



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO

EM ENGENHARIA CIVIL

MODALIDADE ESTRUTURAS

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM CONJUNTO DE
EDIFÍCIOS CONSTRUÍDOS COM ALVENARIA RESISTENTE SUBMETIDOS
À AÇÃO DE RECALQUES**

Dissertação de Mestrado

Fabiana Santos Alves

Orientador: Prof. Romilde Almeida de Oliveira, D.Sc.

RECIFE, JULHO DE 2006.

Fabiana Santos Alves

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM CONJUNTO DE
EDIFÍCIOS CONSTRUÍDOS COM ALVENARIA RESISTENTE SUBMETIDOS À
AÇÃO DE RECALQUES

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO, COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS.

Orientador: Romilde Almeida de Oliveira

RECIFE, PE - BRASIL

JULHO DE 2006

A474a

Alves, Fabiana Santos.

Análise do comportamento estrutural de um conjunto de edifícios construídos com alvenaria resistente submetidos à ação de recalques. – Recife: O Autor, 2006.
xviii, 131 folhas. : il. ; fig., tabs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia Civil, 2006.

Inclui bibliografia, apêndice.

1. Engenharia civil. 2. Estruturas – Alvenaria. 3. Alvenaria resistente – Comportamento estrutural. 4. Alvenaria – Recalques. I. Título.

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM CONJUNTO DE
EDIFÍCIOS CONSTRUÍDOS COM ALVENARIA RESISTENTE SUBMETIDOS À
AÇÃO DE RECALQUES

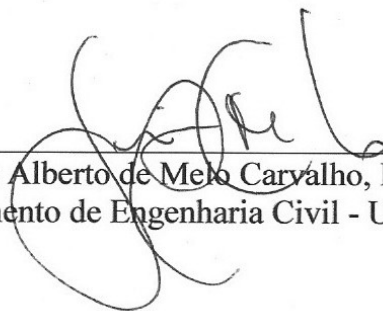
Fabiana Santos Alves

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO, COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS.

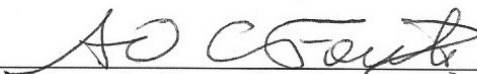
Aprovada por:



Prof. Romilde Almeida de Oliveira, D.Sc.
Departamento de Engenharia Civil – UFPE
Orientador



Prof. Luis Alberto de Melo Carvalho, Ph.D.
Departamento de Engenharia Civil - UFC



Prof. Antonio Oscar Cavalcanti da Fonte, D.Sc.
Departamento de Engenharia Civil - UFPE

RECIFE, PE - BRASIL

JULHO DE 2006

Dedico este trabalho aos meus pais, José Alves das Neves (in memoriam) e Maria Salete Santos Alves, e aos meus irmãos, Cristina e Jorge, que sempre vibraram com minhas vitórias.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por ter permitido que eu vivesse tudo isto e ter me dado forças para chegar até o fim.

Aos meus orientadores maiores, meus pais, José Alves (*in memoriam*) e Maria Salete, exemplos de amor e que sempre fizeram de tudo para que a educação fosse prioridade em minha vida.

Ao professor e orientador, Romilde Almeida de Oliveira, por ter permitido uma “invasão” à sua biblioteca particular sem restrição de dia ou hora. Pelo seu apoio, por dividir sua sabedoria, sua atenção e orientação que foram importantes na elaboração deste trabalho. À sua esposa Cosete e seus filhos – Mariana, Felipe e Mateus – pela acolhida.

À Universidade Federal de Pernambuco e em especial ao programa de pós-graduação em Engenharia Civil.

A todos os funcionários do departamento de Engenharia Civil pela atenção dispensada.

Aos colegas do curso de Mestrado – Aluízio, André Menezes, Gustavo Rego, Gustavo Belmonte, Maurício Dias, Tiago – e, em especial, ao meu grupo de estudo representado por Christiane Menezes, Niara Agrício e Rebecca Milet. Eles dividiram comigo as duras, porém divertidas, horas de estudo, tendo, esta última, acompanhado-me até os últimos dias desta dissertação, dividindo a orientação do prof. Romilde.

A todos os membros da banca examinadora, por terem aceitado o convite, prestigiando-nos com suas presenças.

Ao Mestre e amigo, José Wanderley Pinto, que me fez despertar o interesse pela área de estruturas durante suas excelentes aulas de resistência dos materiais na antiga ETFPE, por suas contribuições a este trabalho e por seus ensinamentos de projetista

estrutural, fazendo-me entender a importância de se ensinar engenharia associada ao ato de projetar.

