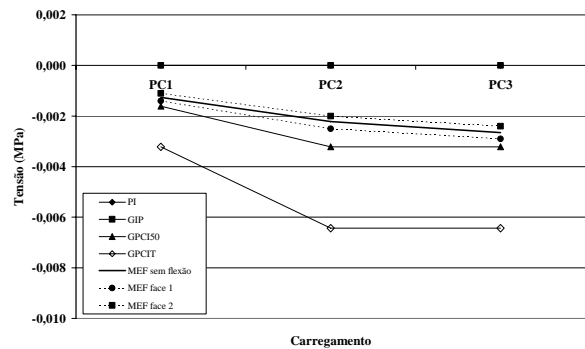


Figura 284 - Tensões no ponto 18 (nível 2 - PC).

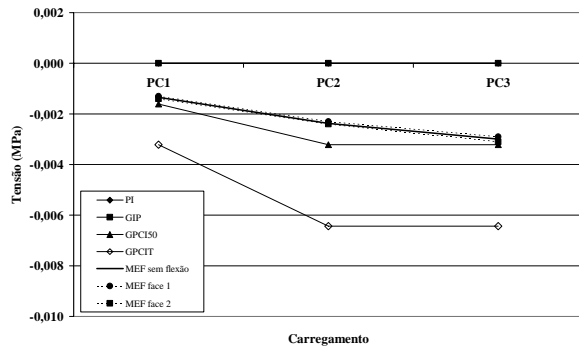


Figura 285 - Tensões no ponto 19 (nível 2 - PC).

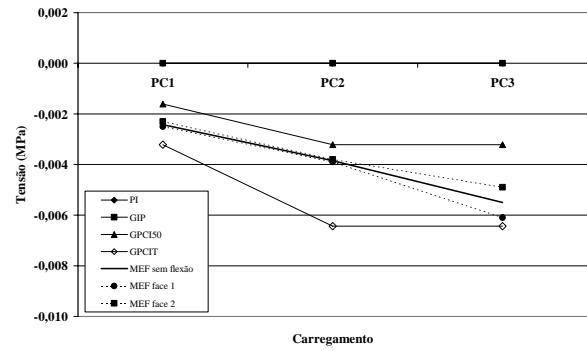


Figura 286 - Tensões no ponto 20 (nível 2 - PC).

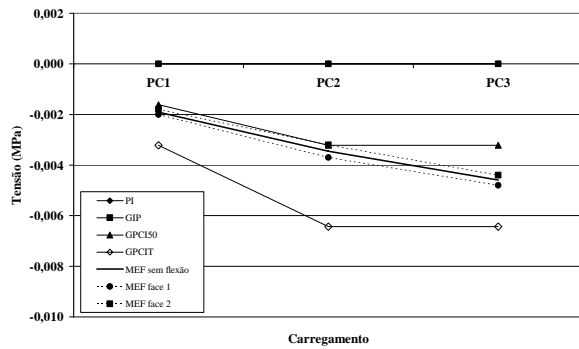


Figura 287 - Tensões no ponto 21 (nível 2 - PC).

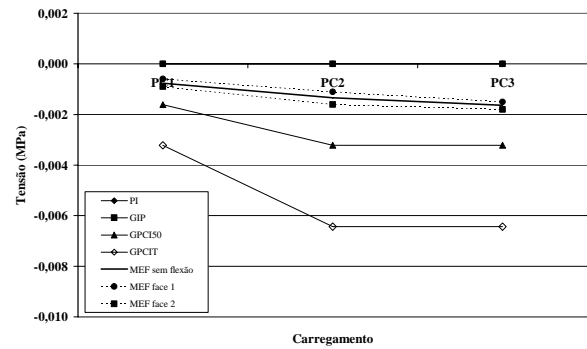


Figura 288 - Tensões no ponto 22 (nível 2 - PC).

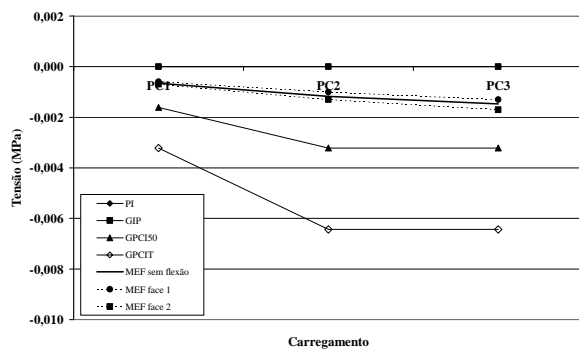


Figura 289 - Tensões no ponto 23 (nível 2 - PC).

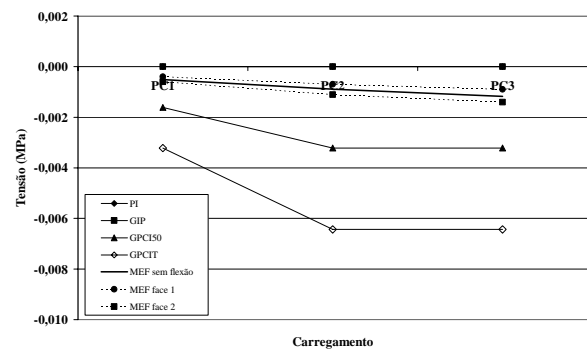


Figura 290 - Tensões no ponto 24 (nível 2 - PC).

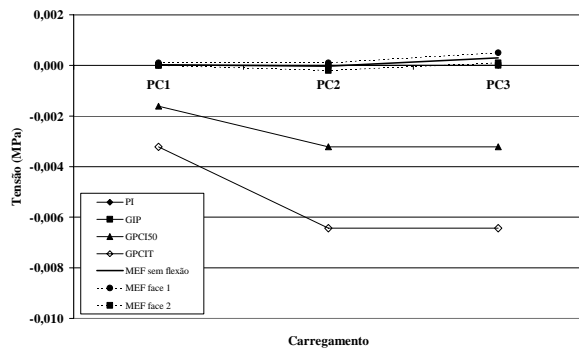


Figura 291 - Tensões no ponto 25 (nível 2 - PC).

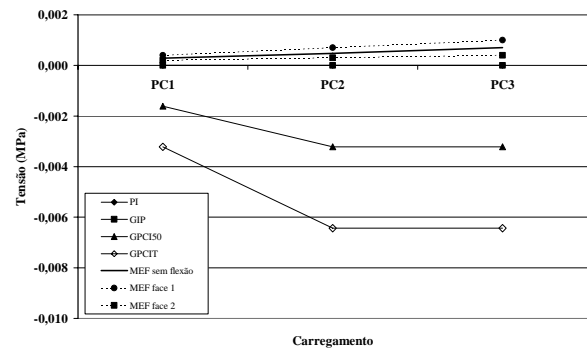


Figura 292 - Tensões no ponto 26 (nível 2 - PC).

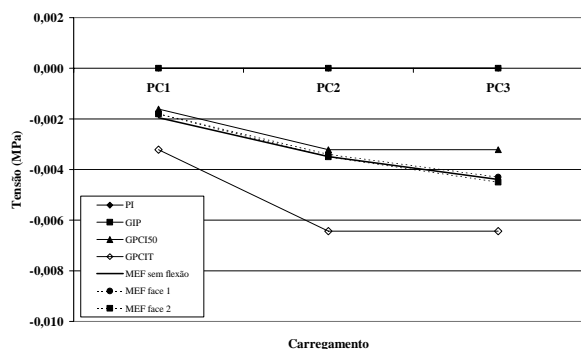


Figura 293 - Tensões no ponto 27 (nível 2 - PC).

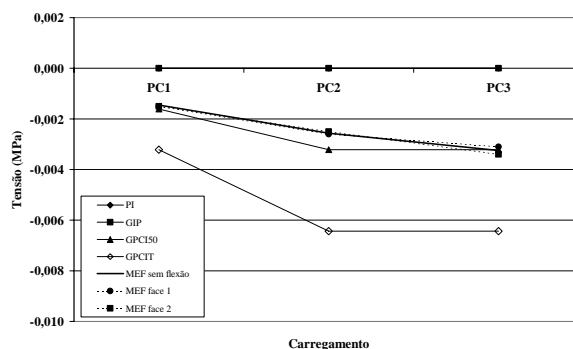


Figura 294 - Tensões no ponto 28 (nível 2 - PC).

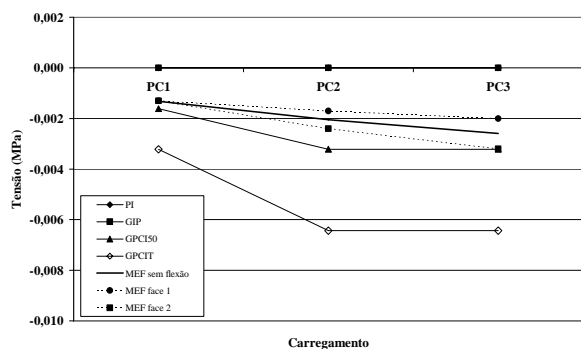


Figura 295 - Tensões no ponto 29 (nível 2 - PC).

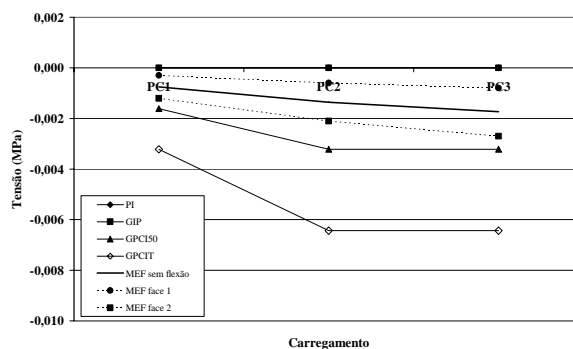


Figura 296 - Tensões no ponto 30 (nível 2 - PC).

1.5.3 Nível 3

Por fim, para o terceiro nível, os resultados são apresentados nas figuras de Figura 297 a Figura 326. Para o ponto 1 a hipótese de que o carregamento PC2 não influenciaria mais no acréscimo de tensões, deixou de ser confirmada pelo procedimento do MEF. Contudo, na introdução do PC3, notou-se estabilização das tensões.

Para o ponto 2 (Figura 298) o fenômeno também foi verificado. Além disso, o efeito de flexão foi muito mais intenso, comparado com o ponto 1, sabido que o ponto 2 se localiza fora de encontro de paredes.

O ponto 3 (Figura 299), instalado em encontro de paredes, mostrou-se pouco suscetível ao efeito de flexão, mas foi influenciado pelo carregamento PC2. Todavia, quando carregado pelo PC3 (uma laje-piso abaixo do seu nível), ocorreu diminuição das suas tensões. O ponto 4 (Figura 300) apresentou o mesmo comportamento do ponto 2.

O ponto 5 (Figura 301) teve comportamento semelhante ao dos pontos 3 e 1. Os pontos 6 (Figura 302) e 8 (Figura 304) comportaram-se como os pontos 2 e 4. O ponto 7 (Figura 303) apresentou acréscimo de tensão somente devido ao carregamento PC1. Os carregamentos PC2 e PC3 causaram apenas diminuição nesses valores de tensão.

Comportamento semelhante ao do ponto 7 foi verificado no ponto 9 (Figura 305). O ponto 10 (Figura 306) assemelhou-se aos pontos 2, 4, 6 e 8. Os pontos 11 (Figura 307) e 12 (Figura 308) apresentaram comportamento semelhante ao dos pontos 1, 3 e 5.

Dessa forma, conforme mencionado anteriormente, cada ponto apresenta rigidez intrínseca ao seu material constituinte e à sua seção transversal e, ainda, rigidez extrínseca ao material e à seção transversal. Esta é função de um fator de forma da região onde se encontra o ponto. Ou seja, o ponto 1 tem seção transversal idêntica à do ponto 2 mas, devido a sua posição no encontro de paredes, sofre menos influência da flexão do que o segundo ponto. Ainda, esse ponto 1 é responsável por maior “carreamento” de tensões do que seu vizinho.

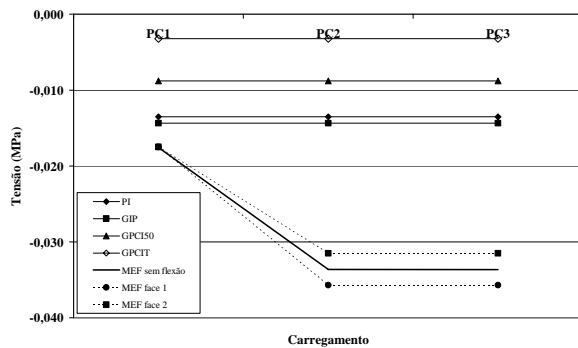


Figura 297 - Tensões no ponto 1 (nível 3 - PC).

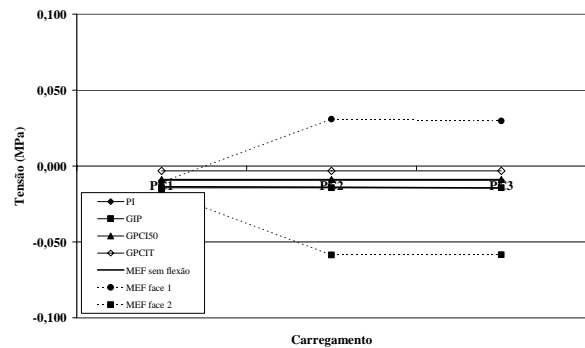


Figura 298 - Tensões no ponto 2 (nível 3 - PC).

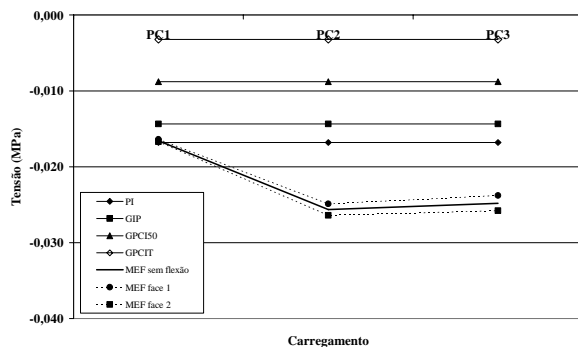


Figura 299 - Tensões no ponto 3 (nível 3 - PC).

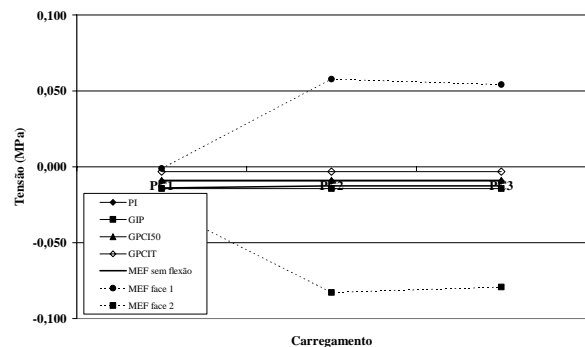


Figura 300 - Tensões no ponto 4 (nível 3 - PC).

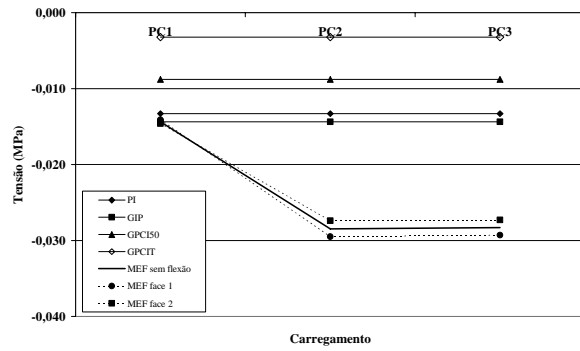


Figura 301 - Tensões no ponto 5 (nível 3 - PC).

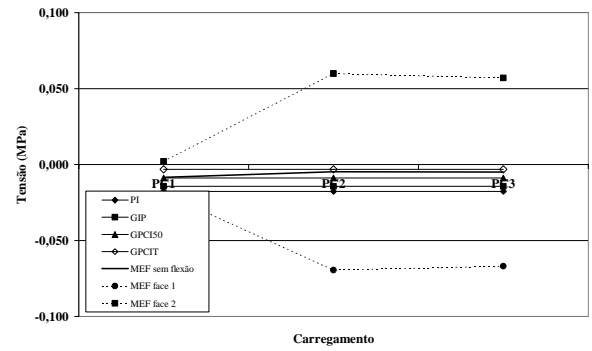


Figura 302 - Tensões no ponto 6 (nível 3 - PC).

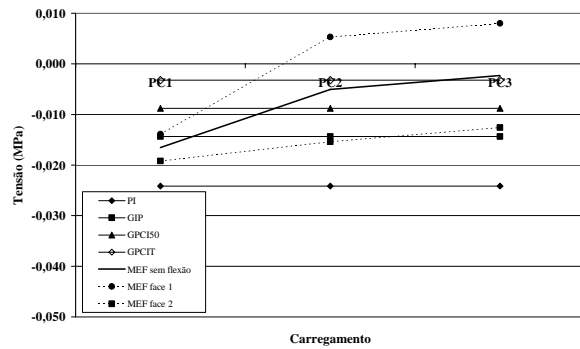


Figura 303 - Tensões no ponto 7 (nível 3 - PC).

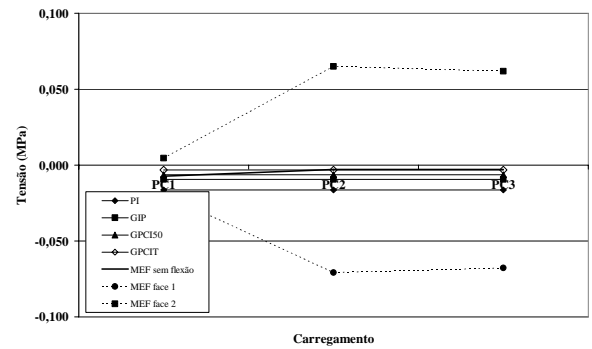


Figura 304 - Tensões no ponto 8 (nível 3 - PC).

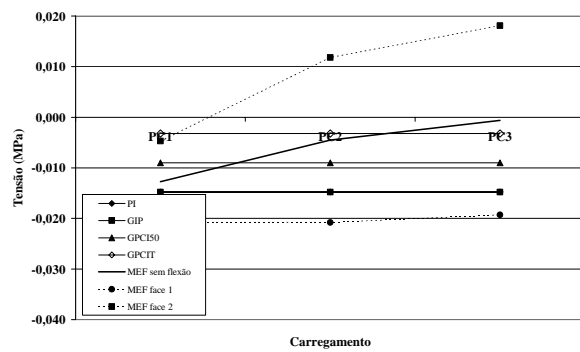


Figura 305 - Tensões no ponto 9 (nível 3 - PC).

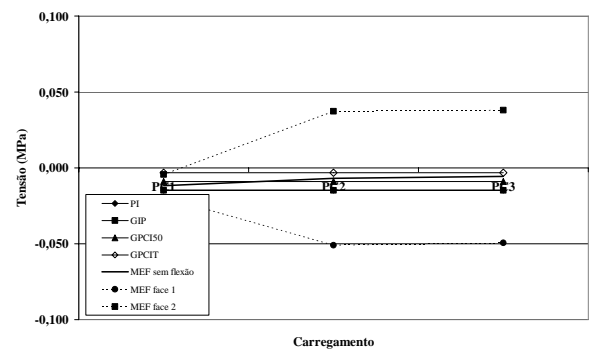


Figura 306 - Tensões no ponto 10 (nível 3 - PC).

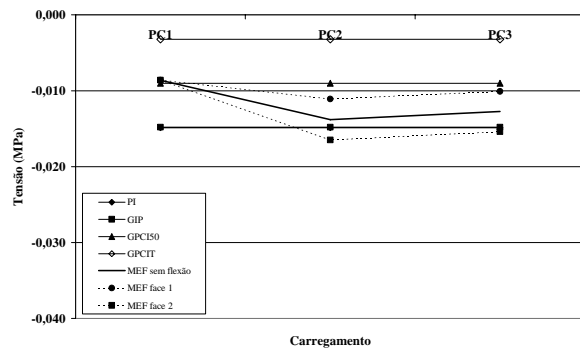


Figura 307 - Tensões no ponto 11 (nível 3 - PC).

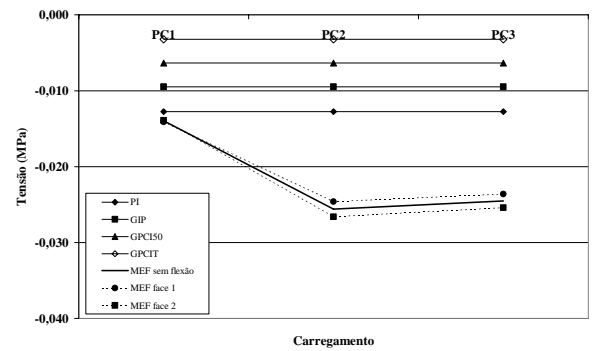


Figura 308 - Tensões no ponto 12 (nível 3 - PC).

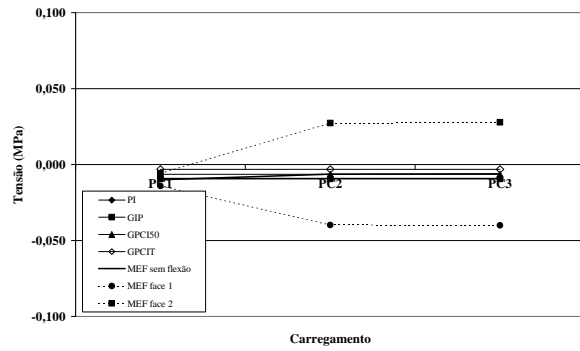


Figura 309 - Tensões no ponto 13 (nível 3 - PC).

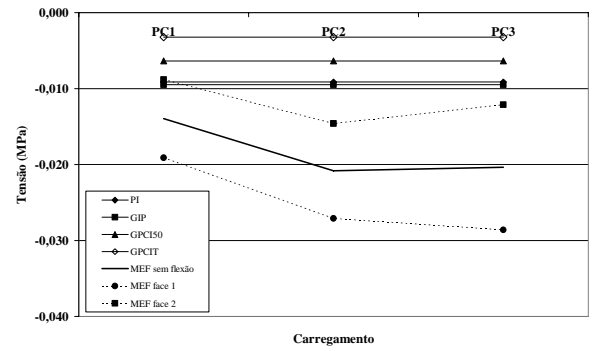


Figura 310 - Tensões no ponto 14 (nível 3 - PC).

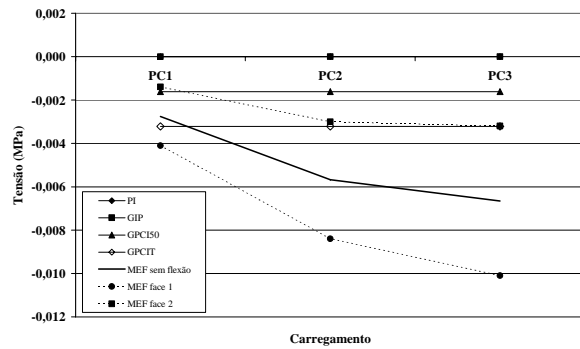


Figura 311 - Tensões no ponto 15 (nível 3 - PC).

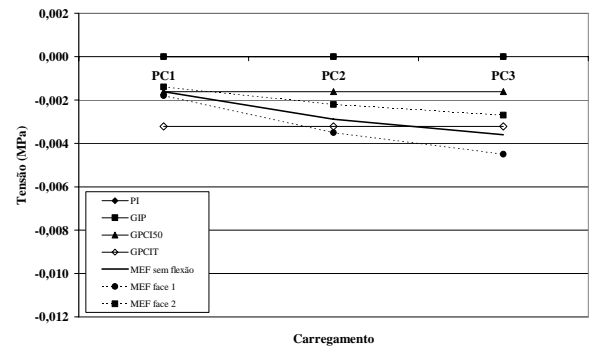


Figura 312 - Tensões no ponto 16 (nível 3 - PC).

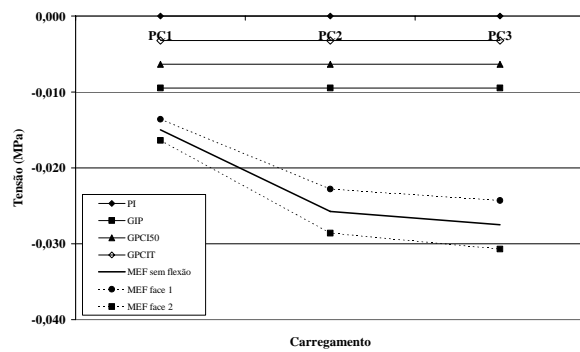


Figura 313 - Tensões no ponto 17 (nível 3 - PC).

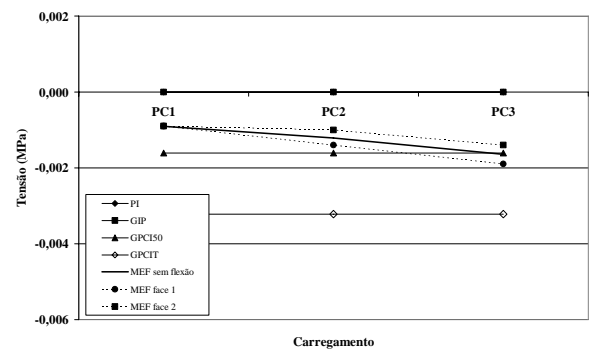


Figura 314 - Tensões no ponto 18 (nível 3 - PC).

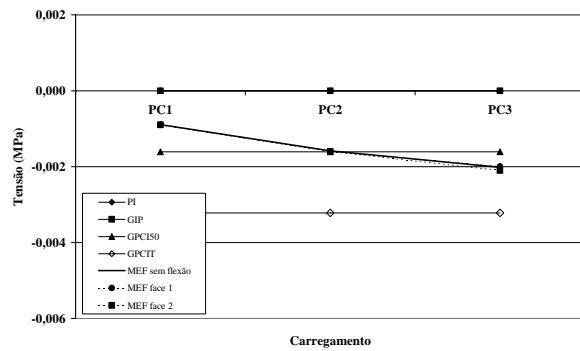


Figura 315 - Tensões no ponto 19 (nível 3 - PC).

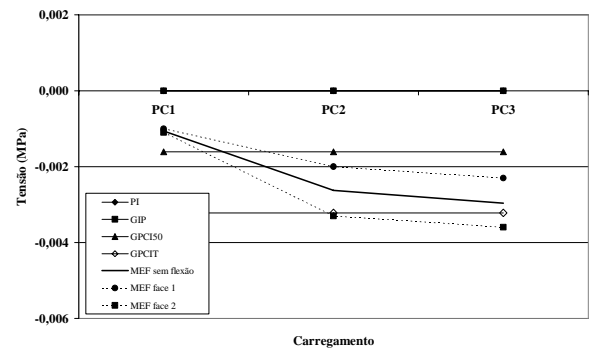


Figura 316 - Tensões no ponto 20 (nível 3 - PC).

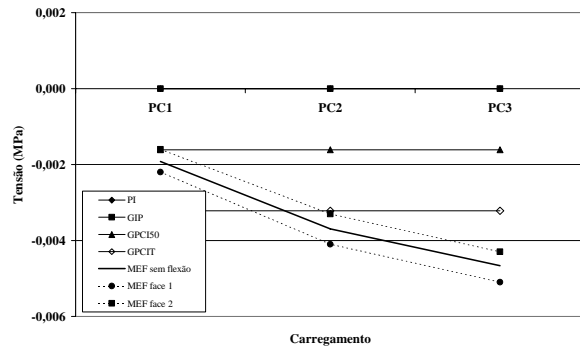


Figura 317 - Tensões no ponto 21 (nível 3 - PC).

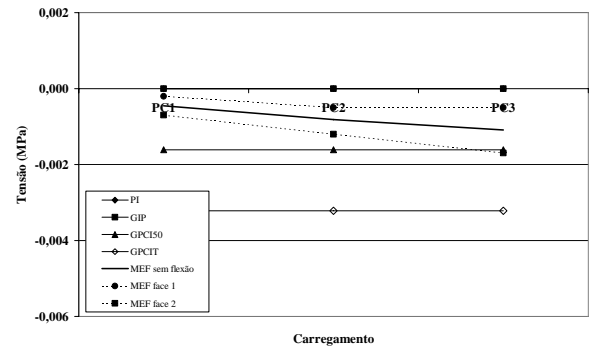


Figura 318 - Tensões no ponto 22 (nível 3 - PC).

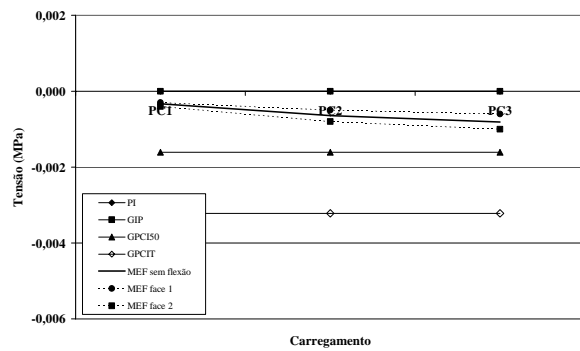


Figura 319 - Tensões no ponto 23 (nível 3 - PC).

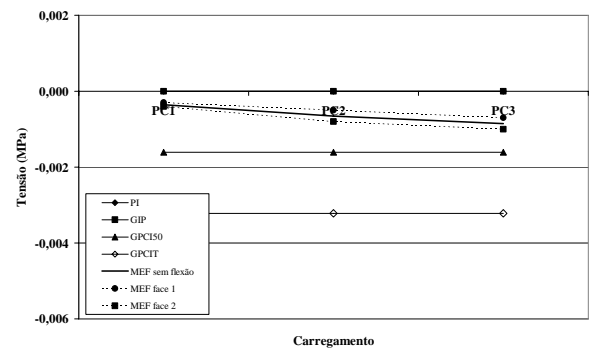


Figura 320 - Tensões no ponto 24 (nível 3 - PC).

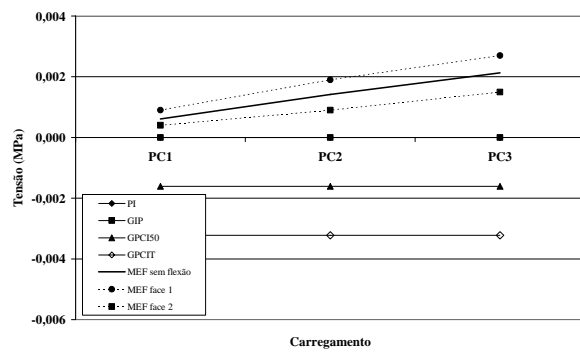


Figura 321 - Tensões no ponto 25 (nível 3 - PC).

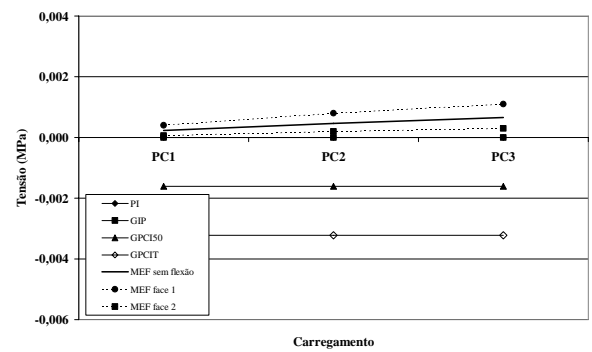


Figura 322 - Tensões no ponto 26 (nível 3 - PC).

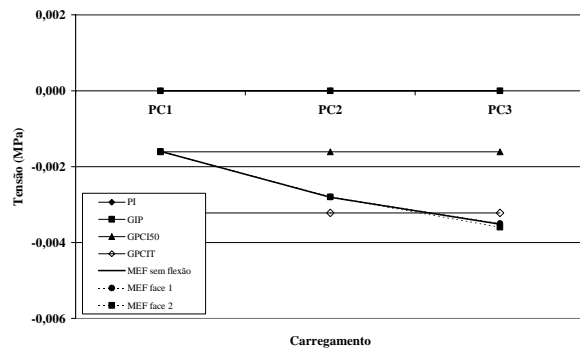


Figura 323 - Tensões no ponto 27 (nível 3 - PC).

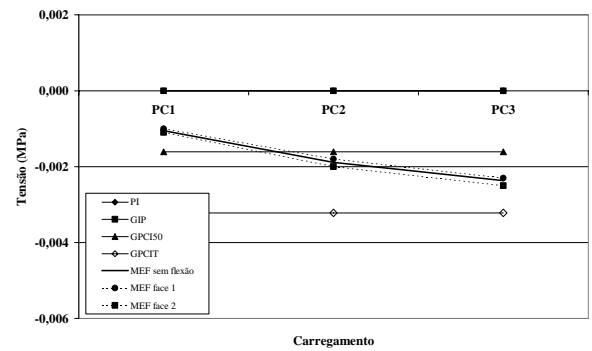


Figura 324 - Tensões no ponto 28 (nível 3 - PC).

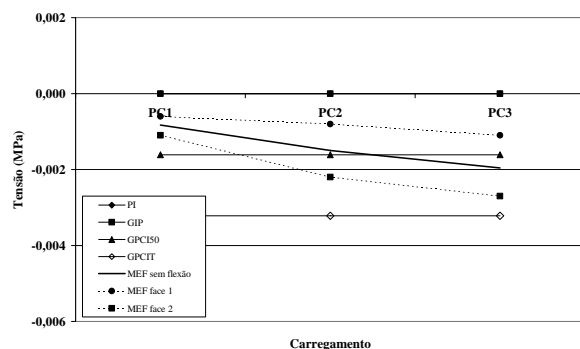


Figura 325 - Tensões no ponto 29 (nível 3 - PC).

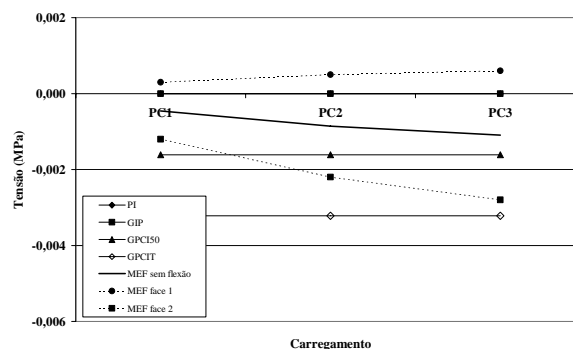


Figura 326 - Tensões no ponto 30 (nível 3 - PC).

2. Prova de Carga - Modelo Experimental

A prova de carga no modelo experimental foi realizada após terem sido concluídas todas as etapas de construção da obra. Tratou-se de providenciar duas piscinas de lona plástica de 1.000 litros cada, sobre os cômodos que se queria carregar, de modo que cada cômodo tivesse sobre seu piso uma carga aplicada de aproximadamente 20 kN. Essa carga por sua vez foi distribuída por quase toda a área de piso dos cômodos, fazendo resultar carga de 2 kN/m².



Figura 327 - Piscinas utilizadas na prova de carga.

O carregamento e as leituras se deram na seqüência seguinte:

- (1) Carregamento das lajes-piso dos dois dormitórios, do quarto nível da edificação (PC1);
- (2) Leitura de todos os 90 pontos instrumentados da estrutura por três dias consecutivos;

- (3) Carregamento das lajes-piso dos dois dormitórios, do terceiro nível da edificação (PC2);
- (4) Leitura de todos os pontos instrumentados por três dias consecutivos;
- (5) Carregamento das lajes-piso dos dois dormitórios, do segundo nível da edificação (PC3);
- (6) Leitura de todos os pontos instrumentados por três dias consecutivos

Os resultados serão apresentados conforme as várias etapas de carregamento da prova de carga para cada nível, juntamente com os valores obtidos pelo MEF, concernentes aos elementos de membrana (sem flexão das paredes) e aos elementos de casca na face em que se encontravam os extensômetros nos blocos. Assim colocados, os extensômetros haveriam de registrar os efeitos da flexão nas paredes. Anúncio dos resultados será feito em relação à cada ponto, juntamente com as discussões pertinentes.

2.1. Resultados Obtidos - Nível 1

Os resultados experimentais são expressos em tensão, em decorrência da calibração aplicada nos blocos antes de seu assentamento. Exibe-se ainda a curva média das leituras em cada etapa da prova de carga, com as curvas do modelo numérico em elementos finitos.

A Figura 328 expõe os resultados experimentais do ponto 1 no primeiro pavimento da obra na prova de carga. Vê-se, que os valores experimentais se alternaram entre os valores esperados no modelo numérico de elementos finitos.

O ponto 2 (Figura 329) enseja verificar que, relativamente ao PC1, os modelos experimental e numérico produziram valores de tensão muito semelhantes entre si. No PC2, o modelo experimental apresentou valores de tensão menores do que o modelo numérico, passando, no PC3, a apresentar valores novamente semelhantes.

O ponto 3 (Figura 330) ofertou valores médios de tensão no PC1 muito semelhantes nos modelos. Houve variação no PC2 e no PC3. Essas variações entre o esperado numericamente e o experimental podem ter sido devidas à influência das rotações da laje na flexão das paredes. O PC1 influencia de forma menos significativa esse efeito no primeiro nível, conforme demonstram os valores experimentais. O ponto 4 (Figura 331) registrou comportamentos muito semelhantes, pelos modelos experimental e numérico. O ponto 5 (Figura 332) também!

O ponto 6 (Figura 333) apresentou comportamento muito semelhante entre modelo experimental e numérico quando se levou em consideração a flexão nas paredes. Esse fato ficou evidenciado no PC3, quando o efeito de flexão nas paredes, como era de se esperar, mais influenciaria os pontos no nível 1.

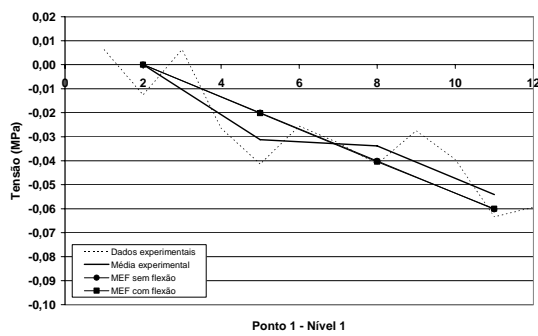


Figura 328 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 1 (PC).

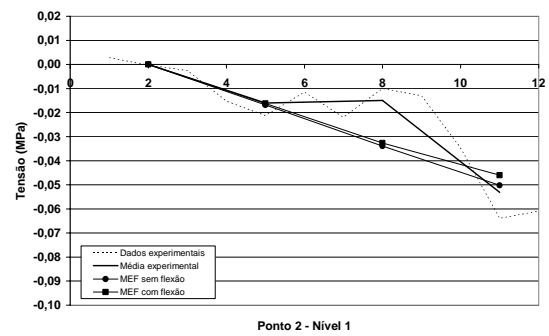


Figura 329 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 1 (PC).

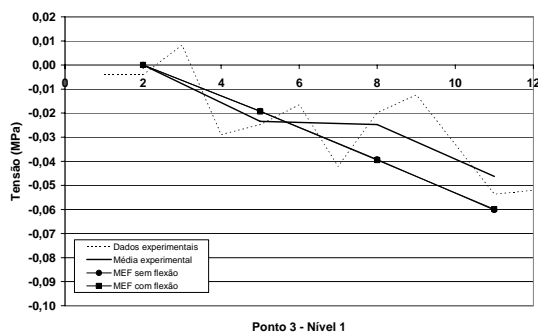


Figura 330 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 1 (PC).

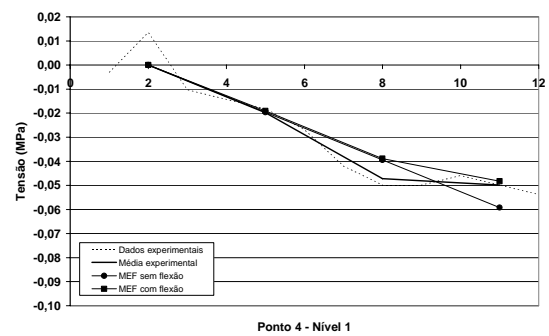


Figura 331 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 1 (PC).

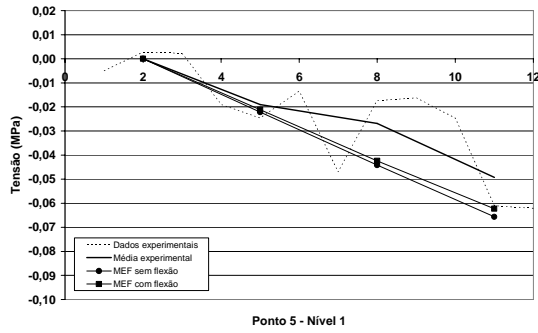


Figura 332 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 1 (PC).

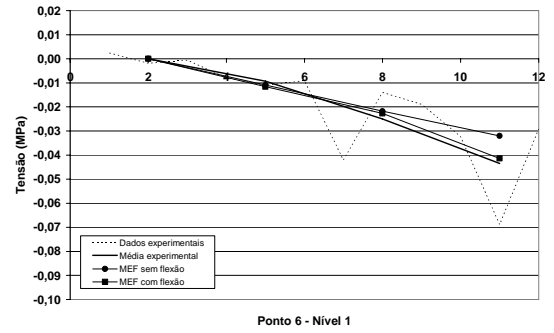


Figura 333 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 1 (PC).

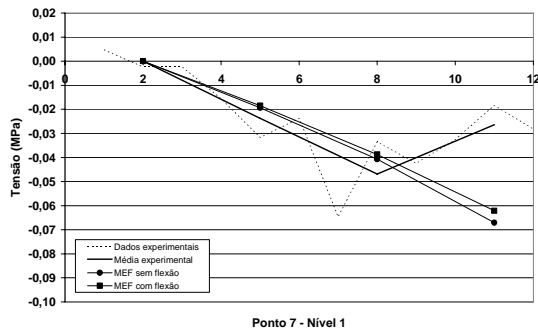


Figura 334 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 1 (PC).

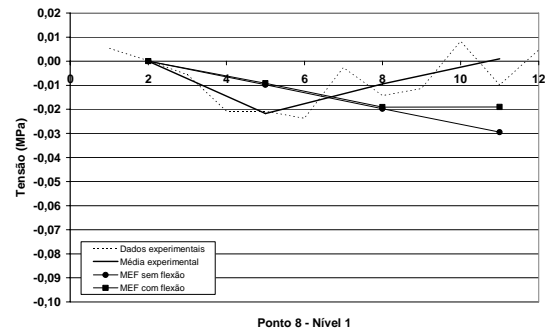


Figura 335 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 1 (PC).

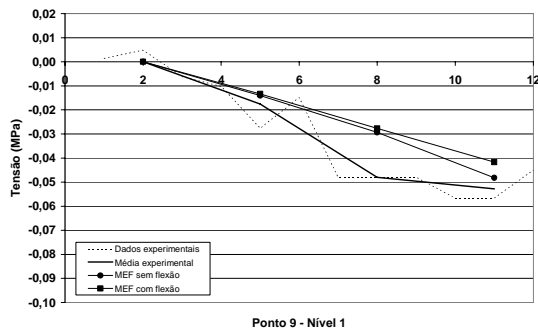


Figura 336 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 1 (PC).

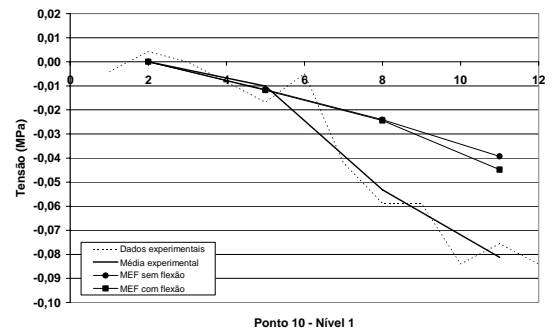


Figura 337 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 1 (PC).

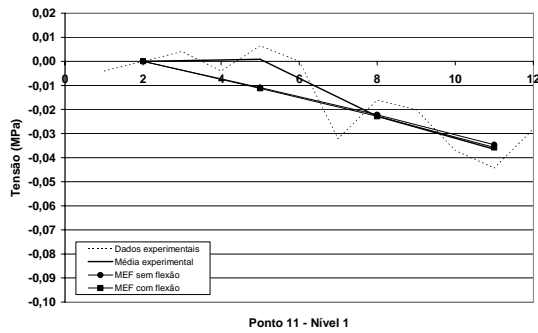


Figura 338 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 1 (PC).

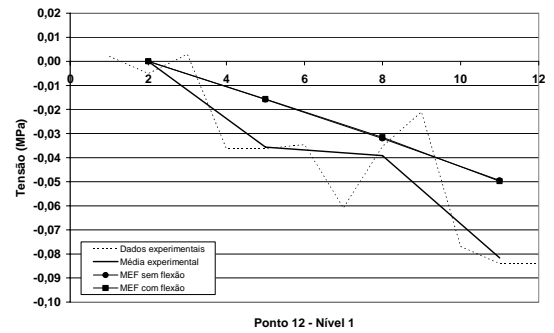


Figura 339 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 1 (PC).

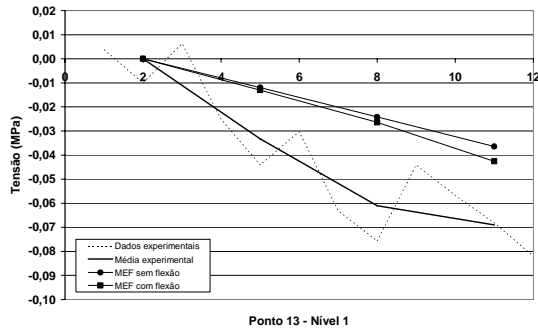


Figura 340 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 1 (PC).

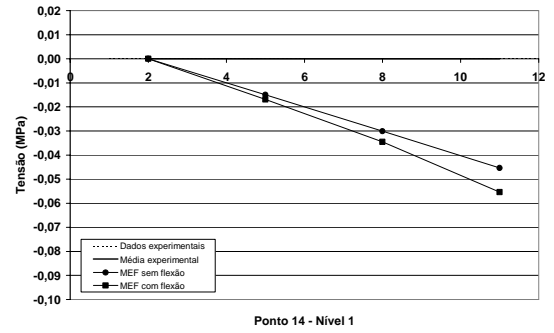


Figura 341 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 1 (PC).

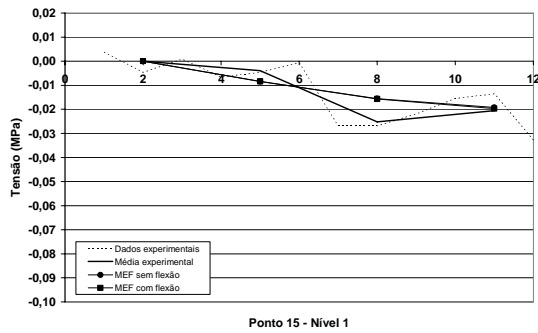


Figura 342 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 1 (PC).

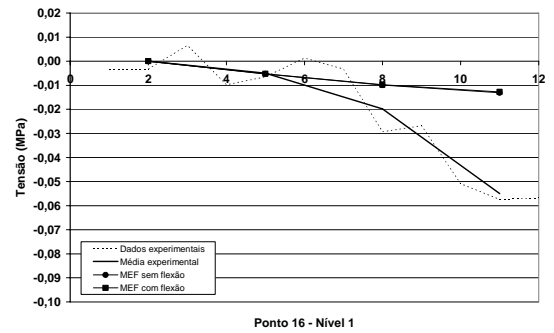


Figura 343 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 1 (PC).

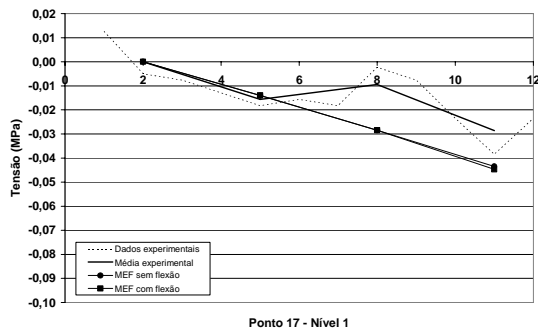


Figura 344 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 1 (PC).

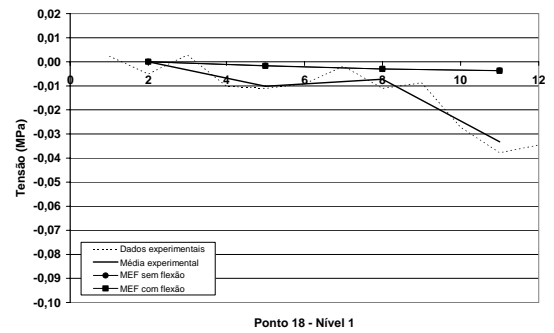


Figura 345 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 1 (PC).

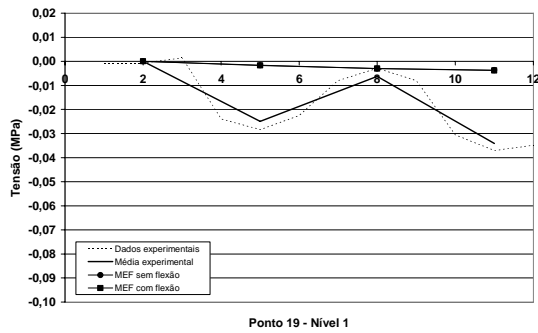


Figura 346 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 1 (PC).

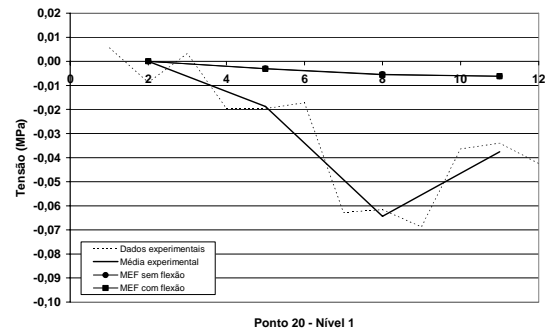


Figura 347 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 1 (PC).