Ao amigo e prof. Caetano de Queiroz Monteiro por suas sugestões e interferências necessárias.

À minha grande amiga da Poli, Regina Cely, por ter dividido meus trabalhos no escritório e ter me ajudado nas horas mais difíceis, quando ainda estava pagando os créditos.

Aos meus colegas de trabalho do CEFET Pesqueira e CEFET Recife, especialmente nas pessoas de Amara Periquito, Anália Keila, Analice Lima, Célia Vasconcelos, Cleber, Cida Cruz, Elba Ferraz, Elilde Medeiros, Gilmário, Glauco Reinaldo, Isnard, Jurandi, Marcos Holanda, Mário Ribeiro, Olavo, Ricardo Matos, Rosário Sá Barreto e Roberta Silva, pela grande torcida.

Ao colega da pós-graduação da UNICAP, Geovani Almeida, pelo apoio à coleta de dados em campo (algumas fotos e prumo das edificações).

Aos meus irmãos, Jorge e Cristina Santos Alves, e ao meu tio, José, por entenderem a minha ausência.

À minha irmã de coração, Tânia Bazante, pela torcida, ainda que distante.

Aos meus amigos da Poli que continuam eternos companheiros e incentivadores, Andréa Cardoso, Cíntia Maria, Doralice Valença, Levi Menelau Jr., Sílvia Maria e Verônica Gonçalves.

A todos os meus mestres que contribuíram para a minha formação geral e técnica.

A todos aqueles que contribuíram de forma direta, ou indireta para que este trabalho acontecesse.

RESUMO

ALVES, F.S. (2006). *Análise do comportamento estrutural de um conjunto de edifícios construídos com alvenaria resistente submetidos à ação de recalques*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife – PE.

Na Região Metropolitana do Recife, estima-se que existam cerca de seis mil edifícios com até quatro pavimentos, construídos em alvenaria resistente. Cerca de dez edifícios deste tipo colapsaram e em dezenas de outros foram constatadas graves manifestações patológicas. Em alguns deles, houve vítimas fatais, como são os casos dos edifícios Éricka e Bloco B do Conjunto Enseada de Serrambi, em Olinda-PE. Com o objetivo de analisar o comportamento deste tipo de estrutura quando submetida à ação de recalques diferenciais, foi efetuado um estudo do acréscimo de tensões nas paredes provocado por estas ações. Foram analisados edifícios residenciais com quatro pavimentos, tipo “caixão”, em alvenaria resistente. Cada um dos blocos possui planta baixa convencional constituída de duas lâminas principais interligadas pela escada e constituída de quatro apartamentos por andar. Os blocos de coroamento, situados sobre estacas do tipo Franki, são interligados por vigas baldrame que recebem as cargas provenientes dos diversos pavimentos. Os comprimentos das estacas variam entre 7,0 e 8,0 m. Os máximos recalques totais medidos são da ordem de 25 cm, e os recalques diferenciais, 24 cm, provocando uma distorção aproximada de 12 ‰. A análise numérica foi conduzida através de um programa baseado no método dos elementos finitos. As estruturas foram modeladas com elemento de casca para as paredes e elemento de barra para as nervuras das lajes treliçadas. Os recalques foram impostos às estruturas modeladas de forma incremental, com variação de 10% a 100% do recalque total em cada apoio. As análises permitiram determinar, em diferentes fases, o estado de tensões em qualquer parte da estrutura e mapear os danos provenientes dos recalques. Foram aferidos os resultados efetuando-se medições nos edifícios para a confirmação dos valores obtidos computacionalmente.

Palavras chaves: Recalques, Recalques em alvenaria, Tensões em alvenaria, Alvenaria resistente

ABSTRACT

ALVES, F.S. (2006). *Analysis of the structural behavior of a group of buildings built with resistant masonry submitted to the action of settlements*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife –, PE.