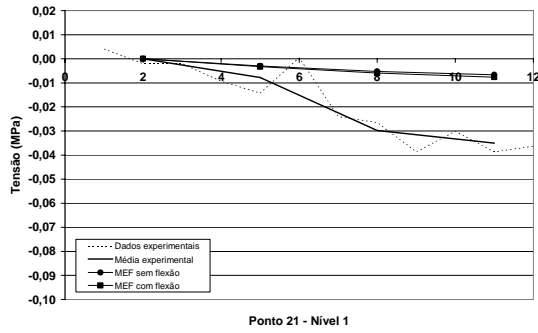


Figura 348 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 21 no nível 1 (PC).

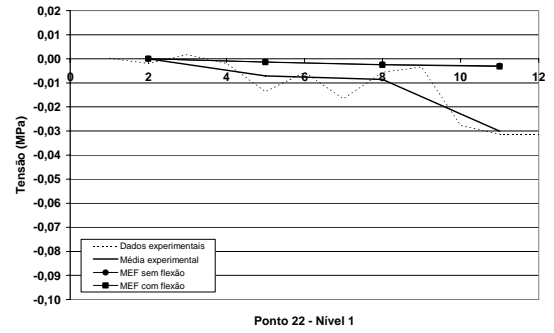


Figura 349 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 22 no nível 1 (PC).

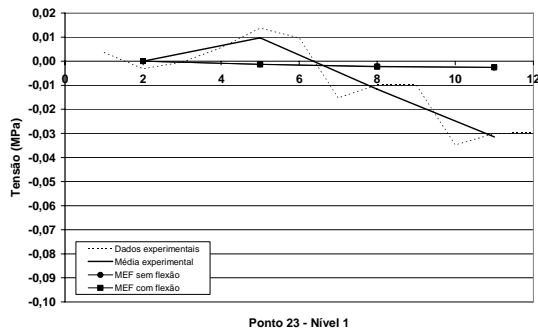


Figura 350 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 23 no nível 1 (PC).

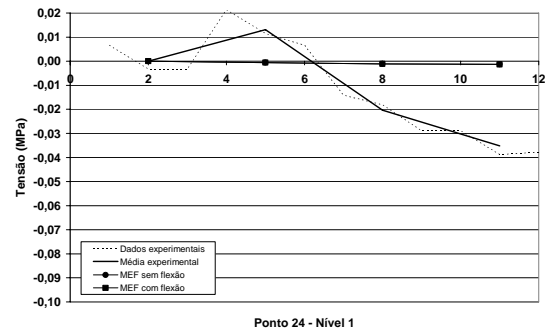


Figura 351 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 24 no nível 1 (PC).

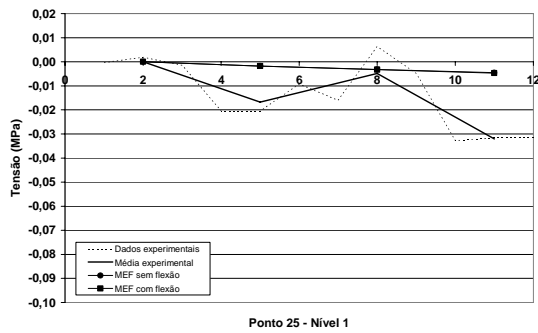


Figura 352 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 25 no nível 1 (PC).

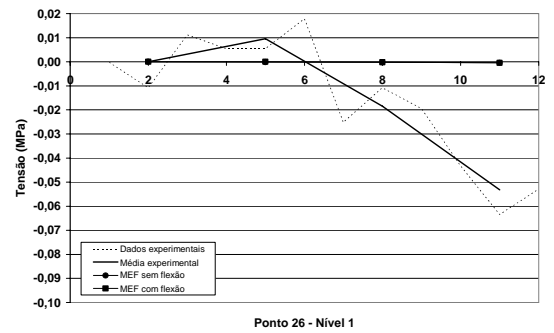


Figura 353 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 1 (PC).

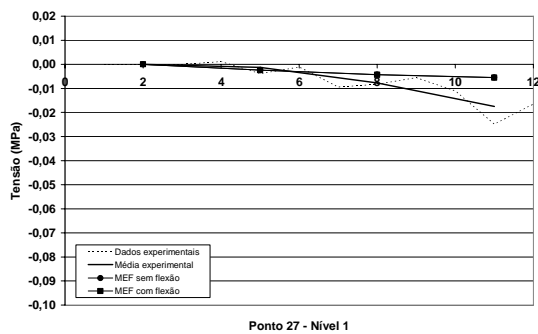


Figura 354 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 1 (PC).

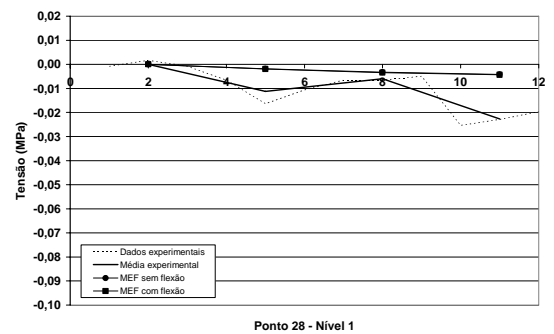


Figura 355 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 1 (PC).

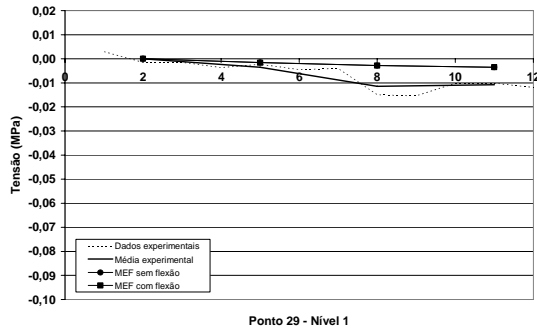


Figura 356 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 1 (PC).

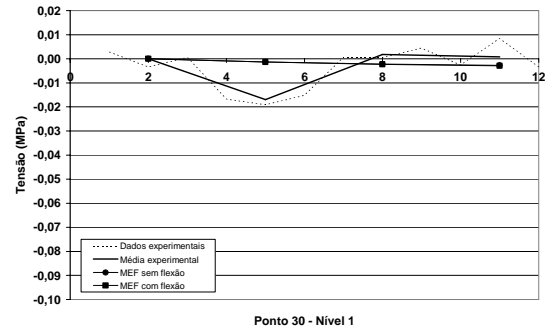


Figura 357 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 1 (PC).

O ponto 7 (Figura 334) apresentou comportamentos muito semelhantes entre modelos para os dois primeiros carregamentos da prova de carga. No último carregamento, PC3, houve grande alívio de tensões, o qual pode ter sido devido a alguma flexão na parede.

O ponto 8 (Figura 335) apresentou-se com valores experimentais maiores que o esperado nos modelos numéricos para o PC1. Depois dessa etapa, passou a evidenciar alívio de cargas progressivo, no PC2 e no PC3.

O ponto 9 (Figura 336) teve comportamentos semelhantes entre modelos. O ponto 10 (Figura 337) também acusou comportamentos semelhantes entre modelos para o PC1. Para o PC2 e PC3, o modelo experimental registrou valores superiores de tensão em relação ao esperado numericamente.

O ponto 11 (Figura 338) consignou comportamentos semelhantes entre modelos para as etapas finais, PC2 e PC3. Para PC1, houve diferença.

O ponto 12 (Figura 339) marcou no modelo experimental valores de tensão maiores que os esperados no modelo numérico, em relação a todas as etapas da prova de carga.

No ponto 13 (Figura 340) foram encontrados valores de tensão sempre maiores no modelo experimental, em relação aos modelos numéricos.

O ponto 15 (Figura 342) expôs valores experimentais de tensão que variaram ao redor dos valores esperados pelos modelos numéricos.

O ponto 16 (Figura 343) indicou comportamentos semelhantes entre modelos, até a etapa do carregamento PC2. No PC3 surgiram diferenças.

O ponto 17 (Figura 344) apresentou comportamentos semelhantes para o carregamento PC1, seguidos de valores experimentais menores que o esperado no modelo numérico, no PC2 e PC3.

O ponto 18 (Figura 345) manifestou-se pouco sensível aos efeitos da prova de carga no modelo numérico. Contudo, no modelo experimental, verificou-se maior interação entre as paredes, interação devida à transferência de esforços verticais ou devida à perturbações nas tensões da parede em consequência de flexão da laje nas vizinhanças. Esse mesmo comportamento foi constatado para os pontos 19 (Figura 346), 20 (Figura 347), 21 (Figura 348), 22 (Figura 349) e 25 (Figura 352).

O ponto 23 (Figura 350), 24 (Figura 351) e 26 (Figura 353), também apresentaram pouca sensibilidade aos carregamentos impostos pela prova de carga no modelo numérico. Já no modelo experimental esses pontos apresentaram esforços de tração na face instrumentada do bloco para o PC1, passando a assumir valores de compressão para PC2 e PC3. Importante lembrar que esses pontos se encontram muito próximos uns dos outros.

O ponto 27 (Figura 354), 28 (Figura 355) e 29 (Figura 356) forneceram valores experimentais pouco maiores que os valores esperados no modelo numérico. O ponto 30 (Figura 357) teve, no modelo experimental, comportamento diferenciado relativamente aos pontos ao seu redor. Primeiramente sofreu forte influência do carregamento PC1, mas foi favorecido com alívio de cargas quando ficaram concluídos PC2 e PC3.

2.2. Resultados Obtidos - Nível 2

O ponto 1 do nível 2 (Figura 358) apresentou resultados próximos para a primeira etapa de carregamento da prova de carga, PC1. Após essa fase, a leitura 7 (a primeira do PC2) acusou valores semelhantes entre modelos. As outras leituras mostraram-se diferentes. O ponto 2 (Figura 359) revelou comportamento experimental muito semelhante ao

numérico, informação que vale também para o ponto 3 (Figura 360) e o ponto 4 (Figura 361).

O ponto 5 (Figura 362) e o ponto 6 (Figura 363) apresentaram comportamentos estruturais semelhantes entre si. No entanto, os valores experimentais diferiram muito dos valores numéricos esperados, exceto para o PC1. Tal comportamento só era esperado no ponto 6.

O ponto 7 (Figura 364) expôs valores de tensão significativamente maiores no modelo experimental que nos modelos numéricos para o PC1. Ocorreu um alívio de tensões no PC2 e voltou a inverter-se a tendência de solicitação no PC3.

O comportamento final do ponto 8 (Figura 365) assemelhou-se ao esperado no modelo numérico. O ponto 9 (Figura 366) diferenciou-se no PC2 somente. O ponto 10 (Figura 367) apresentou comportamentos muito semelhantes entre modelo experimental e numérico, considerando a flexão. Isso vale para o ponto 11 (Figura 368), exceto pelo PC3.

O Ponto 12 (Figura 369) mostra grande influência da flexão no PC2, ou seja, quando carregada a laje sustentada pela parede no nível em que são obtidas as leituras. Os pontos 13 (Figura 370), 14 (Figura 371) e 15 (Figura 372) apontam comportamentos semelhantes entre modelos.

O ponto 16 (Figura 373) apresentou no PC1 valores muito baixos de tensão no modelo experimental, conforme era de se esperar pelo modelo numérico. No entanto, com o carregamento PC2, houve perturbação no sistema, provavelmente causada pela rotação da laje acima desse ponto. O PC3 não alterou o valor médio de tensão no modelo experimental com relação ao PC2.

O ponto 17 (Figura 374) ofereceu resultados experimentais muito perturbados. O ponto 18 (Figura 375) informou comportamentos muito semelhantes entre modelos para o PC1 e PC2, mostrando em ambos ter sido pouco influenciado pelos dois primeiros carregamentos da prova de carga. No entanto, os modelos numéricos não predisseram o aumento de tensões devido ao PC3, conforme observado no modelo experimental.

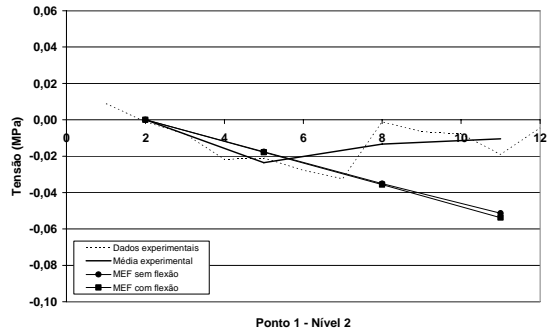


Figura 358 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 2 (PC).

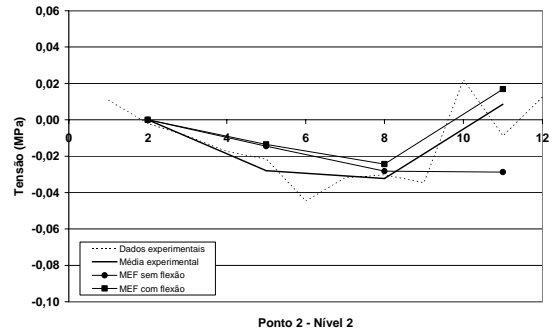


Figura 359 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 2 (PC).

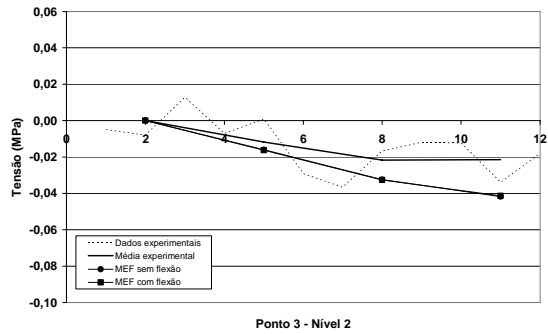


Figura 360 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 2 (PC).

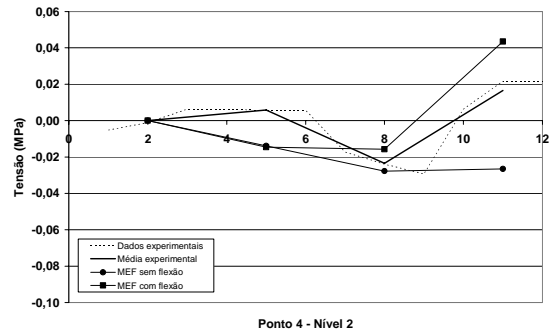


Figura 361 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 2 (PC).

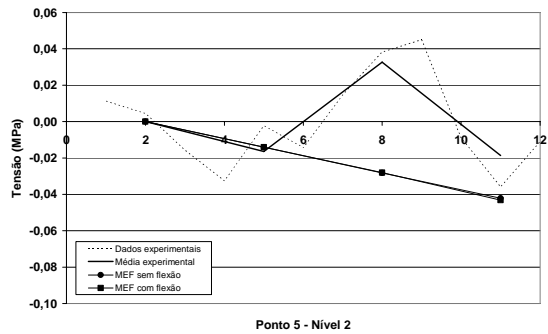


Figura 362 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 2 (PC).

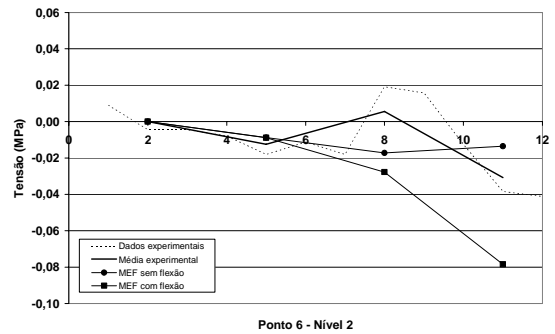


Figura 363 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 2 (PC).

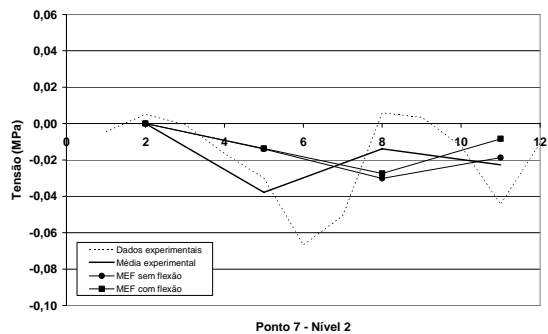


Figura 364 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 2 (PC).

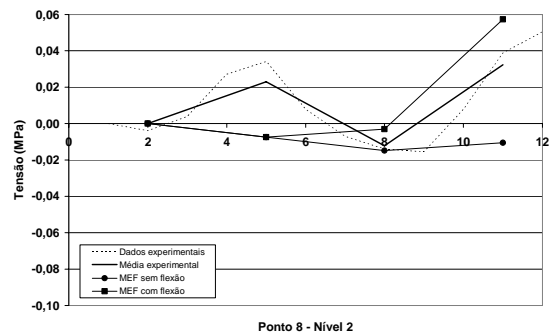


Figura 365 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 2 (PC).

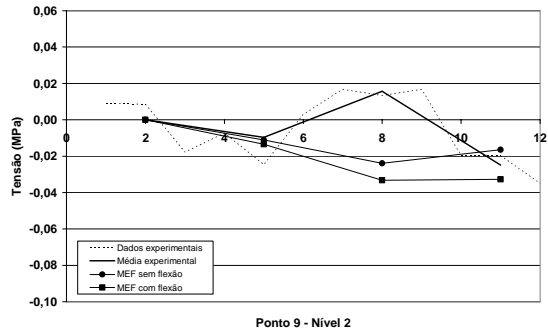


Figura 366 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 9 no nível 2 (PC).

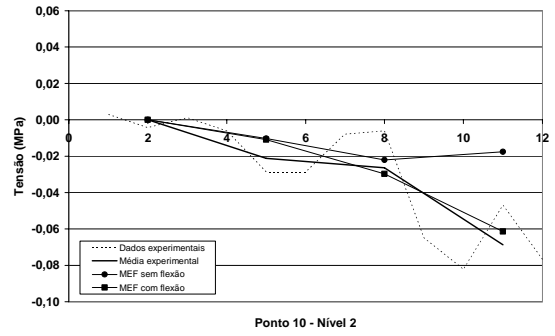


Figura 367 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 10 no nível 2 (PC).

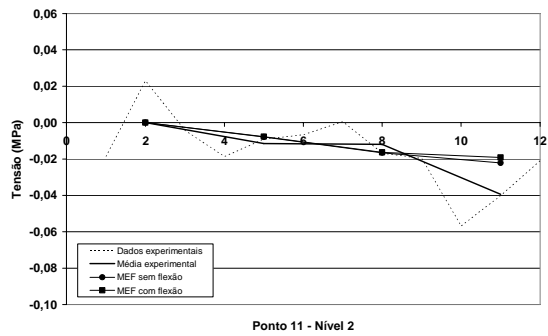


Figura 368 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 11 no nível 2 (PC).

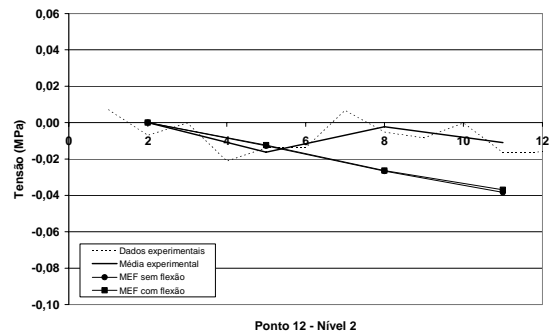


Figura 369 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 12 no nível 2 (PC).

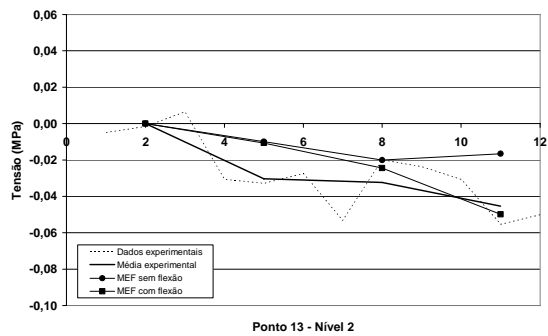


Figura 370 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 13 no nível 2 (PC).

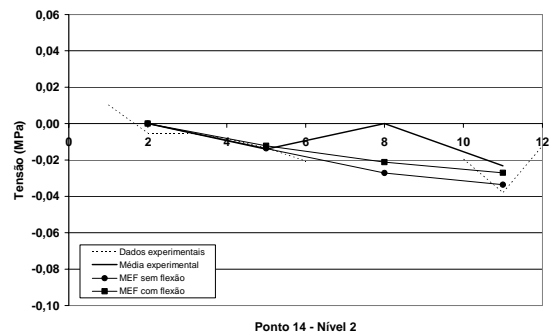


Figura 371 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 14 no nível 2 (PC).

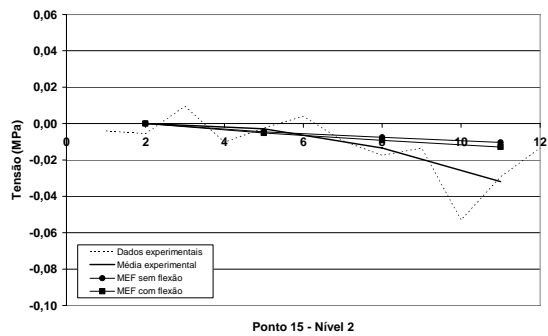


Figura 372 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 15 no nível 2 (PC).

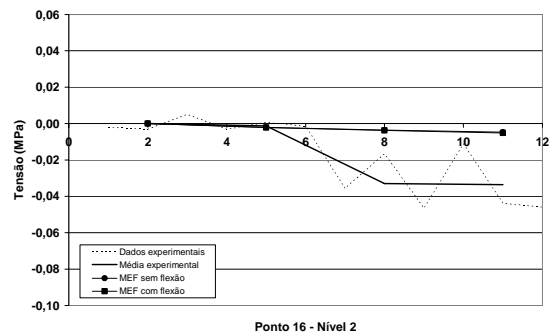


Figura 373 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 16 no nível 2 (PC).

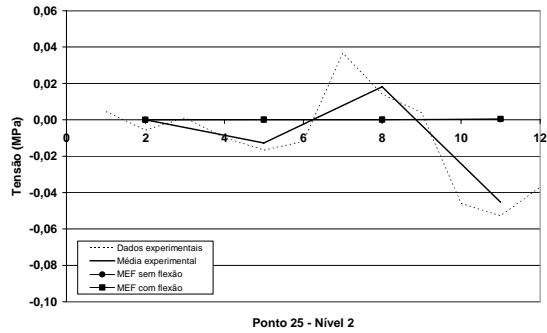


Figura 382 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 25 no nível 2 (PC).

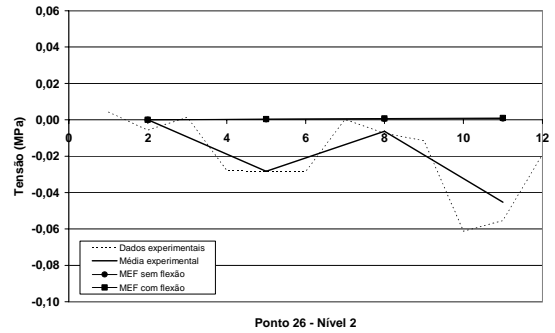


Figura 383 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 2 (PC).

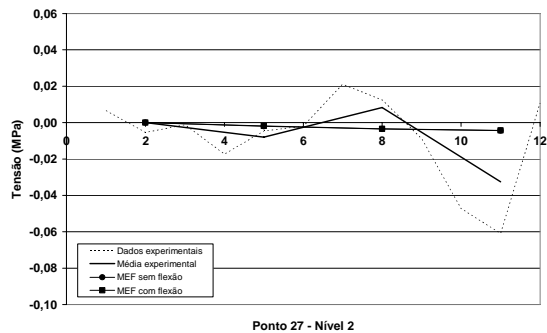


Figura 384 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 2 (PC).

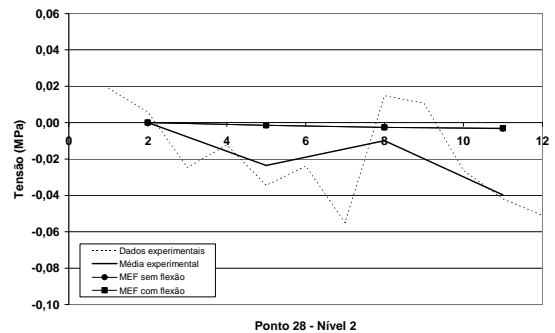


Figura 385 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 2 (PC).

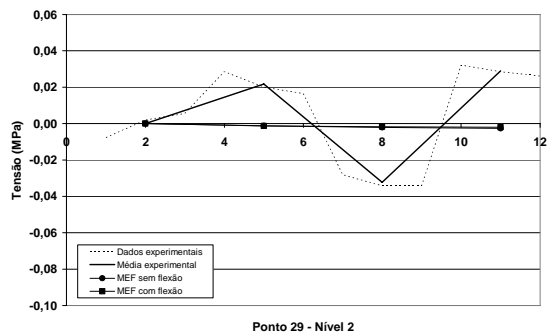


Figura 386 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 2 (PC).

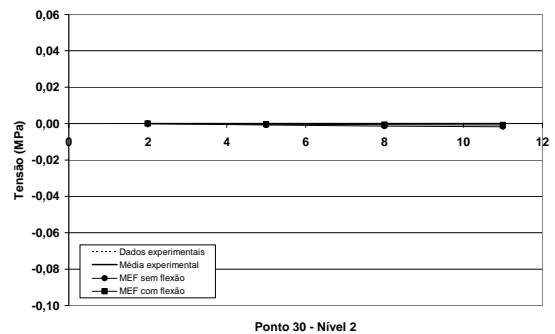


Figura 387 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 2 (PC).

O ponto 19 (Figura 376) apresentou-se, no modelo numérico, pouquíssimo carregado. No entanto, o modelo experimental mostrou-se influenciado pelos carregamentos da prova de carga. Essa influência foi aparentemente causada em maior intensidade por flexão na parede. Os pontos 20 (Figura 377) e 21 (Figura 378) apresentaram o mesmo comportamento geral do ponto 19.

Quanto ao ponto 22 (Figura 379), o comportamento, de forma geral, se assemelhou aos pontos 19, 20 e 21. Contudo parece ter sofrido maior carregamento no modelo

experimental, uma vez que não chegou a se submeter a esforços de tração devidos ao PC2 e apresentou valores de tensão bastante maiores no PC3. Essas mesmas ilações valem para os pontos 23 (Figura 380), 25 (Figura 382), 26 (Figura 383), 27 (Figura 384), 28 (Figura 385) e 29 (Figura 386).

O ponto 24 (Figura 381) manifestou alívio das tensões de compressão para os carregamentos PC1 e PC2 no modelo experimental. Sofreu maior influência no PC3. É importante lembrar que o ponto 24 encontra-se no núcleo de escadas. Resta dizer que do ponto 30 (Figura 387) nada se pôde esperar, porque ele pereceu em dado momento de construção do edifício.

2.3. Resultados Obtidos - Nível 3

O ponto 1 do nível 3 (Figura 388) apresentou resultados bastante distintos entre o modelo numérico e o experimental, mas o valor final de tensão, após o carregamento PC3, foi muito semelhante. O ponto 2 (Figura 389) revelou valores de tensão semelhantes para os dois primeiros carregamentos da prova de carga. Quanto ao ponto 3 (Figura 390), isso somente ocorreu para o PC1.

No ponto 4 (Figura 391) delineou-se comportamento experimental semelhante ao MEF sem flexão para os dois primeiros carregamentos e, com o PC3, o valor tendeu para o MEF com flexão. O ponto 5 (Figura 392) deu notícia de comportamentos muito semelhantes entre modelos no aspecto qualitativo. O modelo experimental apresentou valores sempre maiores.

No ponto 6 (Figura 393) colheram-se valores similares de tensão entre os modelos experimental e MEF sem flexão para os carregamentos PC1 e PC2. Com a introdução do PC3, a tendência experimental correspondeu à do MEF com flexão, ou seja, de se diminuir seu valor referente ao PC2.

O ponto 7 (Figura 394) apresentou resultados experimentais muito similares aos valores esperados no modelo numérico. O ponto 8 (Figura 395) aparentava manter

comportamento experimental semelhante ao MEF com flexão; porém, após o PC1, houve tendência de os valores experimentais se aproximarem do MEF sem flexão.

O ponto 9 (Figura 396) forneceu valores de tensão muito semelhantes entre modelo experimental e MEF sem flexão para o PC1. Depois passou para valor de tensão muito semelhante ao do numérico, devido ao MEF com flexão no PC2. Por fim, no PC3 foi submetido a esforços bem diversos dos esperados nos modelos numéricos.

Os valores experimentais do ponto 10 (Figura 397) apresentaram-se entre os valores esperados nos dois modelos numéricos em elementos finitos. O ponto 11 (Figura 398), não levando à efeito o PC3, apresentou comportamento semelhante entre modelos.

O ponto 12 (Figura 399) não se mostrou influenciado pela flexão devida ao PC1, como prediziam os modelos numéricos com e sem flexão. Contudo, com a introdução do PC2 houve forte influência da flexão nesse ponto, sem que os modelos numéricos pudessem prognosticá-la. O ponto 13 (Figura 400) reportou-se a comportamento semelhante ao do ponto 6, mostrando-se, também, semelhante ao MEF sem flexão para PC1 e PC2. Quando sob influência do PC3 apresentou valores mais próximos do MEF com flexão.

O ponto 14 (Figura 401) revelou, de forma geral, valores muito semelhantes entre modelos. O ponto 15 (Figura 402) foi pouco influenciado pela prova de carga no modelo numérico, mas o modelo experimental deixou ver que esse ponto sofreu influência bastante significativa, devida aos carregamentos PC2 e PC3.

O ponto 16 (Figura 403) informou sobre valores de alívio de tensões para o PC1 e PC2 no modelo experimental. Apresentou-se carregado somente depois de introduzido o PC3. Contudo, pode-se considerar que os valores obtidos após a introdução do PC3 situaram-se nas vizinhanças do esperado nos modelos numéricos.

O ponto 17 (Figura 404) indicou comportamentos muito semelhantes entre modelos. O ponto 18 (Figura 405) expressou alívio de cargas para os carregamentos PC1 e PC2, com subsequente inversão de valores ante ao advento do PC3. O ponto 19 (Figura 406) apresentou comportamento semelhante ao do ponto 18. Cabe lembrar que são vizinhos.

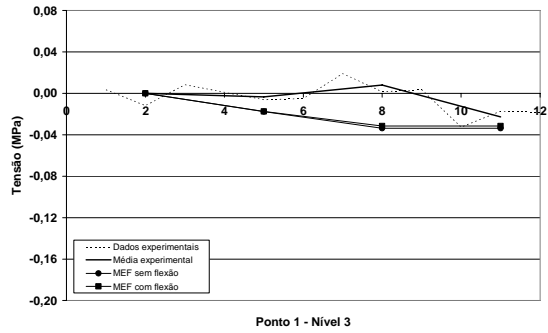


Figura 388 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 1 no nível 3 (PC).

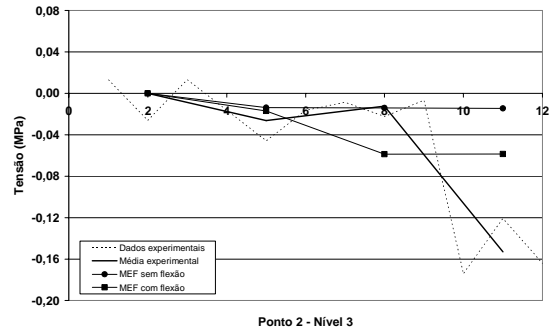


Figura 389 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 2 no nível 3 (PC).

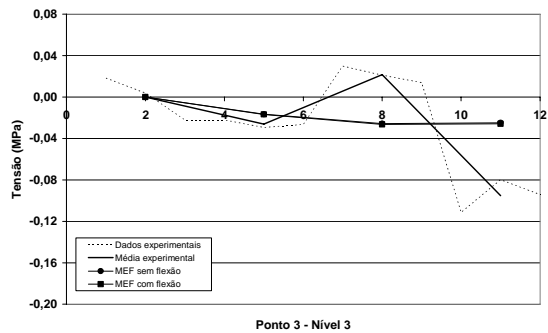


Figura 390 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 3 no nível 3 (PC).

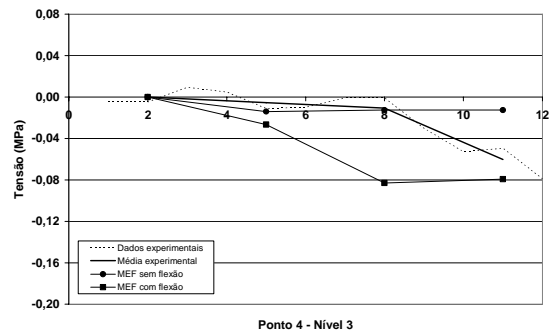


Figura 391 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 4 no nível 3 (PC).

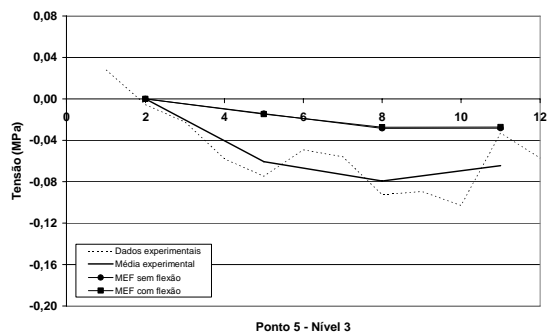


Figura 392 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 5 no nível 3 (PC).

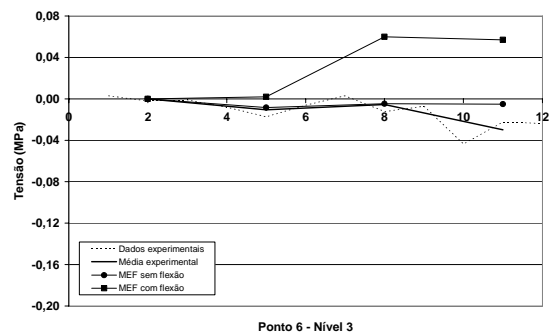


Figura 393 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 6 no nível 3 (PC).

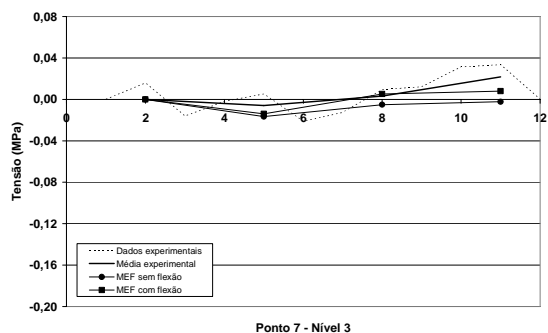


Figura 394 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 7 no nível 3 (PC).

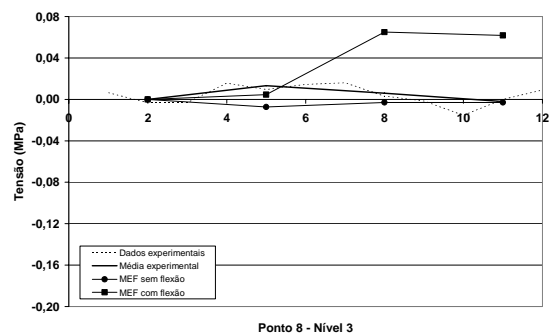


Figura 395 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 8 no nível 3 (PC).

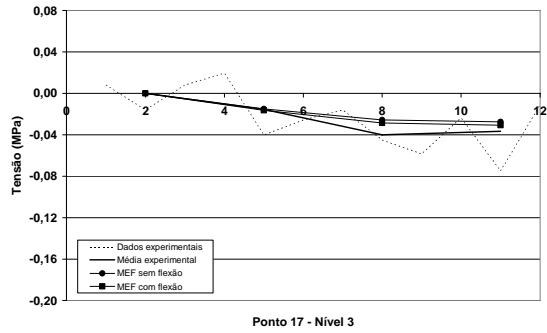


Figura 404 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 17 no nível 3 (PC).

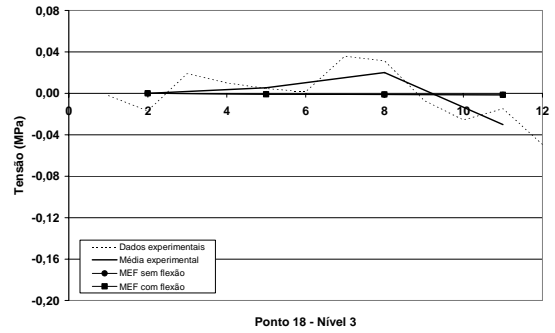


Figura 405 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 18 no nível 3 (PC).

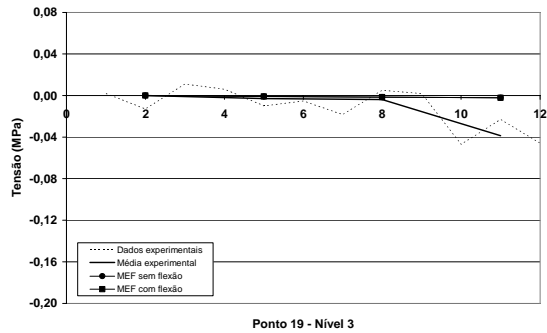


Figura 406 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 19 no nível 3 (PC).

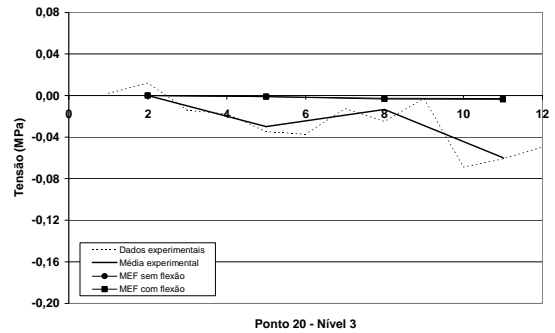


Figura 407 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 20 no nível 3 (PC).

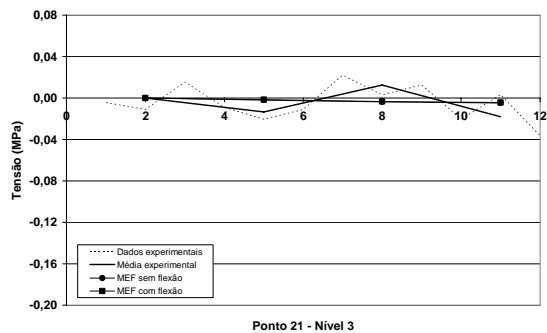


Figura 408 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 21 no nível 3 (PC).

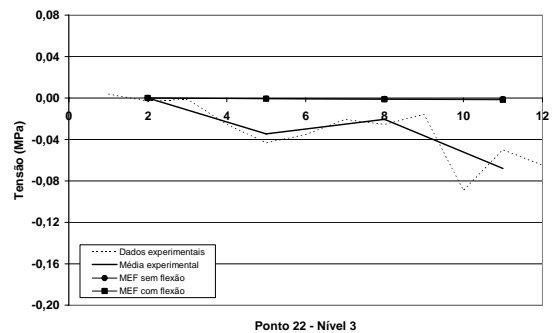


Figura 409 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 22 no nível 3 (PC).

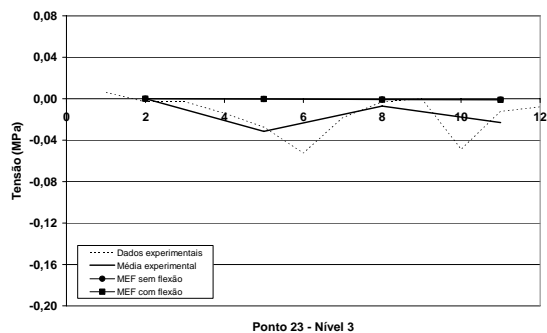


Figura 410 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 23 no nível 3 (PC).

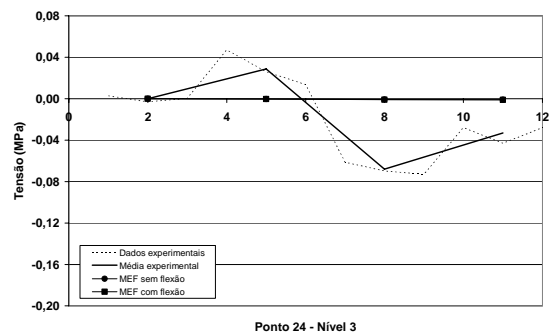


Figura 411 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 24 no nível 3 (PC).

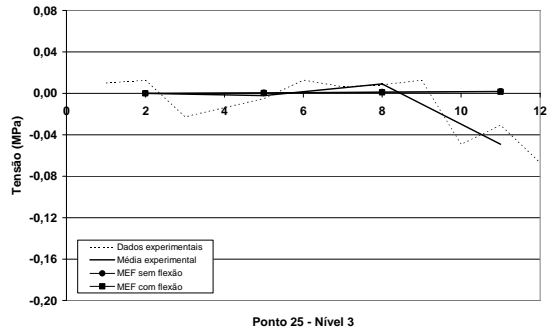


Figura 412 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 25 no nível 3 (PC).

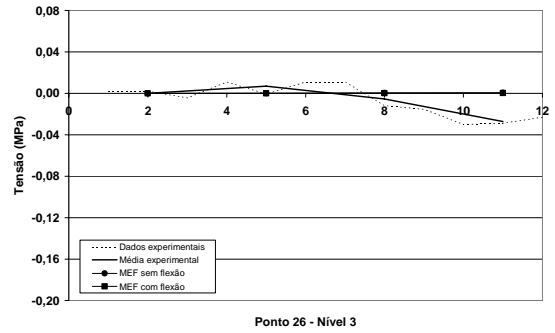


Figura 413 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 26 no nível 3 (PC).

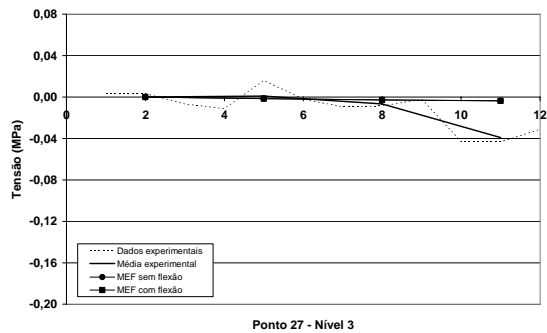


Figura 414 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 27 no nível 3 (PC).

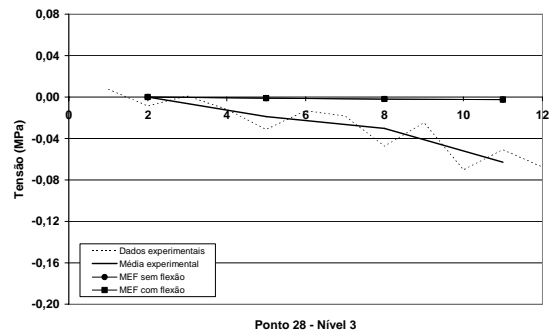


Figura 415 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 28 no nível 3 (PC).

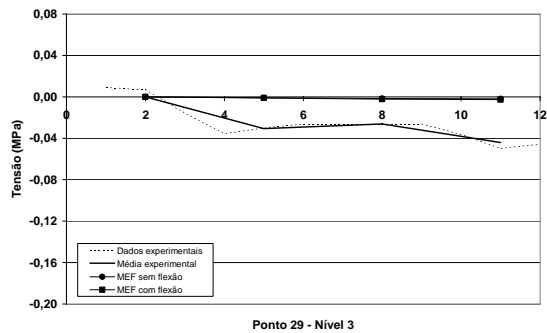


Figura 416 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 29 no nível 3 (PC).

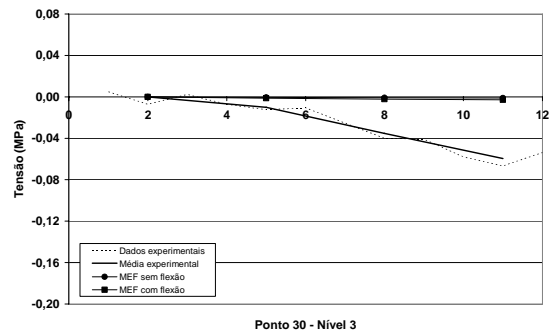


Figura 417 - Resultados experimentais de tensão para o ponto 30 no nível 3 (PC).

O ponto 20 (Figura 407) apresentou-se no modelo experimental muito influenciado pela prova de carga. Sofreu acréscimos de tensão com o PC1. Obteve alívio com o PC2. Voltou a ficar carregado com o PC3. Os modelos numéricos já apresentavam esse ponto como não influenciado por nenhum carregamento da prova de carga.

O ponto 21 (Figura 408), no modelo experimental, teve comportamento bastante semelhante ao do ponto 20. Contudo, o alívio devido ao PC2 foi muito mais

pronunciado para esse ponto 21. Os pontos 22 (Figura 409) e 23 (Figura 410) indicaram o mesmo comportamento dos pontos 20 e 21. Valem para eles as mesmas ilações.

O ponto 24 (Figura 411) apresentou comportamento inverso do que se vinha verificando para os pontos 20, 21, 22 e 23. Indicou alívio de tensão ao se concluir o PC1, seguido de acréscimo ante o surgimento do PC2 e seguido de novo alívio ante o PC3.

O ponto 25 (Figura 412) pelo modelo experimental, foi pouco sensível ao PC1 e PC2, assim como nos modelos numéricos. Contudo, o PC3 fez com que parte das tensões existentes na edificação com a prova de carga carresse para esse ponto. Comportamento semelhante aos pontos 18 e 19. Os pontos 26 (Figura 413) e 27 (Figura 414) têm essa mesma característica.

O ponto 28 (Figura 415) recebeu bastante influência da prova de carga em todos os carregamentos, diversamente do que se esperava nos modelos numéricos. O ponto 29 (Figura 416) indicou comportamento análogo ao do ponto 28. Vale lembrar que ambos se encontram na mesma parede e apresentam características semelhantes.

O ponto 30 (Figura 417) apresentou comportamento parecido com o dos pontos 28 e 29, mesmo estando situado nas proximidades de uma abertura.

CAPÍTULO VI

3. Conclusões

O trabalho procurou contribuir para melhor compreensão da distribuição das ações verticais entre paredes de alvenaria estrutural. Com relação aos objetivos específicos, conseguiu-se medir as tensões nas paredes do modelo real durante sua execução. Isso mostrou algo já esperado: as perturbações significativas experimentadas pela estrutura durante a construção do edifício.

Realizou-se também prova de carga e mediram-se tensões nos pontos instrumentados. Através desse procedimento, pode-se verificar que alguns pontos se comportaram de forma semelhante ao que previsto pelo modelo numérico em elementos finitos, embora muitos outros apresentassem comportamentos significativamente diferentes. De fato, através da modelagem numérica da estrutura em elementos finitos, apurou-se, em vários pontos, grande concordância entre esse modelo e o modelo experimental, inclusive entre valores de tensão.

Com relação à conveniência ou à inconveniência de se utilizar em modelos numéricos simplificados de distribuição de cargas verticais, o mais grave problema parece ser o de que tais modelos não conseguem incluir no rol de dados a existência de acréscimos de tensão nas paredes devidos à flexão das próprias paredes. Esse efeito só pode ser considerado pelo método dos elementos finitos. De acordo com o modelo experimental, constatou-se que o efeito se mostra bastante pronunciado no edifício, de modo que se recomenda seja ele levado em consideração no dimensionamento da estrutura.

Com relação aos materiais usados na obra, os vários ensaios mostram que quanto maior a complexidade do corpo-de-prova menor a dispersão dos resultados. Dessa forma, o material alvenaria apresenta comportamento mecânico relativamente estável, principalmente quando se leva em consideração o comportamento de seus materiais

constituintes. Essa estabilidade relativa pode ser observada não só quanto à resistência à compressão, como também quanto ao módulo de deformabilidade e ao gráfico tensão-deformação.

No Capítulo III, foram apresentados os valores de tensão nos pontos instrumentados, segundo os vários procedimentos numéricos de análise, com algumas conclusões interessantes. A primeira delas foi que, como era de se esperar, o procedimento, das paredes isoladas apresentou as maiores diferenças entre pontos. Ficaram, porém, evidentes valores muito próximos entre si quanto ao grupo de paredes sem interação, ao grupo com interação de 50% e ao grupo com interação total.

Com relação ao modelo em elementos finitos analisado isoladamente, pôde-se concluir que os efeitos da flexão das paredes, devido à rotação da laje no primeiro pavimento para os pontos na base da estrutura, foram pouco significativos. As diferenças entre as tensões obtidas no carregamento 1 com elementos de membrana e elementos de casca se mantiveram em valores absolutos para os demais carregamentos. No entanto, conforme já mencionado, as diferenças foram relativamente pequenas, uma vez que a laje se encontrava carregada apenas por seu peso-próprio. Com introdução das cargas variáveis, essa diferença certamente apresentará valores maiores.

Ainda considerando o modelo em elementos finitos, os valores das tensões verticais para os pontos do nível 2 do edifício deixaram clara a grande influência da flexão das paredes nas tensões obtidas. Para o carregamento 2, ou seja, com apenas as paredes e as lajes sobre os pontos analisados, foram verificadas tensões de tração em uma das faces, tensões desaparecidas em consequência da introdução dos outros pavimentos. Contudo, as diferenças entre as máximas tensões obtidas com elementos de membrana e elementos de casca se mantiveram com valores absolutos, mostrando que a introdução de novos pavimentos apenas forneceu aos pontos uma carga de compressão maior que as tensões de tração geradas na flexão das paredes.