In the Metropolitan Area of Recife, there are about six thousand buildings with up to four storeys, made from resistant masonry. Approximately ten buildings of this type collapsed and serious pathological manifestations were verified in tens of others. In some of them there were fatal victims, as in the cases of Éricka and Part B of Enseada of Serrambi buildings, in Olinda-PE. With the objective of analyzing the behavior of this type of structure when subjected to the action of differential settlements, a study of the increment of stress caused by this action was made in the walls. Were analyzed residential buildings with four stories, “box” type, in resistant masonry. Each one of the blocks has standard architecture made of two main planes linked by the stairways, with four apartments in each level. The pile caps, located over Franki type piles, are linked by baldrame beams receiving the loads coming of the several stories. The lengths of the piles are within 7,0 and 8,0m. The maximum total settlements measured are about 25 cm, and the differential settlements are about 24cm, causing an approximate distortion of 12 %. The numeric analysis was performed using computer software based on the finite elements method. The structures were modeled with shell element for the walls and frame element for the ribs of slabs with truss beam. The Settlements were imposed to the modeled structures in an incremental way, with variation from 10% up to 100% of the total settlement in each support. The analysis allowed to determine, in different phases, the state of stress in any part of the structure and to plot the damages caused by the settlement. The results were checked through measurement in the buildings with the purpose of confirming the values obtained with the computer program analysis.

Key word: settlements, settlements in masonry, Stress in masonry, Resistant masonry.

ÍNDICE

RESUMO.....	vii
ABSTRACT.....	viii
LISTA DE FIGURAS.....	xiv
LISTA DE TABELAS.....	xvii
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xviii

CAPÍTULO – 1 INTRODUÇÃO 1

1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.1.1	ALVENARIA ESTRUTURAL	1
1.1.2	ALVENARIA RESISTENTE OU PORTANTE	3
1.1.3	ORIGEM E EVOLUÇÃO DAS TÉCNICAS CONSTRUTIVAS E DE PROJETO.....	6
1.1.4	SEGURANÇA DAS OBRAS CIVIS	8
1.2	JUSTIFICATIVA	9
1.3	OBJETIVOS.....	10
1.3.1	OBJETIVO GERAL	10
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	11
1.4	DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	11

CAPÍTULO – 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... 12

2.1	ALVENARIA.....	12
2.1.1	BREVE HISTÓRICO	12
2.1.2	CONCEITO ESTRUTURAL BÁSICO.....	14
2.1.3	CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA SOB O PONTO DE VISTA ESTRUTURAL.....	14
2.1.4	COMPONENTES DA ALVENARIA.....	15

2.1.4.1	Unidades	16
2.1.4.2	Argamassa.....	22
2.1.4.3	Graute	26
2.1.4.4	Armadura	27
2.1.4.5	Interface	27
2.1.5	MECANISMO DE RUPTURA DA ALVENARIA	28
2.1.6	MICROMODELAGEM E MACROMODELAGEM (HOMOGENEIZAÇÃO)	30
2.1.7	FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA DA ALVENARIA.....	32
2.1.8	ESFORÇOS ATUANTES EM UMA PAREDE ESTRUTURAL	35
2.1.8.1	Carga permanente	36
2.1.8.2	Carga acidental (sobrecarga)	37
2.1.8.3	Deslocamento de apoio.....	37
2.1.8.4	Ação do vento	37
2.1.8.5	Desaprumo	38
2.1.9	DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS SEGUNDO A NBR 10837	38
2.1.10	DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS HORIZONTAIS SEGUNDO A NBR 10837	41
2.1.11	RESISTÊNCIA DAS PAREDES SEGUNDO A NBR 10837	42
2.1.12	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E FÍSICAS QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA DAS PAREDES SEGUNDO A NBR 10837	45
2.1.12.1	Altura efetiva (h_{ef}).....	45
2.1.12.2	Espessura efetiva (t_{ef}).....	45
2.1.12.3	Esbeltez (λ).....	45
2.1.12.4	Parâmetros elásticos.....	46
2.1.13	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL	46
2.1.14	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO LOCALIZADA.....	47
2.1.15	RESISTÊNCIA À FLEXÃO COMPOSTA.....	48