A análise dos pontos no nível 3 e no nível 4, apontou o mesmo resultado. Os pontos do nível 4, por não ter sobre si nenhum pavimento, apresentou tensões de tração numa das faces por todo o tempo após o término da obra, segundo o modelo numérico. Contudo, fissuras não foram verificadas no modelo experimental.

Outra conclusão interessante que pode ser tirada do modelo em elementos finitos é o conceito de gradiente de rigidez, evidente na Figura 44 e depois comprovado nos resultados do modelo experimental. A aludida figura mostra que as tensões, nos vários níveis carregados apenas com um pavimento acima dos pontos analisados, podem apresentar-se maiores ou menores para os vários níveis no mesmo alinhamento vertical. Isso mostra que, dependendo do carregamento já imposto, há deformação dos pontos de apoio que geram flexibilização de dada região. Tal ocorrência faz com que pontos, num mesmo local em planta, em alturas diferentes do edifício, possam carrear para si maiores ou menores tensões com o mesmo único pavimento acima de si. Por exemplo, o ponto 1 da Figura 44 carrega para si uma tensão cada vez menor, conforme aumenta a altura do edifício, enquanto o ponto 3 apresenta aumento de tensão.

Em se comparando todos os modelos numéricos, as diferenças entre os modelos mais simples de análise e o modelo em elementos finitos se tornarão mais críticas quanto maior o número de pavimentos, em alguns pontos críticos da estrutura.

Com relação ao modelo experimental, a conclusão mais importante é a exequibilidade do monitoramento das tensões em edifícios de alvenaria estrutural, se utilizadas as próprias unidades básicas como transdutoras de tensão.

Conforme se viu, as circunstâncias de execução da obra evidenciaram quão perturbadas ficaram as leituras durante essa etapa de monitoramento. E não poderia ser de outra maneira, já que trabalhadores e materiais precisavam transitar pelas lajes para execução do edifício.

Com relação aos resultados experimentais no nível 1 durante a construção, tornou-se indubitável a interferência da fundação nos dados obtidos. Na maioria dos pontos, houve concordância acerca dos valores de tensão para a primeira etapa da obra, bem no início do monitoramento. Após essa etapa, as deformações no baldrame deixaram de ocorrer provavelmente porque o baldrame se apoiou no solo. Desse modo os valores numéricos, que detinham valor alto devido à formação do efeito arco, passaram, no modelo experimental, a não sofrer esse efeito e se estabilizaram com valores abaixo do esperado e muito próximos dos valores do grupo de paredes com interação total.

Os resultados experimentais no nível 2, durante a construção do edifício, mostraram-se mais próximos dos valores esperados no modelo numérico do que os valores obtidos no nível 1. Os pontos interessantes foram o 4, 6, 7, 8, 10, 13, 14, 16, 17, 18, 19, 24 e 28 quanto à boa concordância com os resultados numéricos. Os pontos nos encontros de paredes, que em tese não sofreriam efeitos de flexão na parede, mostraram, no modelo experimental, que esse fenômeno ocorre também quando as paredes fazem interseção.

Para os pontos no nível 3, os resultados na fase de construção do edifício foram os que se mostraram em maior concordância com os valores no modelo numérico, provavelmente devido ao seu maior distanciamento do nível de fundação.

Com relação à prova de carga (o mais importante carregamento para verificação da interação entre paredes devido às ações verticais) os modelos numéricos de análise simplificados mostraram ter havido incremento de redistribuição de tensões atuantes, à medida que se incrementava a interação definida em projeto.

No modelo numérico em elementos finitos, o nível 1 informou que as tensões obtidas a partir dos elementos de membrana se assemelharam de certa forma com o grupo de paredes com 50% de interação. No nível 2 percebe-se o seguinte: os pontos abaixo do nível analisado podem ser carregados ou descarregados devido a flexibilização dos elementos causada pelo próprio carregamento, que define o termo gradiente de rigidez.

Com relação aos modelos numéricos, infere-se isto: os modelos em que não se prevê o efeito arco apresentam valores menores que os valores do modelo em elementos finitos que fazem aquela previsão.

Relativamente ao modelo experimental na prova de carga no primeiro nível, os pontos mais próximos da ação das cargas se comportaram de maneira similar ao esperado numericamente através do modelo em elementos finitos.

A respeito dos pontos mais afastados, o modelo experimental forneceu valores de tensão maiores do que os verificados pelo modelo numérico. Nesse nível, somente os pontos da parede mais distante deixaram de ser afetados pela prova de carga.

No nível 2, alguns pontos se comportaram de forma muito semelhante ao modelo numérico. Alguns, apesar de indicar comportamento diferente, se mostraram semelhantes entre si. Por fim, os pontos mais afastados do carregamento foram bastante influenciados pelos carregamentos da prova de carga. Revelaram grande interação entre paredes, seja por esforços de membrana, seja por esforços de placa, estes causados pela rotação da laje.

De maneira geral, os resultados experimentais foram bastante satisfatórios. Cumpre considerar tratar-se de obra cujo ritmo se achava fora do poder de decisão do pesquisador. Cada ponto da estrutura apresentou comportamento peculiar às suas características e também às tensões.

Poder-se-á contestar a instrumentação realizada, afirmando-se ser suficiente monitorar os efeitos da interação entre paredes. No entanto, o modo instrumentação escolhido permitiu avaliar não só a interação entre paredes como também a forte influência da rotação da laje na flexão das paredes. Tal flexão poderia induzir alguns a inferir a perda de linearidade devida às possíveis fissuras de tração, fato que não deve ter ocorrido, uma vez que o modelo numérico (análise linear) se comportou de forma semelhante ao experimental em várias situações.

Como proposta para trabalhos futuros, fica lançada a idéia de parcerias entre os centros de pesquisa e a iniciativa privada, para se instrumentarem mais edifícios. Ampliar-se-á assim o conhecimento acerca do efeito das cargas verticais. Propõe-se ainda o estudo do efeito da rotação das lajes nas paredes e a conseqüente transmissão da flexão.

CAPÍTULO VII

1. Referência Bibliográfica

ANDOLFATO, R. P. **Desenvolvimento das técnicas de produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural na escala (1:4)**. Ilha Solteira, 2002. 110p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S.; DE BRITO, G. A. **Extensometria Básica**. Ilha Solteira, 2004. 45p. Apostila do Curso de Extensometria Básica - NEPAE.

ASSAN, A. E. **Método dos elementos finitos: Primeiros passos**. Campinas, SP: Editora da UNICAMP, 1999. 298p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**: NBR10837. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989. 20p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à compressão**: NBR13279. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão**: NBR7215. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto: NBR8798.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1985. 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Paredes de Alvenaria Estrutural - Ensaio à compressão simples: NBR8949.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1985. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Preparo e ensaio à compressão: NBR8215.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Determinação da resistência à compressão: NBR7184.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1992. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento: NBR6118.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 100p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR6118.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980. 53p.

CAMACHO, J. S. **Alvenaria estrutural não armada - parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes.** Porto Alegre, 1986. 153p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CAMACHO, J. S.; RAMALHO, M. A.; ANDOLFATO, R. P. **An experimental study of the interaction among walls submitted to vertical loads.** *Proceedings of the 6th Australasian Masonry Conference*, Adelaide: Griffith, 2001. v. 1, p. 95-104.

CAPUZZO NETO, V. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetida a ações verticais.** São Carlos, 2000. 111p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CORRÊA, M. R. S; PAGE, A. W. **The interaction of load-bearing masonry walls subjected to vertical loads:** Research Report N° 218.12.2001 Callaghan: The University of Newcastle, 2001. 61p.

CORRÊA, M. R. S; RAMALHO, M. A. **Analysis of multistory masonry buildings under vertical loads.** In: *5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries*, Florianópolis, 1994. pp. 305-314.

CORRÊA, M. R. S; RAMALHO, M. A. **Procedure for the analysis of masonry buildings under vertical loads.** In: *5th Australian Masonry Conference*, Gladstone, 1998. pp. 21-24.

HENDRY, A. W. **Structural masonry.** 2^aed. Hong Kong: Macmillan Press, 1998. 294p.

MAURENBRECHER, A. H. P. **The effects of test procedures on compressive strength of masonry prisms.** *Proceedings of the Second Canadian Masonry Symposium*, Ottawa, 1980. p.119-132.

MEDEIROS, J. S. **Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: Produção de componentes e parâmetros de projeto.** São Paulo, 1993. 449p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

PARSEKIAN, G.A.; FRANCO, L. S. **Método para distribuição dos esforços verticais entre paredes de edifícios de Alvenaria Estrutural.** Revista TECHNÉ, N°61, editora PINI, São Paulo, 2002.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** São Paulo: Editora PINI, 2003. 174p.

ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. **Construindo em alvenaria estrutural**. Florianópolis: UFSC, 1999. 83p.

SABBATINI, F. H. **O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária**. São Paulo, 1984. 298p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

SÁNCHEZ FILHO, E. S. **Alvenaria estrutural: novas tendências técnicas e de mercado**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2002. pp. 83-89.

SAP 2000®. **Analysis Reference Manual**. Berkeley, CA - USA: Computers and Structures, 2002. 379p.

SAVASSI, W. **Introdução ao método dos elementos finitos em análise linear de estruturas**. São Carlos, SP: EESC, 1996. 260p.

SILVA, W. J. **Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais**. Ilha Solteira, 2003. 160p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

SINHA, B. P.; HENDRY, A. W. **Compressive strength of axially loaded brick walls stiffened along their vertical edges**. In: *5th International Brick Masonry Conference*, Washington, 1979. pp. 254-261.

STOCKBRIDGE, J. G. **A study of High-Rise load bearing brickwork in Britain**. Edinburgh, 1967. Thesis (M. Arch.) - University of Edinburgh.

2. Anexo A - Elementos de SHELL dentro do SAP2000®

O elemento SHELL é usado para modelar o comportamento de cascas, membranas e placas em estruturas planas e tridimensionais. Dependendo do tipo de propriedades da seção que se defina no programa, o elemento pode ser usado para modelagem tanto do estado plano de tensão, quanto de deformação. Esse elemento é uma formulação de três ou quatro nós que combinam separadamente o comportamento de membrana e de flexão em placa. Nele os elementos de membrana apresentam duas translações no plano do elemento e uma rotação em torno do eixo normal desse mesmo elemento. E os elementos de placa apresentam duas rotações em torno dos eixos pertencentes ao elemento e uma translação em relação ao eixo normal.

Por definição, uma formulação de “placa fina” (Kirchhoff) é usada para negligenciar as deformações transversais por cortante, mas opcionalmente pode-se optar pela formulação de “placa espessa” (Mindlin/Reissner) a qual inclui os efeitos da deformação transversal por cortante. Mais informações a esse respeito serão expostas no decorrer deste texto.

As estruturas que podem ser modeladas com esses elementos incluem: (1) cascas tridimensionais, tais como tanques, cúpulas, edifícios onde predominam áreas como elementos estruturais; (2) placas, como no caso de lajes, mesmo quando conectadas a elementos reticulares; (3) membranas, como no caso de paredes de contraventamento.

Para cada elemento SHELL na estrutura, pode-se escolher o comportamento de membrana, placa ou casca. Dentro do manual do programa (SAP2000®, 2002), existe recomendação para que se adote o comportamento de casca, o qual representa os outros dois comportamentos, a menos que a estrutura seja inteiramente plana, adequadamente restringida e se queira de fato simular um tipo específico de comportamento.

Cada elemento SHELL tem seu próprio eixo de coordenadas para definição das propriedades dos materiais, das cargas e para interpretação de saída de dados. É permitido o uso de materiais com propriedades ortotrópicas e dependentes de

temperatura. Cada elemento pode ser carregado pela gravidade e por forças uniformes em todas as direções, forças de superfície, e cargas devidas às mudanças de temperatura.

O erro aproximado nas tensões ou forças internas nos elementos pode ser estimado a partir das diferenças nos valores calculados em diferentes elementos conectados em um mesmo nó. Isto apresentará a precisão de uma dada aproximação por via dos elementos finitos e pode ser usado como base para elaboração de nova malha de elementos finitos mais precisa.

Cada elemento SHELL pode assumir tanto a forma triangular quanto a quadrilátera, conforme pode ser visto na Figura 418. Contudo, a formulação com 4 nós é a mais precisa das duas e o manual do programa recomenda a utilização dos elementos de três nós somente em partes transitórias da estrutura. O uso de elementos quadriláteros para consecução de malhas com várias geometrias e transições é apresentado na Figura 419.

A localização dos nós deve ser escolhida de modo a atender as seguintes condições geométricas, segundo o manual do programa:

- (1) O ângulo interno de cada canto do elemento deve ser menor que 180° . Contudo, melhores resultados em elementos quadriláteros são encontrados quando os ângulos internos estão próximos dos 90° . Deve-se manter em mente uma faixa entre os valores de 45° e 135° para valores adequados;
- (2) O fator de forma de um elemento não deve ser muito grande. Para o elemento triangular, fator de forma é a razão entre o tamanho do maior lado e o tamanho do menor lado. Para o quadrilátero, é a razão entre a maior distância entre pontos médios de lados opostos e a menor de tal distância. Para quadriláteros com ângulos retos, é a relação entre lados. Melhores resultados são obtidos para fatores de forma próximos da unidade ou, pelo menos, menores do que quatro. O fator de forma não deve exceder a dez;
- (3) Para o quadrilátero, os quatro nós não necessitam ser co-planares. Pequena quantidade de giro no elemento é levada em conta pelo programa. O ângulo entre as normais nos cantos fornece a medida do ângulo de torção. A normal num canto é perpendicular aos dois lados congruentes desse canto. Melhores

resultados serão obtidos quando o maior ângulo entre qualquer par de cantos for menor que 30° . Esse ângulo não pode exceder 45° .

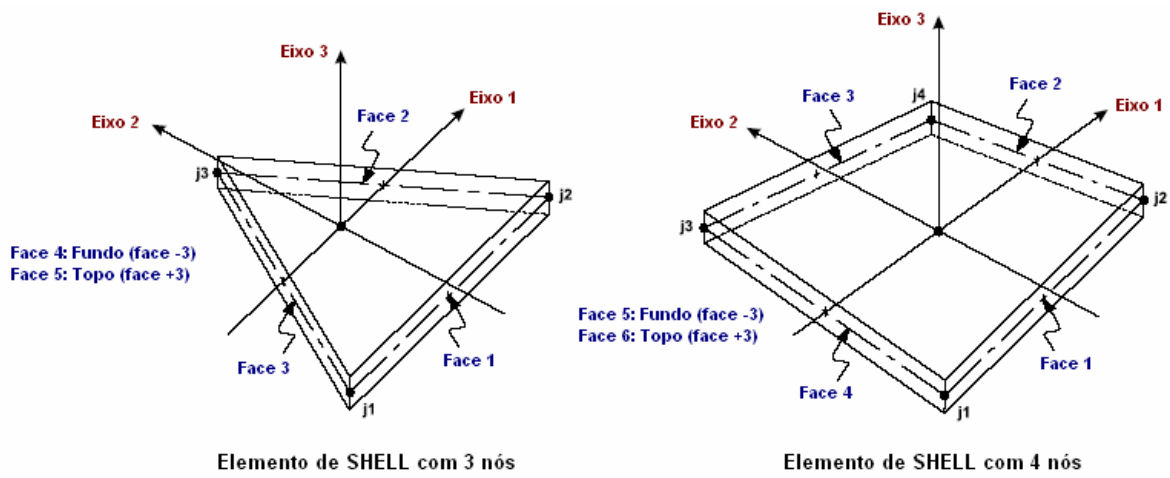


Figura 418 - Conectividade dos nós em elementos de SHELL e definição de suas faces.

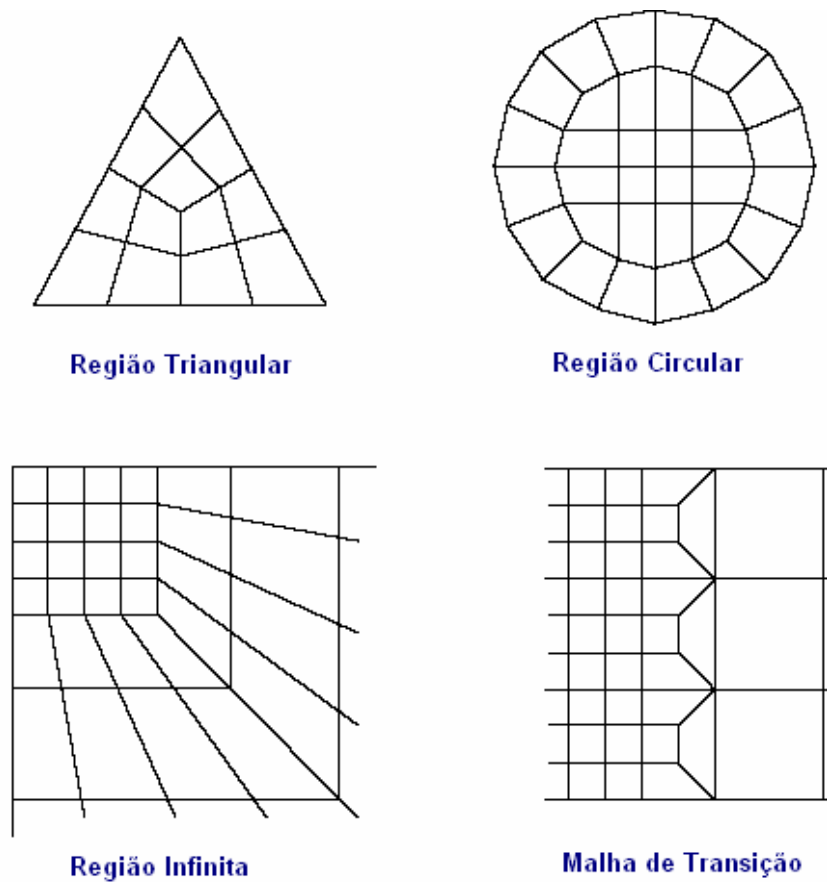


Figura 419 - Exemplos de malhas usando o elemento quadrilátero.

Essas condições podem usualmente ser alcançadas com refinamento adequado das malhas. A precisão da formulação de “placa espessa” é mais sensível a grandes fatores de forma e a distorção de malha do que a formulação de “placa fina”.

Cada elemento SHELL ativa os seis graus de liberdade em cada um de seus nós e cada elemento tem seu próprio sistema de eixos locais de coordenadas. Os eixos desse sistema local são denotados por 1, 2 e 3. Os dois primeiros repousam no plano do elemento e o terceiro é normal.

A orientação-padrão dos eixos locais 1 e 2 é determinada pela relação entre o eixo local 3 e o eixo global Z (direção vertical) e segue as definições abaixo:

1. O plano local 2-3 é tomado como sendo vertical, isto é, paralelo ao eixo Z;
2. O eixo local 2 é tomado como tendo sentido vertical para cima (+Z), a menos que o elemento seja horizontal, quando então o eixo local 2 passa a ter direção e sentido de +Y;
3. O eixo 1 é horizontal, repousando sempre no plano X-Y.

O elemento será considerado horizontal se o seno do ângulo entre o eixo local 3 e o global Z for menor que 10^{-3} .

Desse modo, algumas características importantes dos elementos usados na modelagem do edifício de alvenaria passam a ficar suficientemente claras. Como por exemplo, os elementos de parede, os quais se apresentam na vertical e têm como tensões verticais as tensões 2-2 nos elementos. Essas tensões 2-2 serão comparadas com as tensões calculadas pelos métodos mais simples de análise.

Outra característica importante para os elementos SHELL que representarão as lajes é que a direção 1-1 será paralela à direção X; e a direção 2-2 será paralela à direção Y. Desse modo os momentos na direção de 2-2 serão referentes à direção de Y, ou seja, em torno de 1-1. O mesmo conceito é válido para a outra direção.

O exemplo abaixo apresenta estrutura formada por duas paredes com toda a sua base apoiada suportando uma laje. Conforme pode ser visto na Figura 420, os elementos

apresentam seus eixos locais através das cores. O eixo local 1 é referente à cor vermelha e se dispõe nos elementos de parede (verticais), paralelos ao eixo X , e nos elementos de laje (horizontais), também paralelos a X . O eixo local 2 é referente à cor branca e se dispõe, nos elementos de parede, paralelos a Z , e nos elementos de laje, paralelos a Y . Já o eixo local 3 é sempre normal em relação ao plano que contém o elemento.

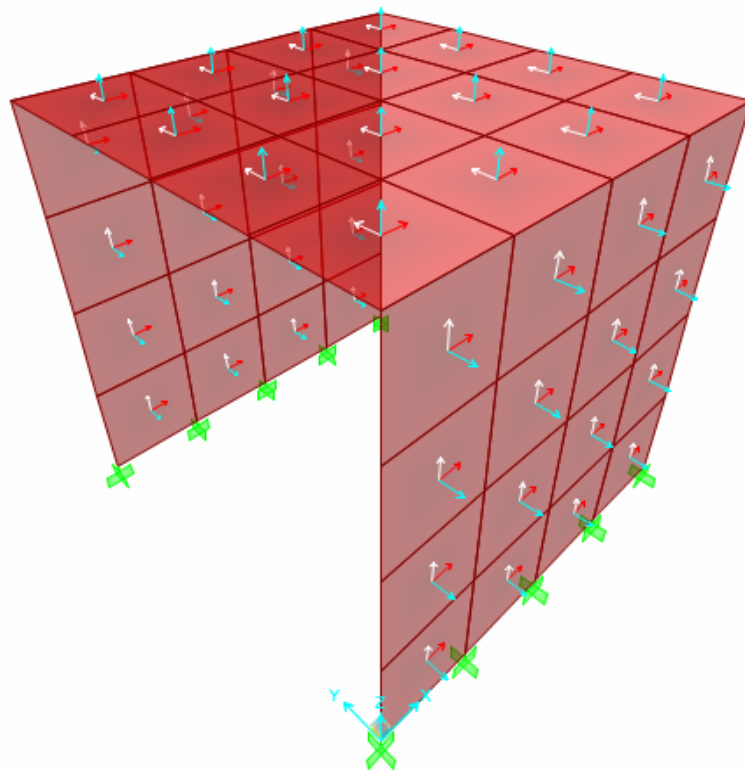


Figura 420 - Eixos locais dos elementos de SHELL.

Definição de um elemento SHELL é definição de características geométricas em conjunto com as características do material que a compõe. Descreve a seção transversal de um elemento SHELL, definida a partir de uma dada seção.

Duas formulações de espessura estão disponíveis, as quais determinam se as deformações transversais por cortante serão ou não levadas em conta. Tais deformações tendem a ser importantes quando as espessuras dos elementos estão entre um quinto a um décimo da largura dos vãos. Também podem ser bastante significantes nas vizinhanças de pontos onde ocorrem concentrações de tensões de flexão, tais como bruscas mudanças de espessura ou condições de apoio, ou ainda, perto de vazados ou cantos reentrantes.

Dessa forma, todos os elementos na modelagem do edifício seguiram a formulação de “placa espessa” (Mindlin/Reissner). Segundo o manual do programa, mesmo para problemas de flexão em placas finas, onde as deformações por cisalhamento são de fato negligenciáveis, a formulação de “placa espessa” é mais precisa. Para melhores resultados utilizando do emprego dessa formulação, é necessária a adequada discretização da malha.

Cada seção dos elementos SHELL tem uma constante chamada espessura de membrana e outra chamada espessura de flexão. A espessura de membrana, **th**, é usada para calcular a rigidez de membrana, bem como o volume do elemento que será utilizado na consideração das cargas gravitacionais, como no caso do peso-próprio na análise que se quer realizar. A espessura de flexão, **thb**, é usada para calcular a rigidez à flexão de placa e a rigidez ao cisalhamento transversal.

Segundo o manual do programa, usualmente essas constantes devem apresentar o mesmo valor, exceto quando se modelam superfícies corrugadas com elementos planos. Desse modo, as espessuras dos elementos, na modelagem do edifício em estudo, seguirão as espessuras reais dos elementos da estrutura.

Em análises dinâmicas, as massas da estrutura são usadas para computar as forças de inércia. Porém, como não há interesse em tal tipo de análise, pelo menos por ora, esse parâmetro foi reputado nulo já na definição dos materiais. O comando PESO-PRÓPRIO ativa esse carregamento em todos os elementos do modelo. Para os elementos SHELL, o peso-próprio é a força uniformemente distribuída sobre o plano do elemento, o qual apresenta valor igual à densidade do material do elemento, **w**, multiplicado por sua espessura, **th**.