2.1.16	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	49
2.1.17	TENSÕES ADMISSÍVEIS PARA ALVENARIA NÃO ARMADA SEGUNDO A NBR 10837.....	50
2.1.18	CRITÉRIOS DE PROJETOS ADOTADOS NAS CONSTRUÇÕES DOS PRÉDIOS TIPO “CAIXÃO”	51
2.1.19	CAUSAS DE FALHAS EM OBRAS DE ALVENARIA	52
2.2	RECALQUES DE APOIO	53
2.2.1	BREVE HISTÓRICO DAS OBRAS COM PROBLEMAS DE RECALQUES	53
2.2.1.1	No mundo	53
2.2.1.2	No Brasil.....	54
2.2.2	RECALQUES E DANOS ASSOCIADOS.....	55
2.2.2.1	Definições de deslocamentos e deformações de fundação	56
2.2.2.2	Classificação dos tipos de danos provocados por recalques.....	58
2.2.2.3	Principais modos de deformação de uma estrutura e seus danos associados	59
2.2.3	MONITORAMENTO DOS RECALQUES NAS EDIFICAÇÕES	60
2.3	FUNDAÇÕES	61
2.3.3	ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES-CONSIDERAÇÕES GERAIS	61
2.3.4	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)	63
2.3.5	SISTEMA SOLO-FUNDAÇÃO – MEIO AMBIENTE	66
 CAPÍTULO – 3 DESCRIÇÃO DA OBRA		68
3.1	CARACTERÍSTICAS DA OBRA.....	68
3.2	CARACTERÍSTICAS DO SOLO DE FUNDAÇÃO	68
3.3	CARACTERÍSTICAS DOS BLOCOS DE APARTAMENTOS	70
3.3.1	SUPERESTRUTURA.....	70
3.3.2	INFRA-ESTRUTURA.....	72
3.4	DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS.....	73
3.4.1	AÇÕES VERTICAIS.....	73

3.4.1.1	Cargas permanentes	73
3.4.1.2	Deslocamento de apoio	75
3.4.1.3	Cargas acidentais (sobrecargas)	76
3.4.2	AÇÕES HORIZONTAIS	77
3.4.2.1	Ação do vento	77
3.4.2.2	Desaprumo	77
3.5	CASOS DE CARREGAMENTOS	78
3.6	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	79
CAPÍTULO – 4 MODELAGEM		82
4.1	MODELAGEM TRIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS FINITOS	82
4.2	MODELAGEM EFETUADA	83
4.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO	86
4.4	GERAÇÃO DA MALHA	86
4.5	NÚMEROS DA MALHA	87
4.6	VALIDAÇÃO DO MODELO	88
4.7	PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS	88
4.7.1	CONCRETO	88
4.7.2	ALVENARIA	89
4.8	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES	90
CAPÍTULO – 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS		91
5.1	ANÁLISE DOS RECALQUES COM SUAS VELOCIDADES	91
5.1.1	LEITURA DOS RECALQUES	91
5.1.2	DISTORÇÕES ANGULARES E RECALQUES DIFERENCIAIS	91
5.1.3	VELOCIDADES DE RECALQUES	92
5.1.4	DESAPRUMOS	95
5.2	EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NAS PAREDES DOS BLOSOS	97

CAPÍTULO – 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	108
6.1 CONCLUSÕES	108
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHO FUTUROS.....	109
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
 APÊNDICE	118

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Conjunto Central Parque da Lapa: (a) – quatro pavimentos (1966); (b) – nove pavimentos (1972)	02
Figura 1.2 – Coliseu	04
Figura 1.3 – Muralha da China	04
Figura 1.4 – Paço Alfândega (Fachada)	05
Figura 1.5 – Paço Alfândega (Paredes internas em arco)	05
Figura 1.6 – Participação em porcentagem do PIB nacional dos subsetores do <i>construbusiness</i>	07
Figura.1.7 – Esboço da planta baixa em forma de “H”	10
Figura 2.1 – Elementos da alvenaria: (a) parede; (b) pilar	15
Figura 2.2 – Componentes da alvenaria	16
Figura 2.3 – Tijolos maciços: (a) com rebaixo de fabricação; (b) com face plena	16
Figura 2.4 – Blocos vazados: (a) furos na vertical (estrutural); (b) furos na horizontal (não estrutural)	17
Figura 2.5 – Unidades de diversos materiais: (a) concreto; (b) cerâmica; (c) sílico- calcário; (d) concreto celular autoclavado	17
Figura 2.6 – Planta esquemática com blocos de concreto da família 29 do módulo M-15 (dimensões em cm)	18
Figura 2.7 – Estado de tensões na alvenaria: (a) tensões no bloco; (b) tensões na junta	28
Figura 2.8 – Mecanismos de ruptura: (a) fissura na junta; (b) deslizamento; (c) fissura na unidade; (d) fissura diagonal; (e) esmagamento.	29
Figura 2.9 – Modelos para alvenaria estrutural: (a) elementos da alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; d) macromodelagem	31
Figura 2.10 – Gráfico resistência da parede <i>versus</i> resistência do bloco	34
Figura 2.11 – Gráfico fator de eficiência (f_k/f_b)	34
Figura 2.12 – Gráfico resistência da parede <i>versus</i> resistência da argamassa	35
Figura 2.13 – Tensões nas paredes: (a) internas - contraventamento; (b) externas	36
Figura 2.14 – Distribuição das cargas concentradas e parcialmente distribuídas	38
Figura 2.15 – Distribuição das cargas em paredes com abertura	39
Figura 2.16 – Detalhe de amarração direta e indireta entre paredes	39

Figura 2.17 – Distribuição das cargas nas paredes em “L” e planas	40
Figura 2.18 – Transmissão da ação de vento	42
Figura 2.19 – Compressão axial	47
Figura 2.20 – Compressão localizada na parede	47
Figura 2.21 – Flexão composta	48
Figura 2.22 – Cisalhamento	49
Figura 2.23 – Torre de Pisa – Itália	53
Figura 2.24 – Edifício Nuncio Malzoni: (a) Efeito solo; (b) Fachada inclinada	55
Figura 2.25 – Deslocamentos de uma fundação	55
Figura 2.26 – Definições de movimento de fundação: (a) recalque absoluto, recalque diferencial, rotação e deformação angular (b) inclinação, distorção angular e deflexão relativa	57
Figura 2.27 – Tipos de recalques em edificações e os danos associados	59
Figura 2.28 – Partes constituintes de uma edificação	62
Figura 2.29 – Hipóteses básicas de projeto estrutural e de fundações com o efeito da interação solo-estrutura	63
Figura 2.30 – Fundação em radier	64
Figura 2.31 – Sistemas: (a) fundação e superestrutura; (b) fundação e viga equivalente	65
Figura 3.1 – Locação esquemática dos blocos	68
Figura 3.2 – Desaprumo do bloco D – Inclinado à esquerda em relação ao bloco C que está à frente	69
Figura 3.3 – Rachadura no bloco E	69
Figura 3.4 – Formas do Teto Tipo e 1º Teto	70
Figura 3.5 – Formas da Coberta, Reservatório Superior e Corte	71
Figura 3.6 – Forma da Fundação	72
Figura 3.7 – Detalhe da discretização da parede não estrutural	74
Figura 3.8 – Representação gráfica das tensões horizontais no bloco E, destacando a perturbação devido às paredes internas	75
Figura 3.9 – Representação gráfica dos recalques impostos aos apoios da estrutura: (a) - recalques (m); (b) - locação dos apoios	76