As forças internas nos elementos SHELL, também chamadas de tensões resultantes, são as forças e momentos que resultam da integração das tensões sobre a espessura dos elementos. Essas forças internas são:

- Esforços de membrana:

$$F_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{11} dx_3$$

$$F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{22} dx_3$$

- Esforços cortantes de membrana:

$$F_{12} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{12} dx_3$$

- Momentos de flexão de placa:

$$M_{11} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} t \sigma_{11} dx_3$$

$$M_{22} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} t \sigma_{22} dx_3$$

- Momento torçor de placa:

$$M_{12} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} t \sigma_{12} dx_3$$

- Esforços cortantes transversais de placa:

$$V_{13} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{13} dx_3$$

$$V_{23} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{23} dx_3$$

em que x_3 representa a coordenada da espessura medida a partir da superfície média do elemento. É de suma importância notar que essas tensões resultantes são forças e momentos por unidade de comprimento no plano. As tensões resultantes são apresentadas em todos os pontos na superfície média dos elementos. A convenção de sinais para as tensões e forças internas é mostrada na Figura 421.

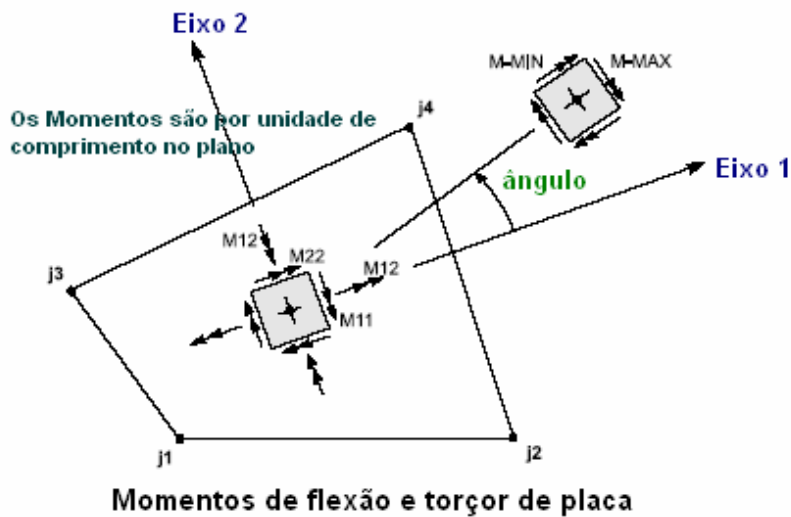
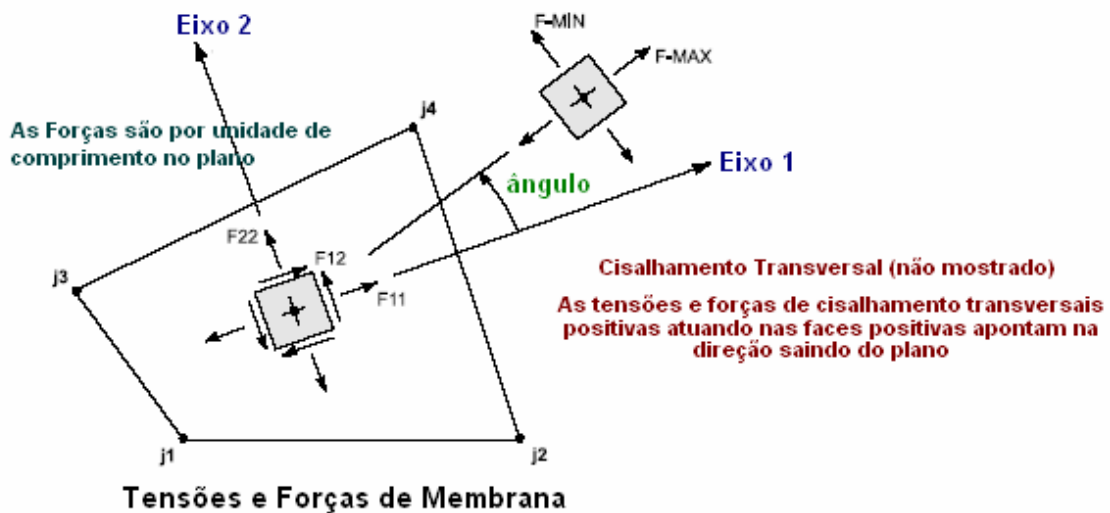


Figura 421 - Convenção de sinais para os esforços nos elementos de SHELL.

Tensões atuando na face positiva são orientadas na direção positiva dos eixos locais de coordenadas dos elementos. Tensões atuando na face negativa são orientadas na direção negativa dos eixos locais de coordenadas dos elementos.

Forças internas positivas correspondem a um estado positivo de tensões constantes através da espessura, enquanto que momentos internos positivos correspondem a um estado de tensões que varia linearmente através da espessura e é positivo na face inferior.

3. Anexo B - A modelagem do Edifício

O edifício em estudo foi modelado com elementos SHELL para alvenaria, vergas, vigas baldrame e lajes. Os elementos SHELL apresentam duas direções principais. A terceira dimensão, a espessura, é considerada superfície média que não sofre deformação.

Desse modo, optou-se por trabalhar com os eixos das paredes para proceder a modelagem do edifício. Cotas de apoio, para localização de aberturas que viriam a ser portas ou janelas, também foram necessárias.

Na Figura 422 vê-se uma planta de fiada. Nela são assinaladas as aberturas para portas, janelas, aparelhos de ar-condicionado, e quadros centrais de energia. Por isso a figura apresenta as cotas de paredes e as cotas de apoio, que servem para limitar as aberturas. É importante deixar anotado tratar-se de planta de fiada fictícia, uma vez que não ocorre na estrutura e serve apenas para determinação dos eixos necessários à modelagem.

A cor de rosa representa as cotas de apoio e a cor preta, as cotas de parede. O procedimento consistente em separar das cotas de parede as cotas de apoio, é adotado para facilitar a visualização dos resultados dentro do programa. Mediante a separação, torna-se possível escolher o grupo de eixos que ficará ativo em uma dada janela do programa, de modo que, quando se quer visualizar o que acontece em cada parede, não é necessário ficar passando pelos eixos de apoio.

Dentro do SAP 2000®, primeiramente é necessária a escolha do sistema de unidades com que se quer trabalhar, de maneira a facilitar a entrada de dados dentro de um sistema de medidas usual. Optou-se por trabalhar com o sistema indicado por kN , m , $^{\circ}C$, devido à facilidade de inserção de dados. A Figura 423 apresenta a janela inicial do programa e o menu “*Pull down*” para escolha do sistema de unidades.

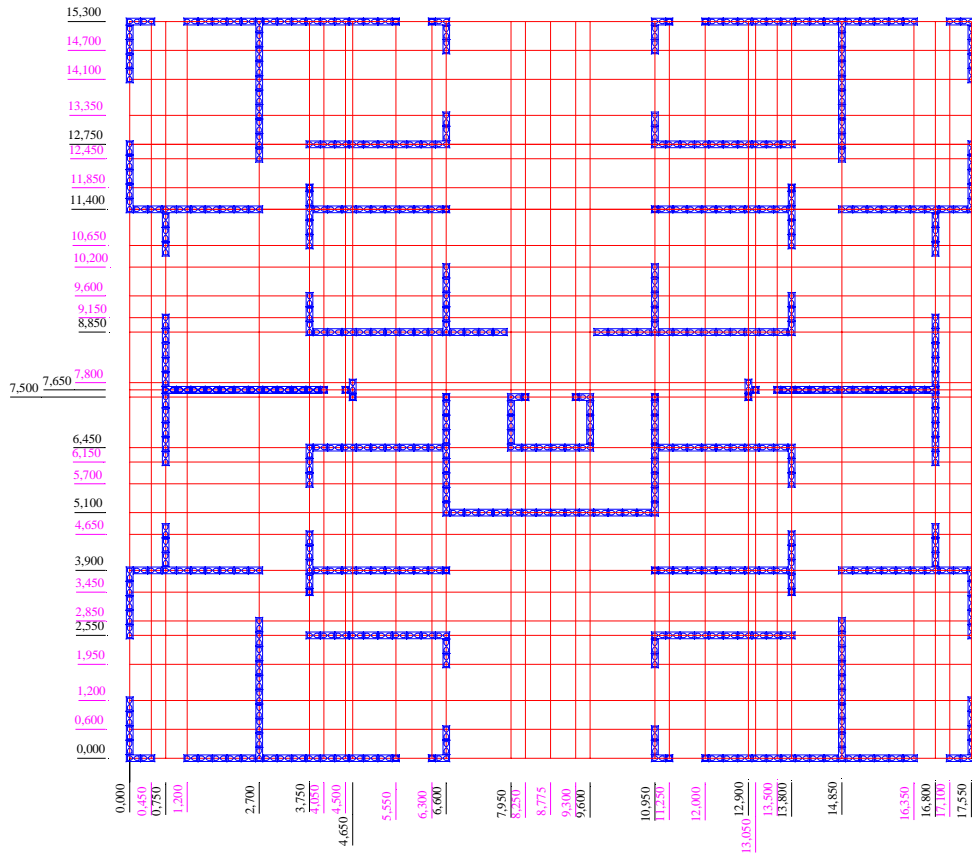


Figura 422 - Planta de fiadas fictícia com todas as aberturas.

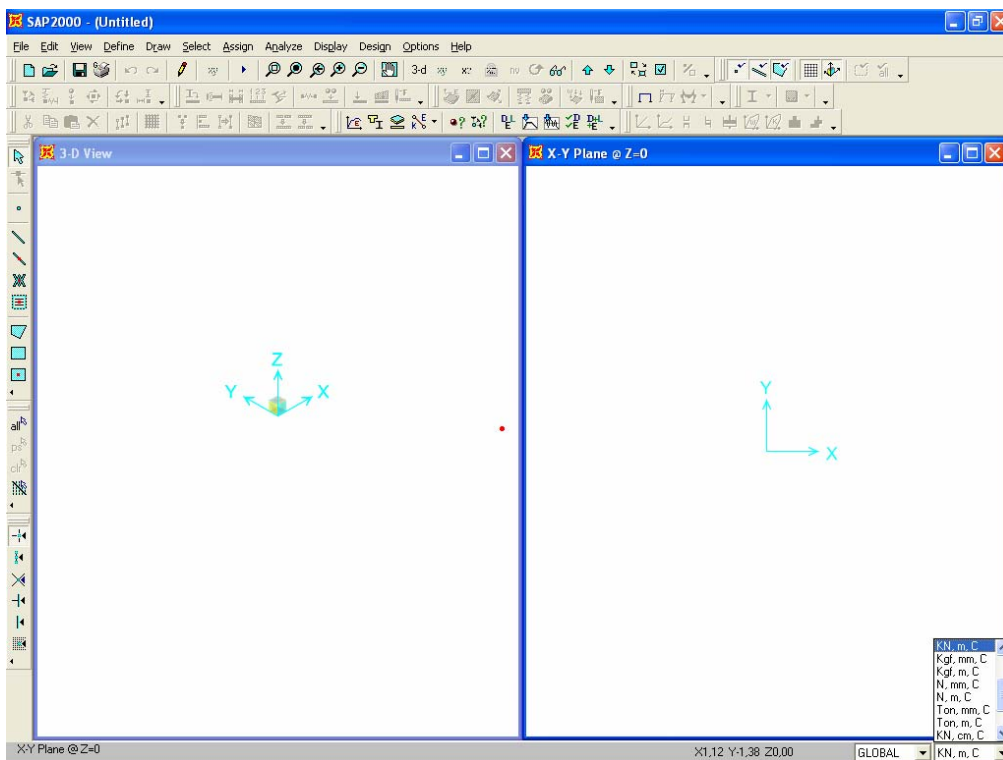


Figura 423 - Tela de escolha do Sistema de Unidades.

Após a análise ou em qualquer fase de utilização do programa, o usuário poderá mudar o sistema de unidades da maneira que lhe convier. O programa fará a conversão dos dados que tiverem sido definidos. Por exemplo, para definir o módulo de deformabilidade da alvenaria em *MPa*, é necessário mudar o sistema para *N,mm,C*, o qual fornecerá uma grandeza derivada de *força/unidade de área* em *N/mm²*, o mesmo que *MPa*.

A intenção de, logo no início de um projeto no SAP 2000®, definir um sistema usual reside no fato de que o programa sempre volta para esse sistema de unidades depois de concluída a análise. Como a pré-definição do programa é o sistema americano de unidades *kip,in,F*, referentes a “quilo libras”, polegadas e Fahrenheit, e sendo este sistema não usual para os brasileiros, define-se o “sistema base” no começo do projeto, para evitar que o programa retorne ao sistema *kip,in,F*. Uma vez determinadas as cotas, procede-se, dentro do programa, à montagem dos eixos-bases para edificação e então se tem um plano cartesiano tridimensional, no qual o eixo Z, por definição, é referente à altura. A Figura 424 apresenta a inserção das cotas de parede na direção de X.

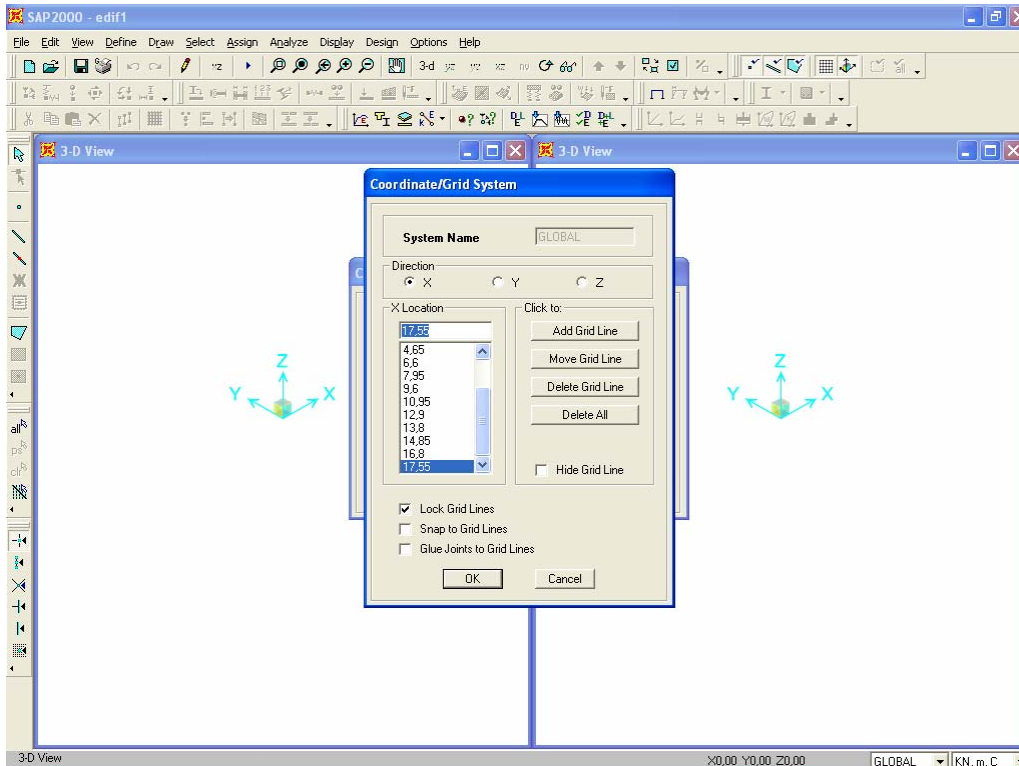


Figura 424 - Inserção de cotas na direção de X.

Definidas no programa as cotas nas direções *X* e *Y*, deve-se entrar também com as cotas para o eixo *Z*, que podem ser as de início do prédio e todas as cotas de piso dos pavimentos. Assim como existem cotas de apoio para o plano *XY*, existem também para o eixo *Z*. Serão necessárias para determinação das aberturas de janelas, de portas e de outros vazios nas paredes, bem como para determinação das vergas e contravergas. Neste ponto percebe-se necessidade de se trabalhar com elementos de altura de 20 cm, devido à facilidade na modulação desses elementos. A Figura 425 apresenta a elevação de uma parede com aberturas, cotas de piso e teto e cotas de apoio.

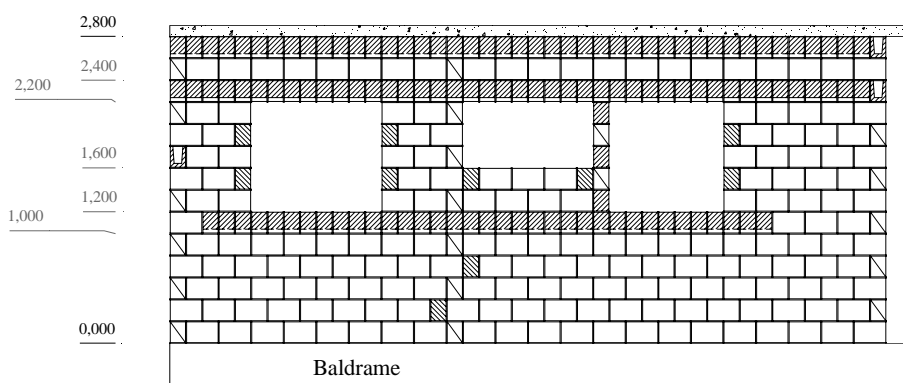


Figura 425 - Elevação de uma parede qualquer para visualização das aberturas.

Assim fica determinado o sistema de eixos principais, formado pelas cotas de parede e pelas cotas inicial e pé-direito do apartamento. A Figura 426 apresenta já pronto o sistema de eixos, em visão 3D e no plano *XY*.

O passo seguinte é definir os dados dos materiais a serem exigidos pelos elementos que o usuário escolheu como, por exemplo, as características do material *ALVENA* para as paredes de alvenaria, do material *LAJE* para o concreto da laje, do material *VERGA* para as vergas e contravergas, e do material *BALD* para o concreto do baldrame. A Figura 427 apresenta a definição do material *ALVENA* dentro do SAP 2000®, referente ao material para os elementos de alvenaria, segundo a Tabela 10. Os dados utilizados para o material concreto no baldrame foram definidos no SAP 2000® sob o nome de *BALD*, conforme os dados da Tabela 10, e a Figura 428; e nas lajes, sob o nome de *LAJE*, conforme Figura 429. As características do material *VERGA* são mostradas na Figura 430.

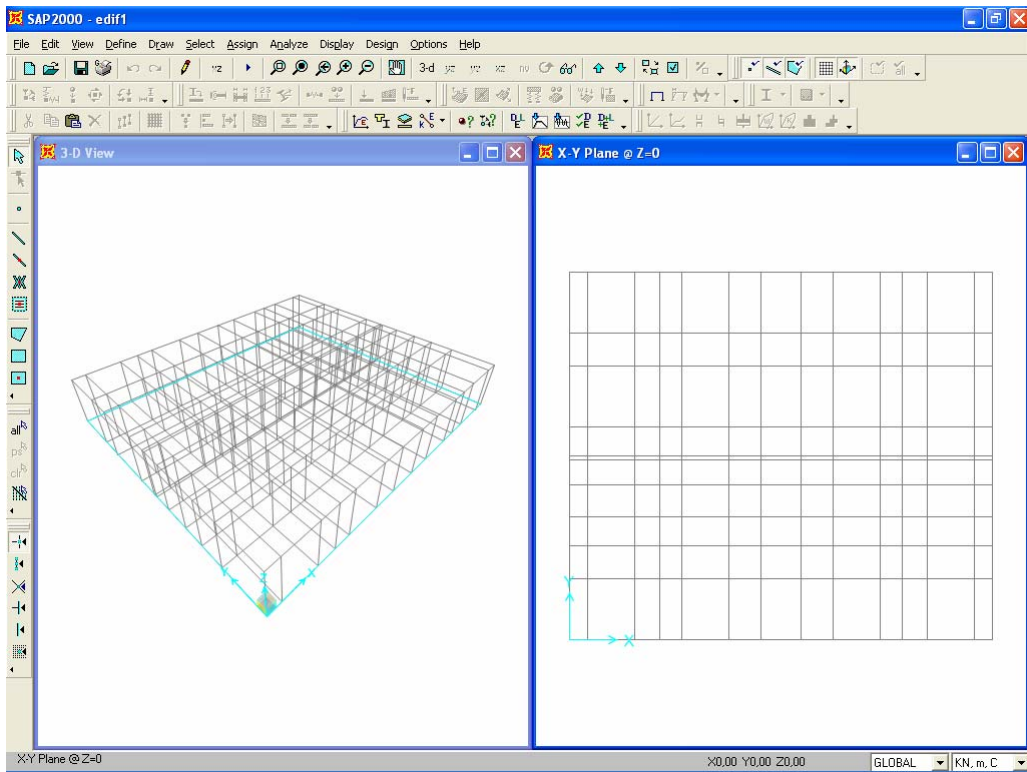


Figura 426 - Eixos das paredes do edifício para um pavimento.

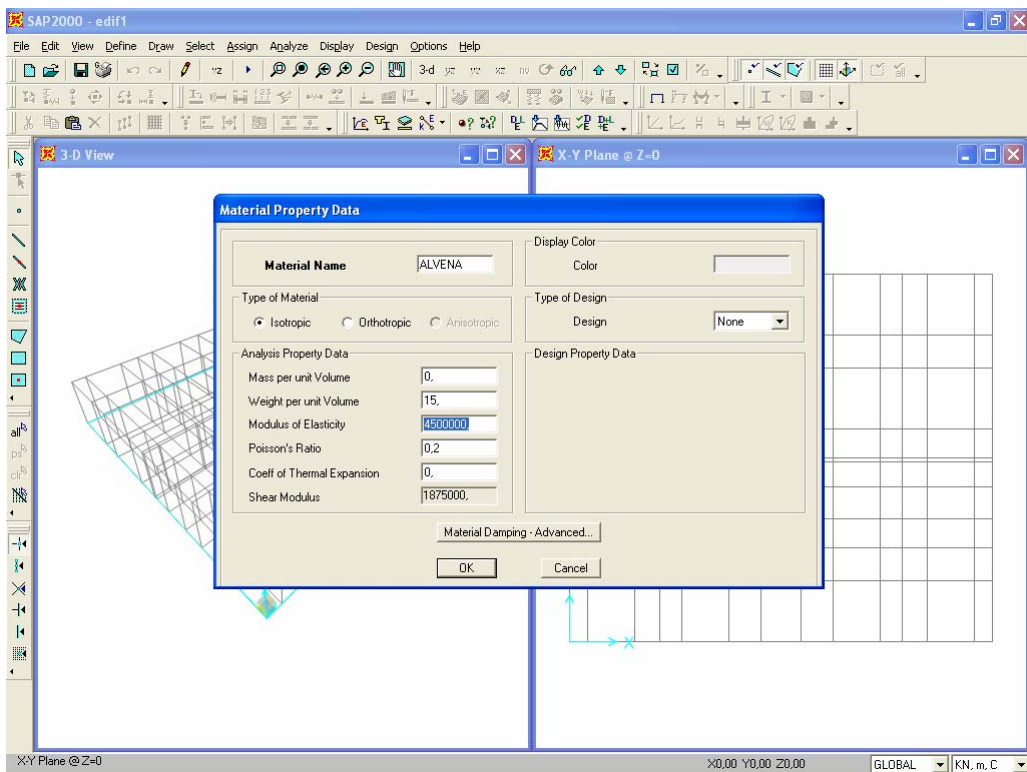


Figura 427 - Definição das características físicas do material alvenaria.

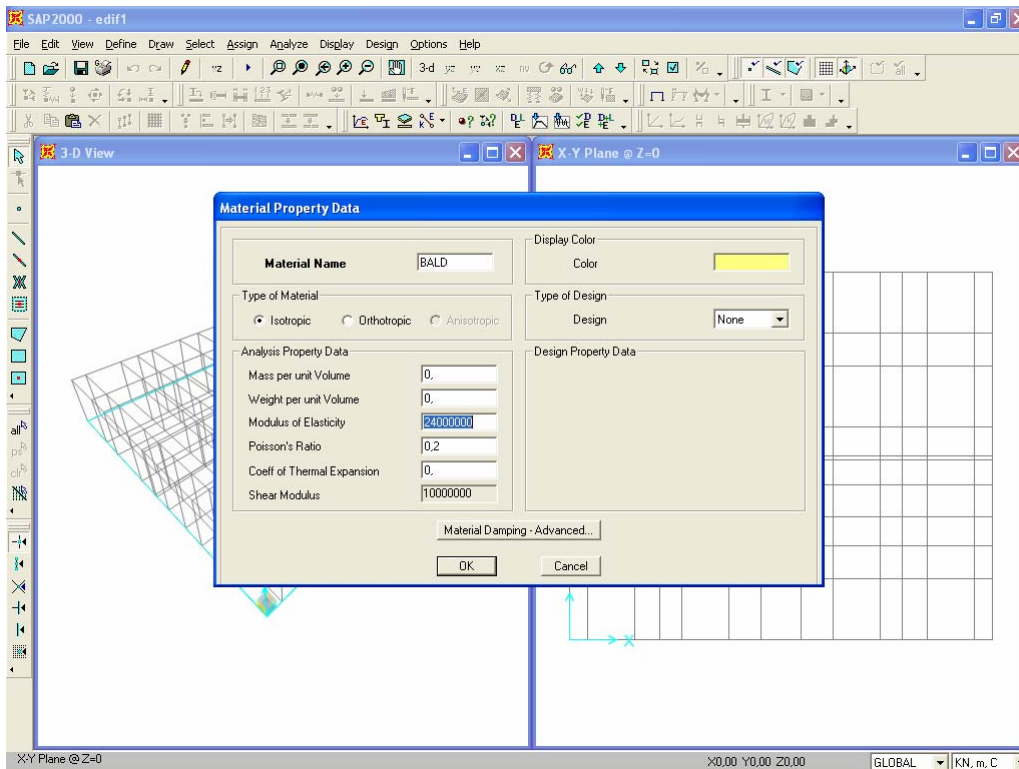


Figura 428 - Definição das características físicas do material concreto para o baldrame.