Figura 4.1 – Diagrama de momento fletor para a barra 888 (nervura da cobertura)	84
Figura 4.2 – Diagrama de momento fletor para as nervuras	85
Figura 4.3 – Tensões verticais na face externa da fachada frontal	85
Figura 4.4 – Malha da caixa d'água	86
Figura 4.5 – Modelagem das cintas – discretização em elementos de casca :	
(a) discretização das cintas; (b) ampliação dos elementos triangulares e trapezoidais	87
Figura 5.1 – Leitura dos últimos recalques medidos	91
Figura 5.2 – Bloco A girado para esquerda – Bloco C ao fundo	94
Figura 5.3 – Afundamento do bloco C, inclinação da calçada na direção do bloco	94
Figura 5.4 – Bloco E – grandes rachaduras	94
Figura 5.5 – Desaprumo do bloco D	96
Figura 5.6 – Locação das Paredes	98
Figura 5.7 – BL-A – Tensões verticais (kN/m^2) (a) Par. 43 e Par. 44; (b) Par. 1b e Par. 1c; (c) Par. 34 e Par. 33; (d) trinca na Par. 34	99
Figura 5.8 – BL-B – Tensões verticais (kN/m^2) (a) Perspectiva – costas (b) Par. 34 e Par. 33.	100
Figura 5.9 – BL-C – Tensões verticais (kN/m^2) Par. 34 e Par. 33	101
Figura 5.10 – BL-D – Tensões verticais (kN/m^2) Par. 1a, Par. 1b, Par. 1c e Par. 1d (face externa)	102
Figura 5.11 – BL-D – Tensões verticais (kN/m^2) Par. 34 e Par. 33	103
Figura 5.12 – BL-D – Tensões verticais (KN/m^2) Par. 24 e Par. 23	104
Figura 5.13 – BL-D – Tensões verticais (KN/m^2) – Detalhe da Par 24	105
Figura 5.14 – BL-D – Variações de tensões (kN/m^2).	105
Figura 5.15 – BL-E – Tensões Verticais (kN/m^2) (a) Perspectiva; (b) rachaduras nas paredes Par. 8 e Par.24	106
Figura 5.16 – BL-10 – Variações dos deslocamentos na direção y (mm)	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dimensões padronizadas das unidades cerâmicas de vedação e estruturais	19
Tabela 2.2 – Dimensões padronizadas das unidades de concreto simples para alvenarias estruturais	19
Tabela 2.3 – Dimensões padronizadas das unidades de concreto simples para alvenarias de vedação	20
Tabela 2.4 – Resistência mínima à compressão para os tijolos cerâmicos	20
Tabela 2.5 – Resistência mínima à compressão dos blocos cerâmicos	20
Tabela 2.6 – Resistência mínima à compressão dos blocos estruturais de concreto	21
Tabela 2.7 – Resistência mínima à compressão dos blocos de vedação de concreto	21
Tabela 2.8 – Fator de eficiência para parede – bloco e para prisma – bloco	44
Tabela 2.9 – Módulo de deformação longitudinal e transversal	46
Tabela 2.10 – Tensões admissíveis para alvenaria não armadas (NBR 10837)	50
Tabela 2.11 – Valores limites recomendados para evitar fissuração	58
 Tabela 3.1 – Casos de carregamentos	 78
Tabela 3.2 – Combinações de carregamentos (blocos BL-A a BL-D)	79
Tabela 3.3 – Combinações de carregamentos (blocos BL-E) – percentuais de recalques	80
Tabela 3.4 – Combinações de carregamentos (blocos BL-E) – todos os recalques medidos	81
 Tabela 4.1 – Propriedades físicas dos concretos utilizados na análise	 89
Tabela 4.2 – Propriedades físicas da alvenaria utilizada na análise	90
Tabela 4.3 – Seções utilizadas para os elementos de casca (shell)	90
Tabela 4.4 – Seções utilizadas para os elementos de barra (frame)	90
 Tabela 5.1 – Distorções angulares e recalques diferenciais	 92
Tabela 5.2 – Variações das velocidades de recalques	92
Tabela 5.3 – Variações das velocidades de recalques	95
Tabela 5.4 – Projeção dos desaprumos nos planos xz e yz	96

LISTA DE ABREVIATURAS

ABECE – Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural

ACI – *American Concrete Institute*

COHAB – Companhia Nacional de Habitação

CREA – Conselho Regional de Engenharia Arquitetura e Agronomia

IBAPE/SP – Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia de São Paulo

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

ISE – Interação Solo-estrutura

ITEP – Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco

MEF – Método dos Elementos Finitos

PIB – Produto Interno Bruto

RMR – Região Metropolitana do Recife

CAPÍTULO – 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

1.1.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

O Brasil é um país que enfrenta sérios problemas de déficit habitacional que, associado às restrições de recursos financeiros, faz com que haja um aumento significativo da adoção de medidas econômicas na construção de moradias.

Com o objetivo de se reduzirem os custos na construção de conjuntos habitacionais, deve-se valorizar a utilização de materiais, mão-de-obra e técnicas locais de construção.

Um tipo de processo construtivo que vem crescendo nos últimos anos e que se adapta bem a este perfil, desde que corretamente utilizado, é a alvenaria estrutural, por minimizar o consumo e desperdício de materiais, pela rapidez de execução e, conseqüentemente, menor custo (ROMAN, 1996).

A utilização da alvenaria estrutural, para os edifícios residenciais, parte da idéia de transformar as paredes, que originalmente eram apenas elementos divisórios e de vedação, em elementos portantes, ou seja, na própria estrutura. Devido a isso, podem ser eliminados os pilares e vigas que dão suporte a uma estrutura convencional, desde que a alvenaria tenha sua resistência perfeitamente controlada (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Deve-se considerar que o projeto de alvenaria estrutural necessita de grandes avanços tecnológicos para se aproximar do desenvolvimento que se observa em relação às estruturas em concreto armado ou aço. Por isso, é de fundamental importância que haja uma concentração de esforços para executar um programa de pesquisas voltadas ao desenvolvimento de tecnologias aplicadas à realidade brasileira a fim de fornecer suporte às normas nacionais vigentes (HOLANDA, 2002).

No Brasil, em 1966, foram construídos em São Paulo os primeiros edifícios de andares múltiplos em alvenaria estrutural, com apenas quatro pavimentos e blocos de concreto de 19 cm de espessura, que fazem parte do conjunto habitacional “Central Parque Lapa” (Figura. 1.1a). Posteriormente, em 1972, nesse mesmo condomínio, foram construídos quatro blocos de doze pavimentos em alvenaria armada, tornando-se um marco da alvenaria estrutural (Figura. 1.1b). Nesse mesmo estado, em 1977, foi erguido o primeiro edifício em alvenaria estrutural não armada, com nove pavimentos e paredes resistentes de blocos sílico-calcários de 24 cm de espessura, o edifício Jardim Prudência.

Entretanto, apenas em 1989 foi editada a primeira norma nacional, a NB-1228, atualmente denominada NBR-10837, que trata do cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, sendo a alvenaria armada ou não (PALÁCIO, 2001 e BARRETO, 2002).



Figura 1.1 – Conjunto Central Parque da Lapa:

(a) – quatro pavimentos (1966); (b) – nove pavimentos (1972)

(Retirado do Manual da ABCI, 1990)

Apenas recentemente a alvenaria passou a ser tratada como um verdadeiro material de engenharia devido ao aumento significativo das pesquisas básicas e aplicadas ao longo dos últimos 50 anos. Até o início do século XX, eram utilizados métodos empíricos de projeto e construção (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Os materiais utilizados na composição da alvenaria possuem muitas variações regionais e por isso é importante que cada região conheça bem os seus. A pesquisa brasileira em alvenaria estrutural encontra-se em situação dúbia, pois, apesar de produzir conhecimento de ponta em nível mundial, pesquisas para caracterização dos materiais locais ainda são deficientes (MENDES, 1998).

O governo do Estado de Pernambuco, através de sua Secretaria de Habitação e Diretoria de Planejamento, promoveu em novembro de 1981, uma pesquisa intitulada “Processo de Alvenaria Estrutural Aplicada à Habitação Popular” (ARAÚJO, *et al*, 1981). O objetivo principal dessa pesquisa foi viabilizar a execução de moradias no padrão COHAB, reduzindo seus custos, por unidade habitacional, de terreno e infraestrutura, através do aumento da densidade devido à verticalização das construções utilizando o processo de alvenaria estrutural em substituição à estrutura convencional de concreto armado.

Verificou-se que esse sistema permitia uma redução de 28%, no custo, quando comparado ao sistema convencional de concreto armado.

A literatura atual indica uma redução em torno de 30% (DUARTE, 1999 e GOMES, 2001).

Como, em 1981, não existiam normas de alvenaria racionalizada de blocos de concreto, seja dos componentes ou de procedimento de projeto e execução, foi utilizada a norma americana da época a ACI-531-79 (ACI 531, 1979).

No presente, não se tem nenhuma obra expressiva, na Região Metropolitana do Recife, executada em alvenaria estrutural racionalizada. Há uma tendência da adoção desse sistema construtivo, tendo como motivação adicional a proibição de construção de edificações além de dois pavimentos em alvenaria resistente, através da Lei Municipal Nº 17184/2006.

1.1.2 ALVENARIA RESISTENTE OU PORTANTE

A alvenaria é um material de construção que tem sido utilizado há milhares de anos. Obras feitas com esse material desafiam o tempo e são verdadeiros monumentos de importância histórica, tais como: o Coliseu em Roma e a Muralha da China, entre outros. Figuras 1.2 e 1.3.



Figura 1.2 - Coliseu

<http://www.greatbuildings.com>¹



Figura 1.3 - Muralha da China

<http://www.greatbuildings.com>²

¹ Acessado em 07 de maio de 2006

² Acessado em 07 de maio de 2006.

O processo construtivo de alvenaria passou a ser utilizado no Brasil no início do século XVI, com a chegada dos portugueses (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Na cidade do Recife, existe um exemplo de alvenaria resistente: o edifício Paço Alfândega, construído em 1720. Atualmente sofreu intervenções estruturais para ser adaptado a um *Shopping Center*. Suas características originais foram mantidas no que diz respeito à fachada e paredes internas em arcos de alvenaria. Figuras 1.4 e 1.5.



Figura 1.4 - Paço Alfândega (Fachada)

<http://www.arcoweb.com.br/arquitetura/arquitetura486.asp>³



Figura 1.5 - Paço Alfândega (Paredes internas em arco)

<http://www.arcoweb.com.br/arquitetura/arquitetura486.asp>⁴

³ Acessado em 08 de maio de 2006.

⁴ Acessado em 08 de maio de 2006.