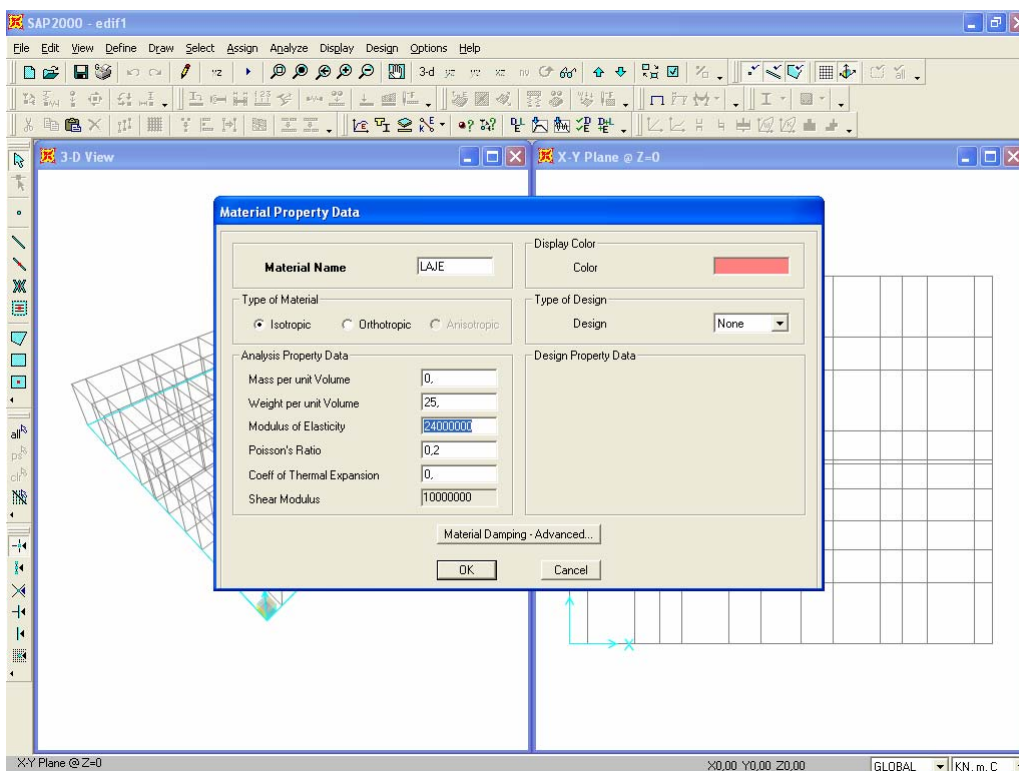


Figura 429 - Definição das características físicas do material concreto para as lajes.

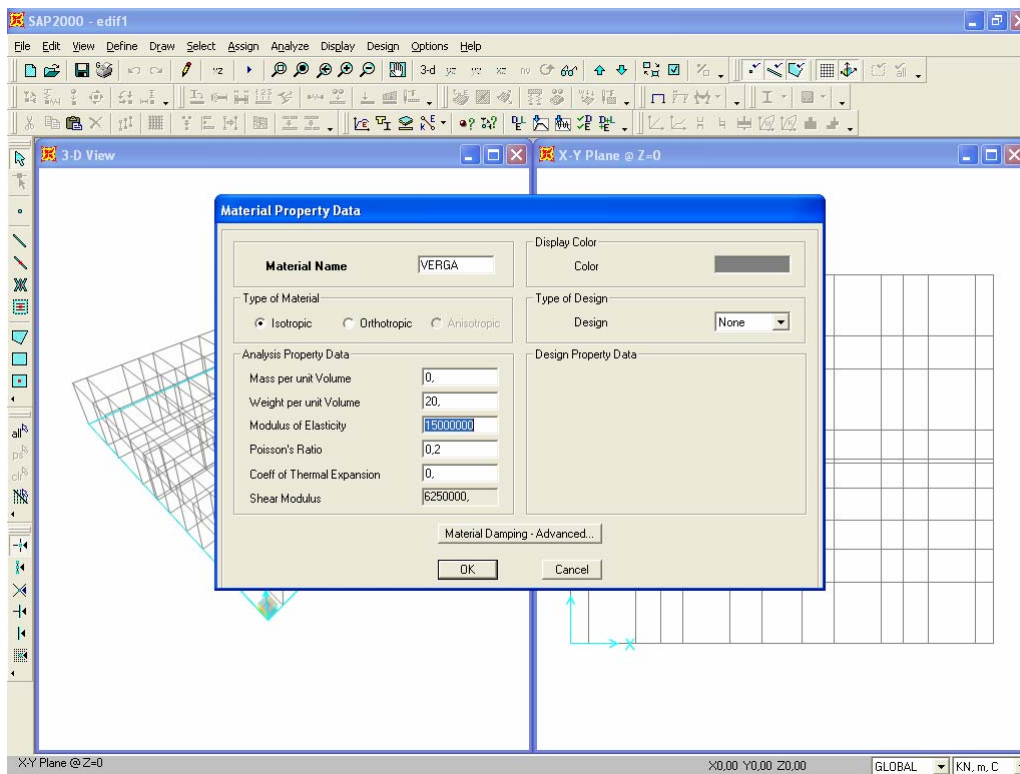


Figura 430 - Definição das características físicas do material VERGA.

Com os materiais definidos, o passo seguinte foi a definição dos elementos SHELL para cada parte da estrutura. Para simplificação, foram atribuídos os mesmos nomes a estes elementos com relação aos materiais de que são constituídos.

Quatro elementos precisaram ser definidos, como aconteceu para a definição dos materiais. Foram eles: *ALVENA*, *VERGA*, *LAJE* e *BALD*. O elemento-tipo *ALVENA* apresenta espessura de *14 cm*, a mesma espessura do bloco. Sua definição é apresentada na Figura 431. As características do elemento *VERGA*, também com espessura de *14 cm*, foram inseridas no programa, conforme se observa pela Figura 432. Os elementos-tipo *LAJE* apresentaram espessura de *10 cm*, conforme Figura 433; e os elementos-tipo *BALD*, *20 cm*, consoante Figura 434.

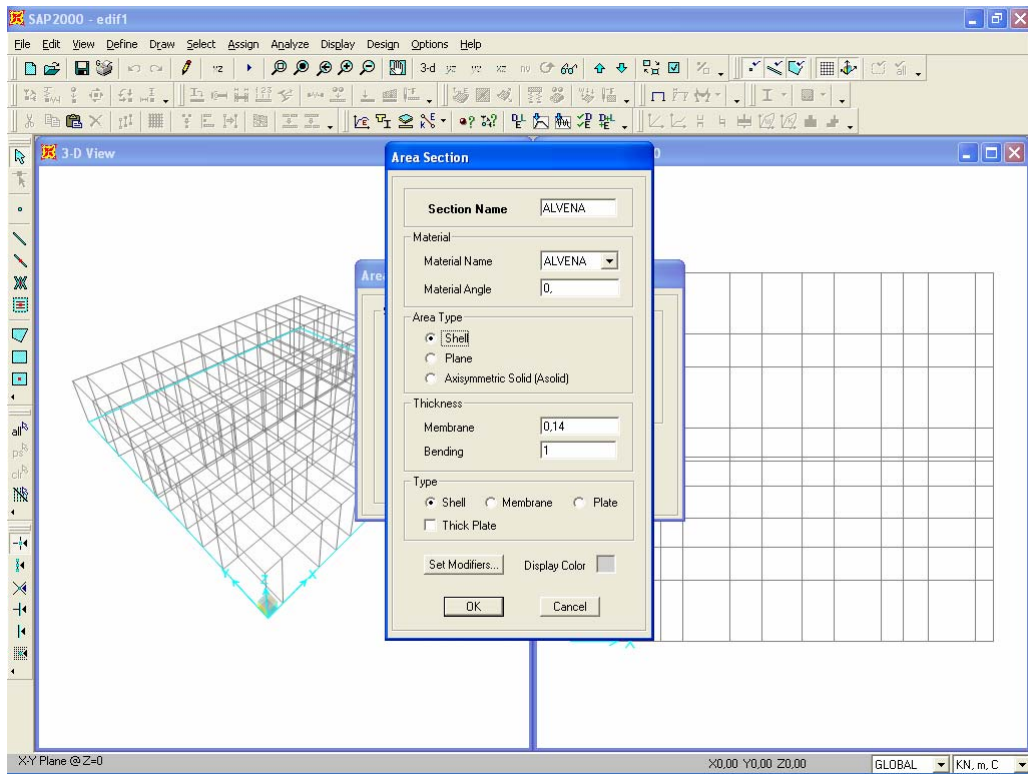


Figura 431 - Definição do elemento *ALVENA* para modelagem da alvenaria.

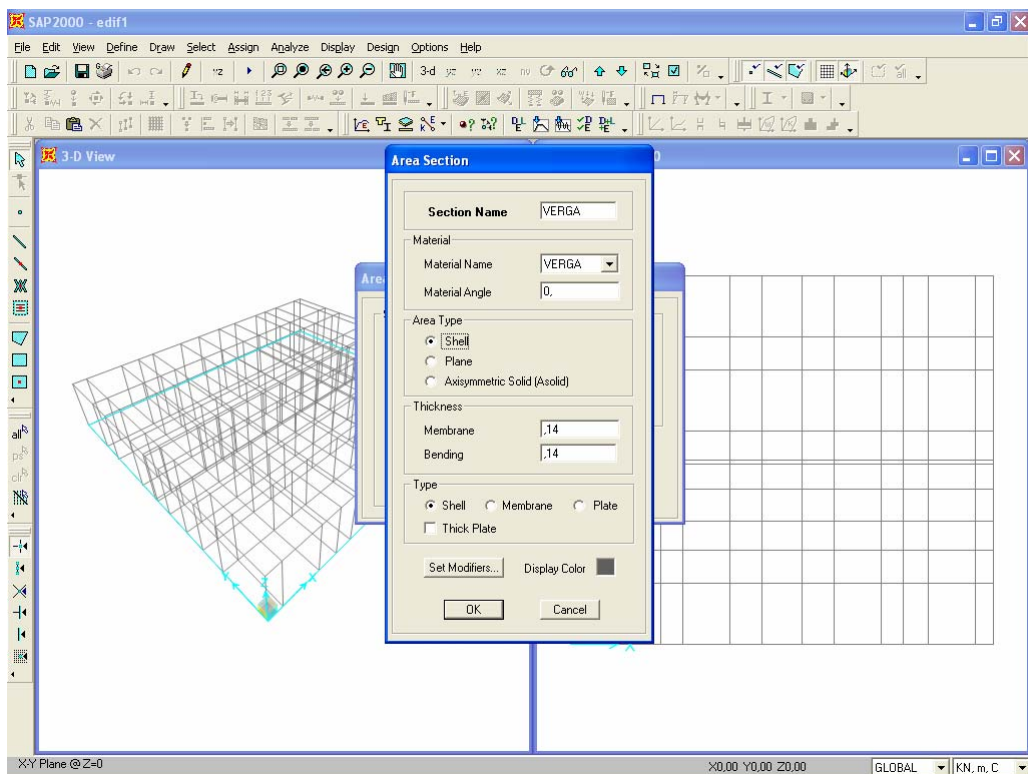


Figura 432 - Definição do elemento *VERGA* para modelagem das vergas e contravergas.

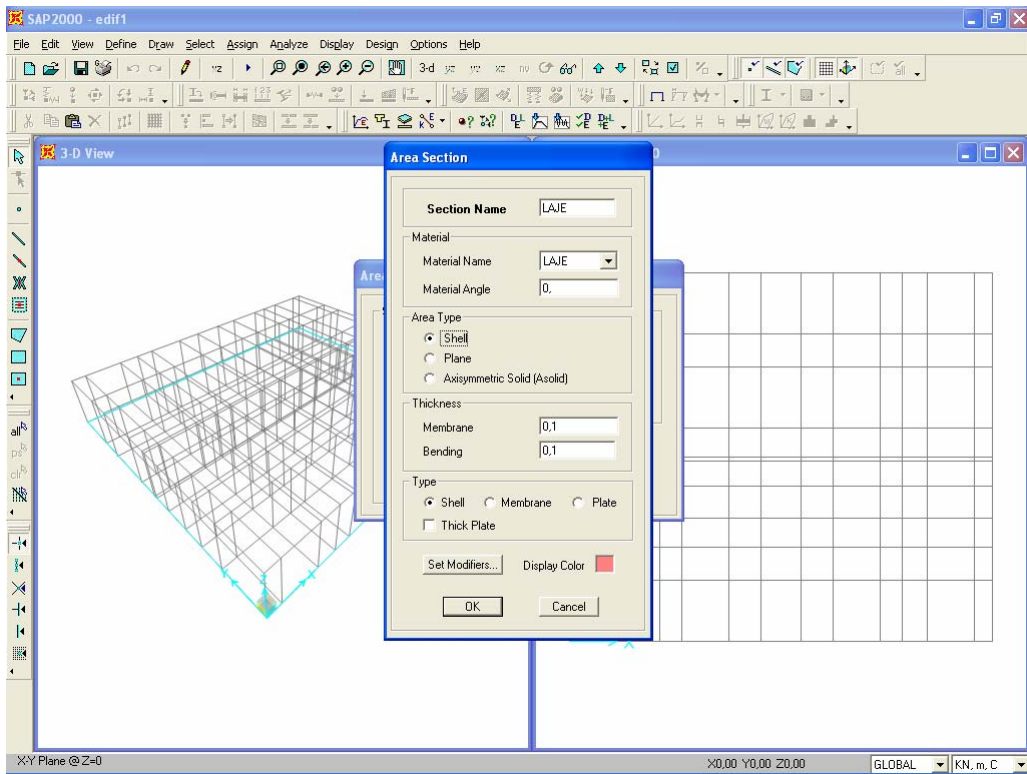


Figura 433 - Definição do elemento *LAJE* para modelagem das lajes.

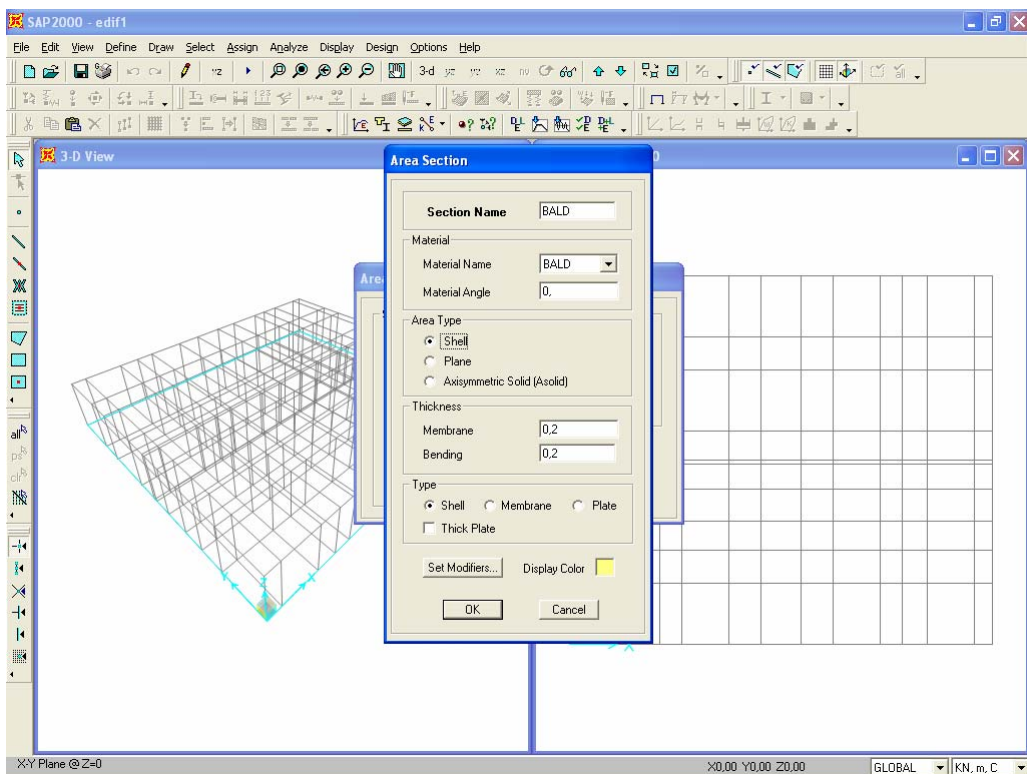


Figura 434 - Definição do elemento *BALD* para modelagem das vigas baldrame.

Definidos os elementos e seus materiais, iniciou-se inserção dos respectivos dados para formação da estrutura de alvenaria. A Figura 435 mostra todos os painéis de parede que compõem a estrutura, sem aberturas de portas e janelas nem definição das vergas e contravergas.

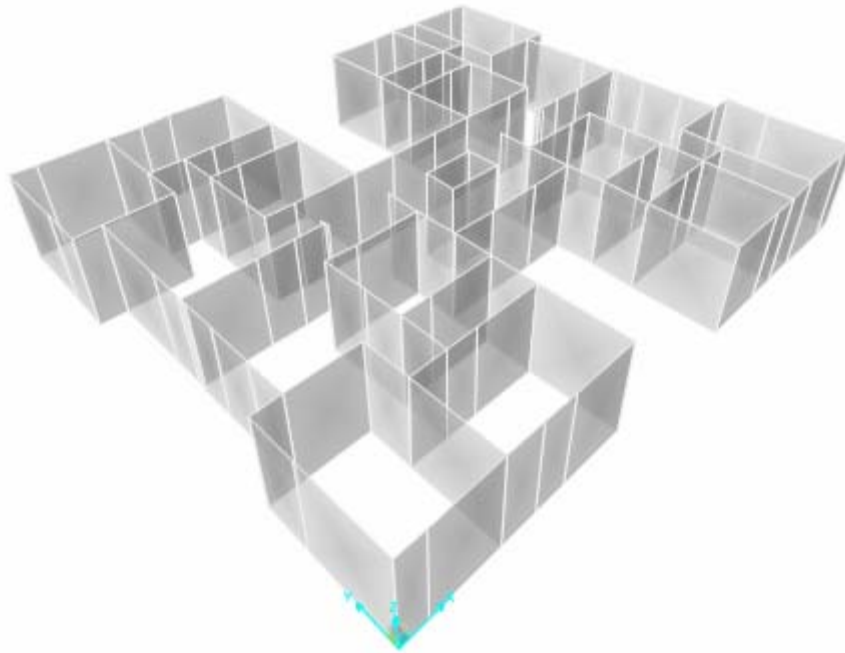


Figura 435 - Inserção dos elementos ALVENA formando os painéis de paredes do edifício.

Com painéis de paredes definidos, introduziu-se no conjunto de eixos, na direção de Z, a cota $2,20\text{ m}$, a qual é o limitante superior das aberturas de portas e janelas. Essa nova cota de apoio juntou-se às cotas de apoio referidas na Figura 422, página 182, e assim se tornaram possíveis as aberturas de portas.

Na seqüência, foram introduzidas as cotas de apoio em Z: $1,20\text{ m}$, $1,60\text{ m}$ e $1,80\text{ m}$, as quais se referem respectivamente ao peitoril das janelas, das janelas dos banheiros e das aberturas dos aparelhos de ar condicionado. A Figura 436 apresenta os painéis de paredes subdivididos em elementos menores, o que permite visualizar as aberturas de portas, janelas e aparelhos de ar condicionado.

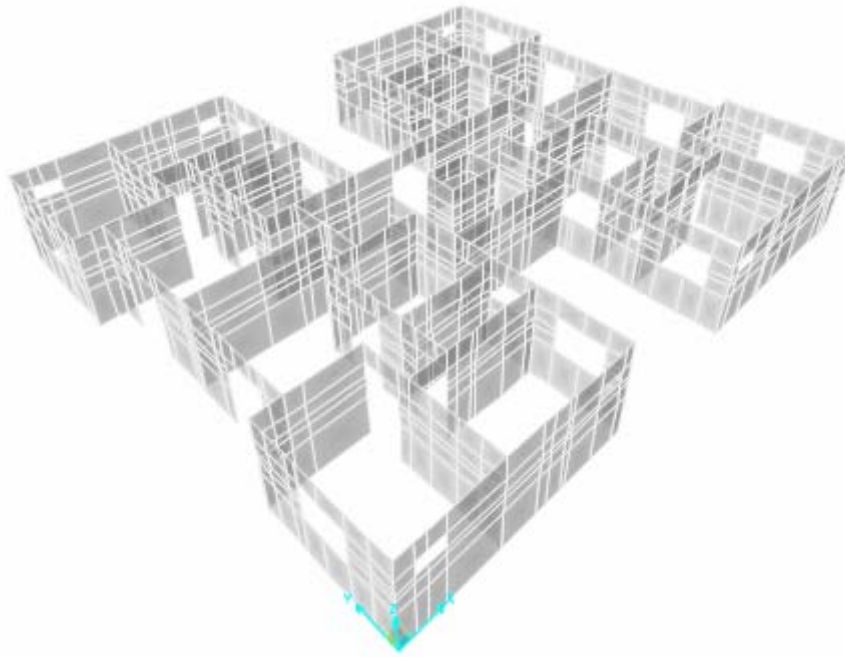


Figura 436 - Paredes do primeiro pavimento com suas aberturas.

O passo seguinte foi a introdução do restante das cotas de apoio em Z para ensejar transformação de alguns elementos *ALVENA* em elementos *VERGA*. Também foram inseridas cotas de apoio nas direções de X e Y , de forma que não subsistissem elementos com relação entre lados (fator de forma) maior do que quatro conforme pode ser visto na Figura 437.

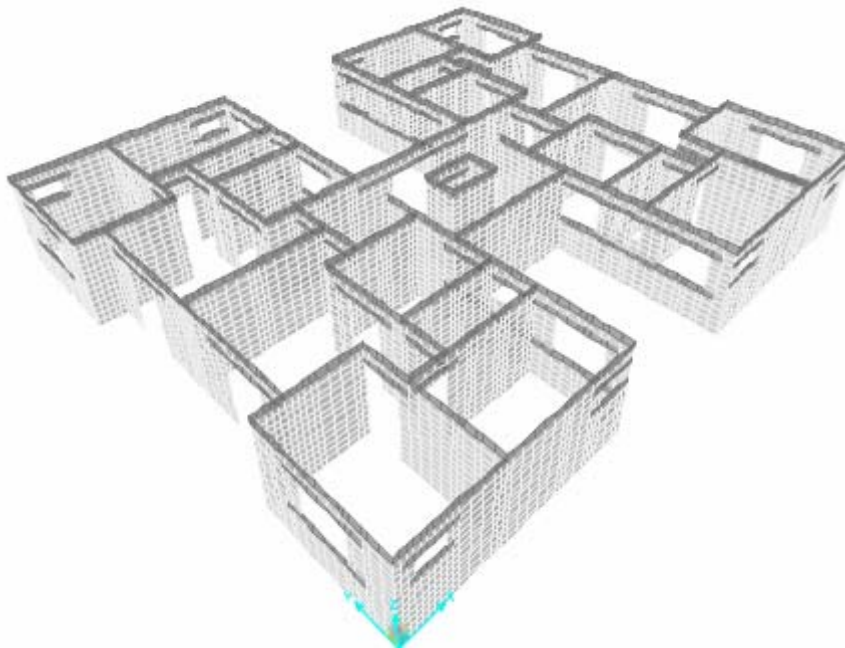


Figura 437 - Malha do primeiro pavimento definida.

Cabia agora pôr em cena as vigas baldrame. Introduziram-se mais duas cotas em Z, -0,20 e -0,40 m, sendo esta última a cota de apoio da estrutura nos elementos de estaca (Nesse modelo os elementos de estaca são considerados pontos indeslocáveis). A Figura 438 mostra os elementos de alvenaria, de verga, de contra-verga e de baldrame.

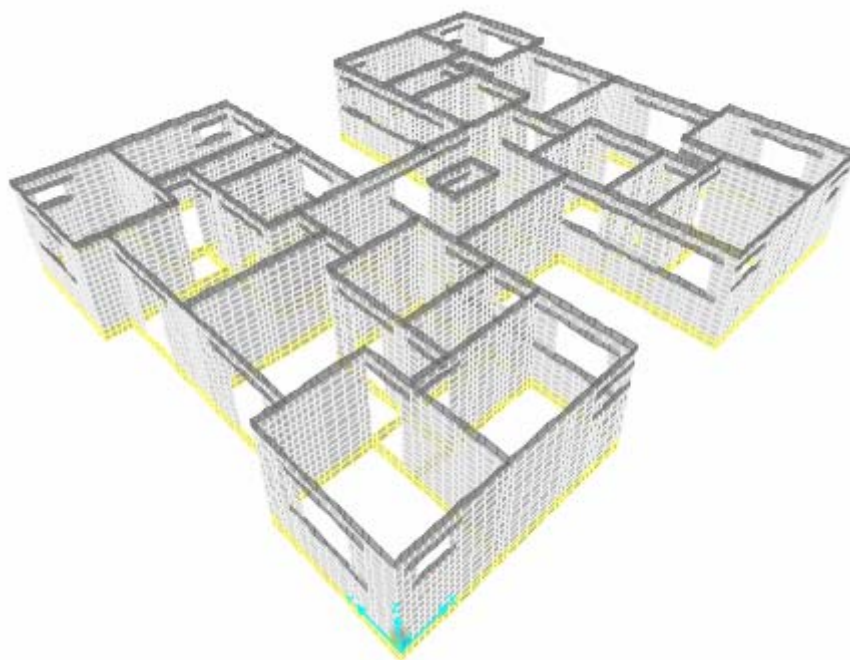


Figura 438 - Modelo com os elementos de baldrame.

A Figura 439 apresenta planta esquemática do projeto de fundações do edifício em estudo, na qual podem ser vistos os pontos de estaqueamento bem como as vigas baldrame. A partir do projeto de fundações, foram definidos, para o modelo em elementos finitos, os pontos de apoio da estrutura, ou seja, os pontos de restrição de deslocamentos. Para esses pontos de estaca definiram-se restrições quanto aos deslocamentos nas três direções X , Y e Z , conforme pode ser visto na Figura 440, a qual oferece visualização do modelo, mas mostrando apenas os elementos de baldrame e seus pontos restringidos.

Conforme pode ser verificado em ambas as figuras, 106 estacas foram implantadas. O projetista, ao estabelecer esse elevado número de estacas, teve intuito de homogeneizar as cargas da estrutura nos elementos de fundação.

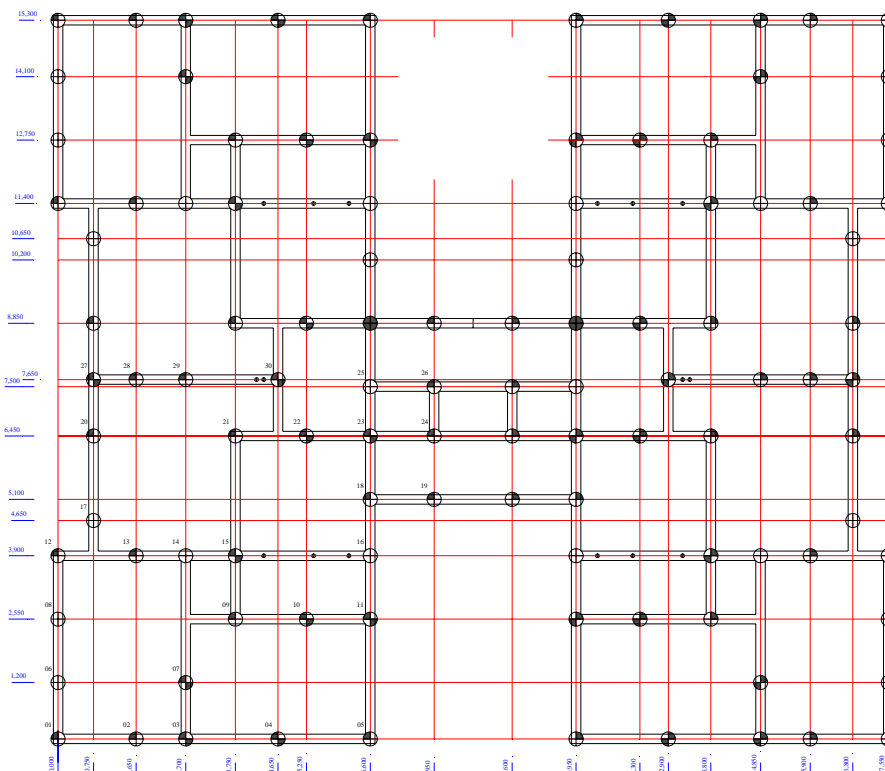


Figura 439 - Planta esquemática da Fundação por estacas e vigas baldrame.

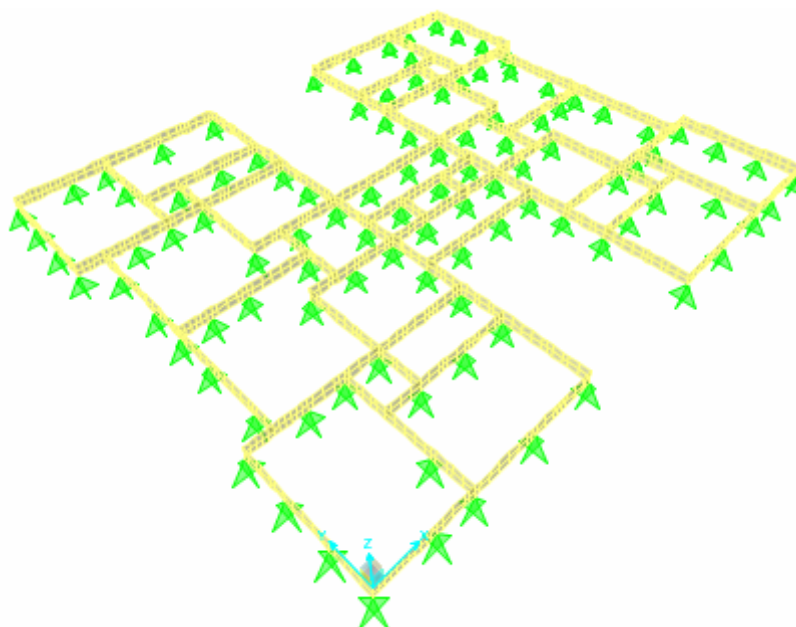


Figura 440 - Modelo dos elementos de baldrame e seus pontos de apoio.

O último passo para modelagem do edifício, relativamente à situação de carregamento 1, foi a introdução da laje de cobertura desse pavimento. A Figura 441 exibe o modelo do primeiro pavimento para obtenção dos resultados de tensão nos pontos

instrumentados. O modelo, até esse momento, apresenta total de 16.749 pontos e 16.250 elementos de SHELL.

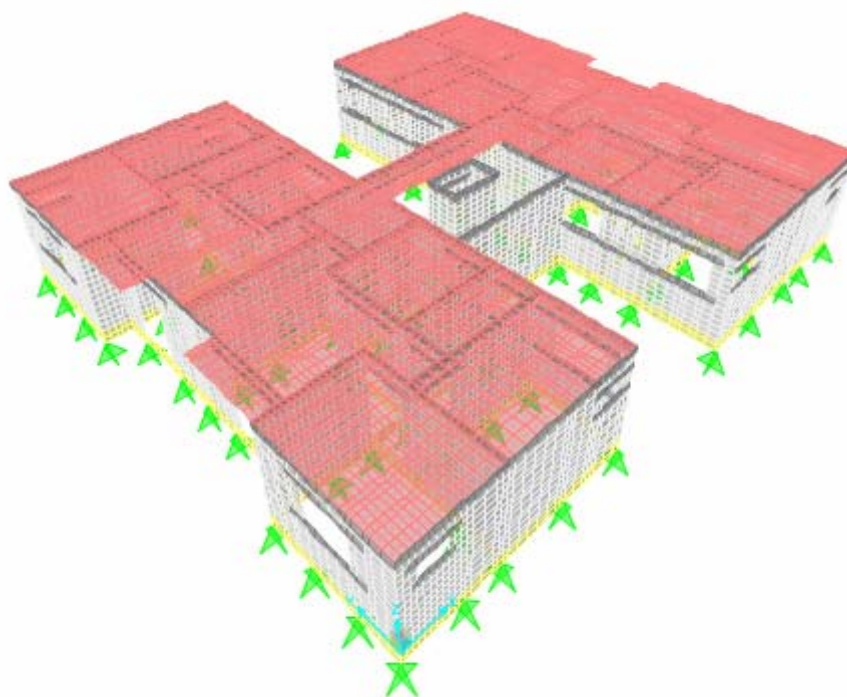


Figura 441 - Modelo do edifício para o carregamento 1.

A modelagem para o carregamento 2 nada mais foi do que a introdução de mais um pavimento no modelo anterior. Esse procedimento se desenvolve por meio de seleção dos elementos de alvenaria, de verga e de laje e acionando-se o comando “replicar” (REPLICATE) no programa. Ante o comando “replicar”, o primeiro pavimento é copiado para a cota 2,8 m em Z.

Ao executar a cópia, o programa faz automaticamente a junção dos nós, de forma a imprimir continuidade entre elementos novos e antigos. A Figura 442 traz o modelo do edifício com dois pavimentos, modelo que fornece as respostas de tensão para os pontos em estudo. Tal novo modelo apresenta o total de 30.890 pontos e 30.696 elementos SHELL.

O mesmo procedimento é então repetido para o modelo do edifício nos carregamentos 3 e 4, os quais podem ser vistos nas Figuras Figura 443 e Figura 444 respectivamente. O

modelo do carregamento 3 apresentou o total de 45.031 pontos e 45.142 elementos SHELL; e o modelo 4, 59.172 pontos e 59.588 elementos SHELL.

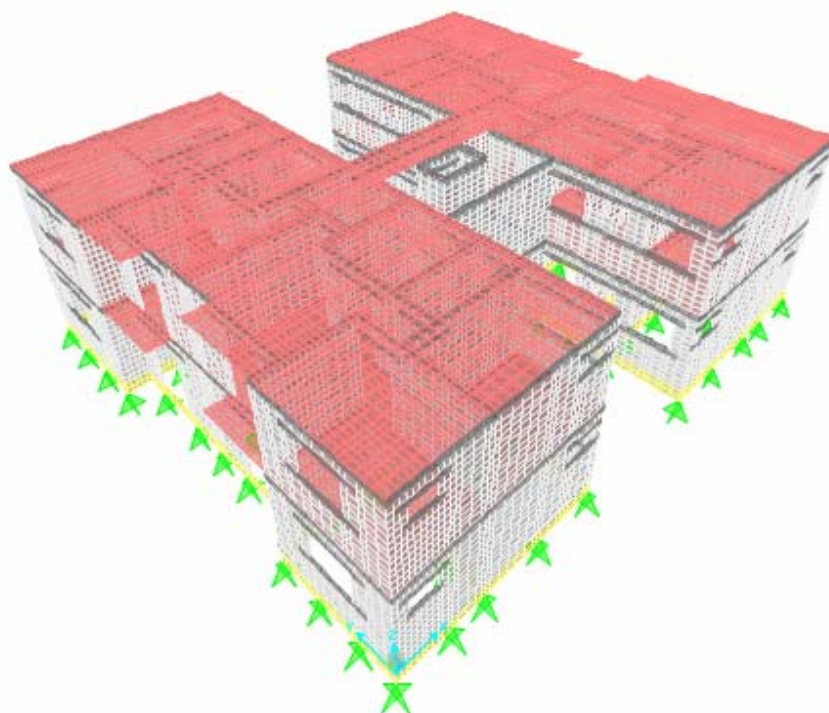


Figura 442 - Modelo do edifício para o carregamento 2.

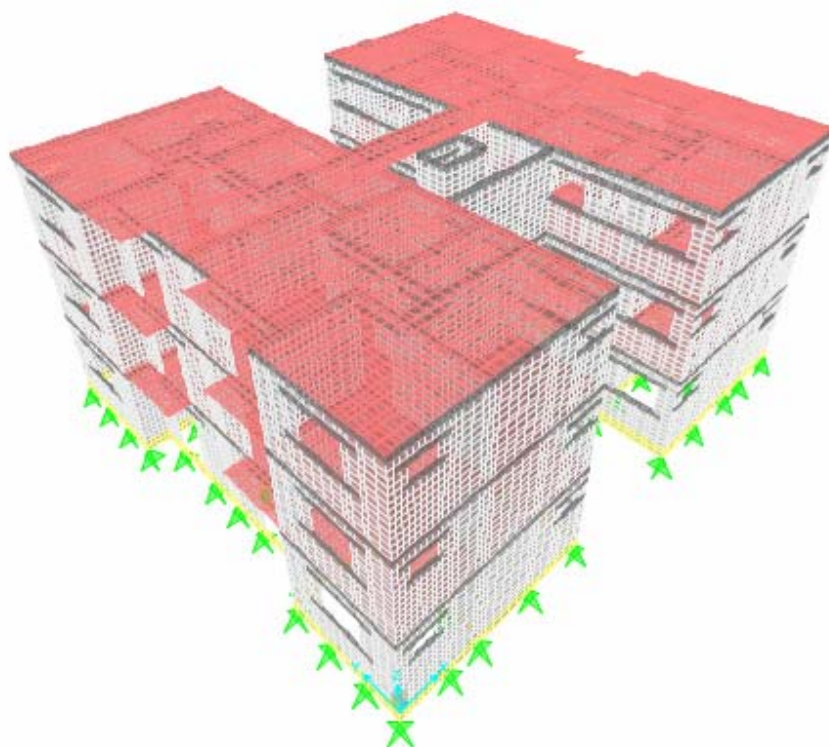


Figura 443 - Modelo do edifício para o carregamento 3.

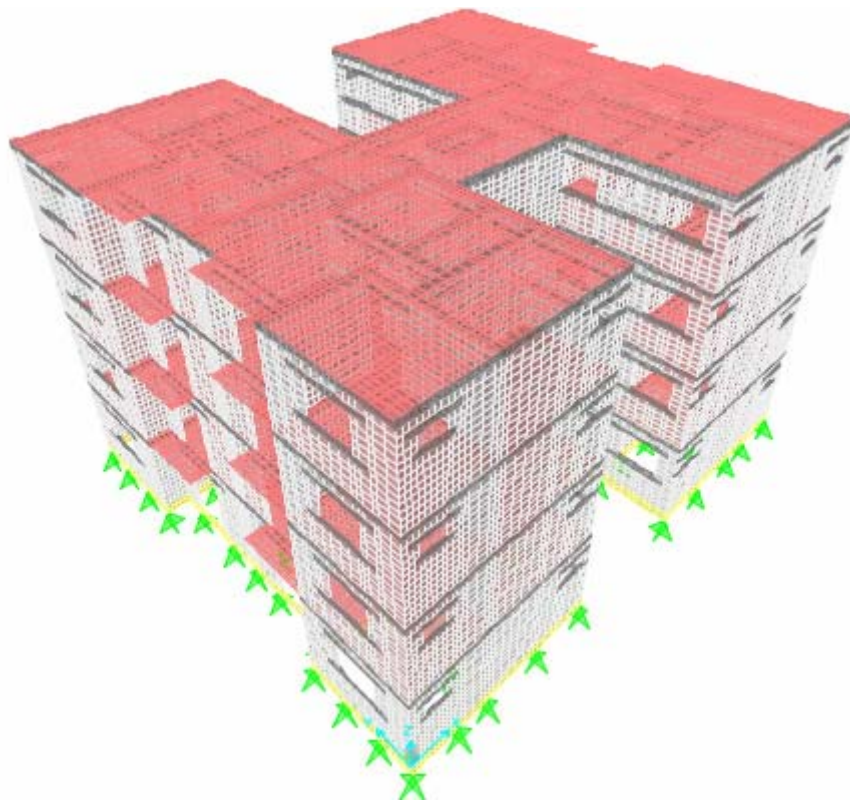


Figura 444 - Modelo do edifício para o carregamento 4.

4. Anexo C - Instrumentação dos Blocos

Medidores de deformação, chamados extensômetros elétricos, são dispositivos de medida que, postos a atuar sobre pequenas variações nas dimensões, transformam-nas em variações equivalentes em sua resistência elétrica. São usados pôr engenheiros de instrumentação. Diferentes métodos, não destrutivos, de inspeção de medidas de tensões vêm sendo explorados e desenvolvidos, mas nenhum outro dispositivo tem utilização mais ampla do que os extensômetros. Isso devido à precisão das medidas, à facilidade de manipulação e à capacidade de monitorar as deformações até às cargas últimas em ensaios destrutivos.

São apresentados abaixo os procedimentos de colagem de extensômetros nos blocos. Tais procedimentos encontram-se detalhados para quaisquer materiais na apostila Extensometria Básica (ANDOLFATO et al, 2004):

Passo 1 - A fim de se obterem bons resultados na colagem de extensômetros é essencial dar acabamento à superfície onde eles serão colados. Para tratamento da superfície do lugar de colagem do extensômetro, foi feita a remoção de toda sujeira por meio de lixa e jatos de ar-comprimido.

Quanto a materiais porosos, como o caso do bloco de concreto, é necessário regularizar a superfície, para que o extensômetro, ao ser colado, seja homogeneamente aderido.

A Figura 445 apresenta cena de regularização da superfície interna de um bloco de concreto. Tal procedimento não deve deixar quantidade excessiva de material de regularização na área de colagem, pois isso faria com que o extensômetro medisse a deformação desse material de e não do bloco em si.

Uma vez endurecido o material de regularização, fez-se, com micro-retífica e lixa fina, retirada de todo o excesso, de modo que a camada desse material fosse a menor possível e se limitasse a suprimir os vazios da superfície do bloco. Vários materiais podem ser utilizados para regularização de superfícies, dependendo do grau de impermeabilização

que se queira. Na Figura 446 pode ser visto o material de regularização após a retirada dos excessos.



Figura 445 - Superfície tratada para materiais muito porosos.



Figura 446 - Procedimento de limpeza e desengraxe do local de colagem.

Passo 2 - Já limpa e regularizada a área de colagem, procedeu-se a leve “*escarificação*” do lugar onde o extensômetro haveria de ser colado. A “*escarificação*” foi feita com lixa número 320, passada em duas direções ortogonais entre si, direções que formaram

ângulo de 45° com a direção preferencial do extensômetro. As ranhuras que se formam nas duas direções servem para melhorar as características de adesão da cola ao extensômetro.

Passo 3 - Com ponta metálica, riscaram-se os eixos de posicionamento do extensômetro no lugar de colagem do corpo-de-prova. Não se deve utilizar lápis ou lapiseira nesse procedimento, porque grafite é material lubrificante e, portanto, prejudica a colagem. Utilizou-se um gabarito durante o processo de marcação, para assegurarem padronização do ponto de colagem do extensômetro e manutenção do alinhamento. A Figura 447 apresenta o gabarito feito de chapa zincada, utilizado na marcação de blocos de concreto.



Figura 447 - Gabarito para marcação dos extensômetros.

Passo 4 - Por meio de escova, retiraram-se da superfície as rebarbas e os materiais estranhos. Absorvente limpo, de gaze, embebido em substância solvente, removeu óleos, graxas e gorduras.

Passo 5 - Procedeu-se com o posicionamento dos extensômetros conforme mostram as Figura 448 e Figura 449. Foram utilizadas fitas adesivas presas na extremidade da base do extensômetro, base essa não ocupada pelos terminais. Assim se conseguiu posicionar os extensômetros de modo que pudessem ser levantados com movimento basculante, o

que facilitaria o passo seguinte. A partir deste passo foram sempre utilizadas pinças adequadas.



Figura 448 - Posicionamento do extensômetro.



Figura 449 - Extensômetros posicionados.

Passo 6 - Espargiu-se cola onde seria fixado o extensômetro no corpo-de-prova e em sua face inferior. A área coberta pela cola foi um tanto maior do que área de base do

extensômetro. Com as pinças, conduziu-se o extensômetro até sua posição final, observadas as marcações. A Figura 450 apresenta esse procedimento da colagem.



Figura 450 - Colagem do extensômetro transversal.

Passo 7 - Sobre a área colada, estendeu-se um filme de plástico antiaderente, antes da colocação do homogeneizador de tensões de colagem. O filme plástico foi utilizado em razão de sua propriedade de antiaderência junto à cola. As colas utilizadas necessitavam de temperaturas elevadas de polimerização.

Homogeneizadores de tensão são placas de aço ou de alumínio às quais se colam placas de borracha de silicone. São posicionados com o lado da borracha sobre a área de colagem. O lado da chapa metálica fica virado para cima.

Usualmente prende-se o homogeneizador com fita adesiva antes de prendê-lo com as pinças de mola, o que lhe impede o movimento e não deixa estragar a colagem. A Figura 451 mostra o filme de polietileno sobre a área colada antes do posicionamento do homogeneizador de tensões de colagem. A Figura 452 apresenta o homogeneizador posicionado e preso com a fita adesiva.



Figura 451 - Colocação do filme de polietileno.

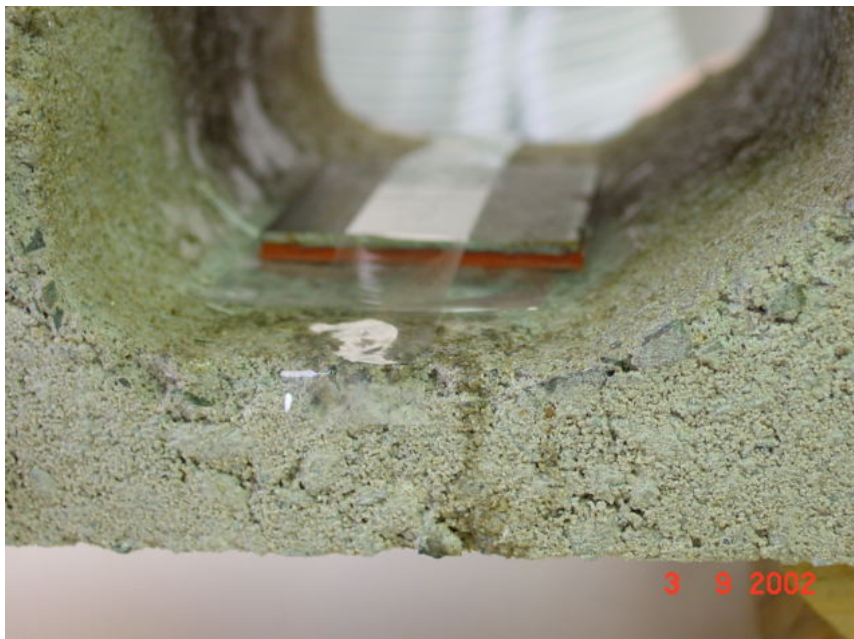


Figura 452 - Homogeneizador posicionado.

Passo 8 - Colocaram-se em posição as pinças de mola de forma que fosse aplicada a correta pressão definida pelo fabricante da cola.

As pinças de molas exercem força constante e, dessa forma, para se obter pressão ideal de colagem, é necessário que o homogeneizador de tensões disponha de área adequada para tal. A Figura 453 apresenta as duas pinças de mola utilizadas para prensagem.

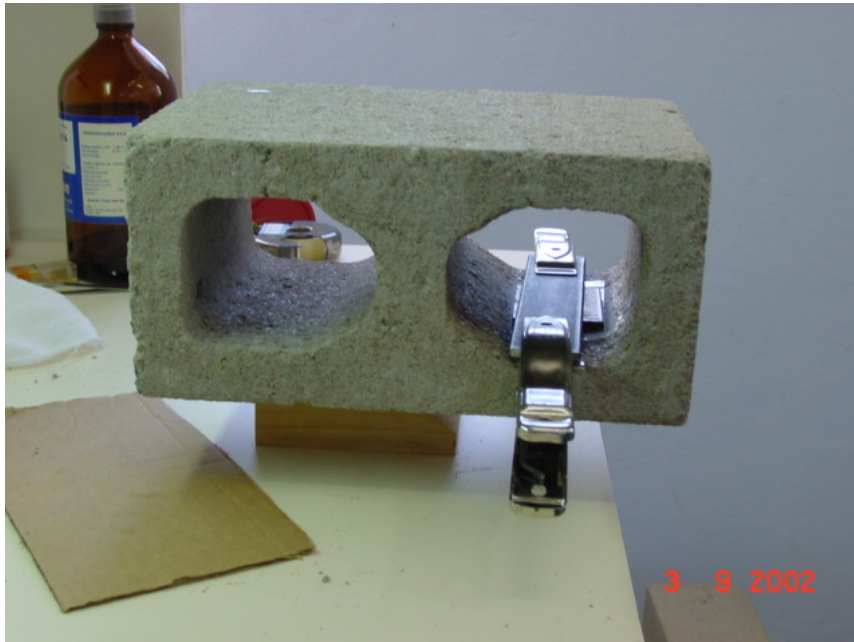


Figura 453 - Pinças de mola posicionadas.

Passo 9 - Os blocos foram mantidos na temperatura e no tempo indicados pelo fabricante da cola, para correta cura do processo.

Passo 10 - Por fim, foram examinadas a resistência de isolamento e a resistência do extensômetro, com objetivo de verificar se o processo havia, ou não, alterado suas características.