Houve um crescimento significativo desses tipos de construção no estado de Pernambuco e, em especial, na (RMR) Região Metropolitana do Recife. Estima-se que existam cerca de 6.000 (seis mil) edifícios com até quatro pavimentos, construídos em alvenaria resistente. Em muitos deles foram constatadas manifestações patológicas e alguns chegaram até ao colapso estrutural, deixando vítimas fatais.

Devido a esses acidentes, às manifestações patológicas identificadas e a todas discussões daí decorrentes, que foram desenvolvidas no meio técnico, e como decorrência de ações do Ministério Público de Pernambuco, encontra-se em vigor na cidade do Recife, a Lei Municipal Nº 17184/2006. O artigo 2º dessa lei estabelece o seguinte: *“As construções em alvenaria resistente ou portante só serão permitidas para edificações de um (1) pavimento, exceto os casos de edificações de uso habitacional unifamiliar que poderá conter até dois (2) pavimentos”*.

Na cidade de Olinda – PE o disciplinamento desse tipo de construção faz parte do Código de Obras do município.

1.1.3 ORIGEM E EVOLUÇÃO DAS TÉCNICAS CONSTRUTIVAS E DE PROJETO

A história das civilizações mostra vários exemplos da capacidade humana de projetar modificando conscientemente a natureza de modo a atender às suas necessidades de abrigo, locomoção, diversão, produção e outros.

A construção é uma das atividades humanas mais antigas e importantes para o progresso das civilizações. Sem dúvida, qualquer construção humana envolve algum tipo de pensamento abstrato e planejado sobre suas características e seu modo de construção (FABRÍCIO e MELHADO, 2002). De fato, o ato de projetar é natural e faz parte da inteligência humana (CROSS, 1999).

Atualmente, a construção civil é um dos setores mais importantes para a economia nacional, sendo responsável por 15,6% do PIB (Produto Interno Bruto) do país. Figura 1.6.



Figura 1.6 – Participação em porcentagem do PIB nacional dos subsetores do *construbusiness*.

“FONTE: Elaborado pela Trevisan Consultores a partir do IBGE, Diretoria de Pesquisas, Departamento de Contas Nacionais. Modelo proposto no CONSTRUBUSINESS (1999), onde os valores do PIB foram atualizados com os dados do CONSTRUBUSINESS (2001). Apud ABIKO et al (2003).”

Devido à crescente complexidade dos edifícios e à evolução das técnicas e dos materiais de construção, os problemas de projeto se ampliam e exigem soluções especializadas. Isso tem mobilizado diferentes profissionais e fragmentado o processo de criação entre todos os projetistas envolvidos.

Dessa forma, percebe-se que o projeto dos edifícios modernos é um processo plural, em que diversos projetistas de diferentes conhecimentos e interesses se reúnem para atingir um mesmo objetivo, cumprindo uma série de determinações normativas e de capacidade de produção (FABRÍCIO et al, 2002).

A velocidade das transformações tecnológicas, sociais e econômicas faz com que seja rompida a idéia de produção em massa (taylorista-fordista). Assim, passou-se a ter uma gestão das escalas de produção, ou seja, as etapas de produção que eram pensadas isoladamente sem integração e portanto, sujeitas a falhas, passam a ser concebidas de forma integrada e cooperativa.

A partir daí, nasce uma nova filosofia, a Engenharia Simultânea (ES), em que se valoriza a integração entre os agentes produtores (autores dos projetos e executores), diminuindo a possibilidade de erros, perdas da eficiência e defeitos. Devido a isso, o desenvolvimento do produto (edifício voltado para as necessidades do cliente) está integrado ao processo de projeto e produção (FABRÍCIO, 2002 e MEDEIROS, 2006).

Assim, destaca-se aqui a necessidade de haver uma prévia interação entre os projetistas de fundações e de estruturas, pois, devido ao desenvolvimento das técnicas construtivas e ao aperfeiçoamento das pesquisas dos materiais de construção – tais como grauteamento das paredes, alvenaria armada, concreto de alto desempenho (CAD), os blocos de concreto e os blocos cerâmicos de resistência elevada – estão sendo construídos edifícios cada vez mais esbeltos, com pouca inércia (rigidez), sensíveis às ações do vento, vibrações e recalques. Ou seja, deve-se projetar levando em consideração os efeitos de segunda ordem, a análise modal (modos de vibração) e a interação solo-estrutura, com o objetivo de se obter resultados mais reais possíveis. Este tipo de análise completa só é viável com o auxílio do computador, através da discretização completa da estrutura por elementos finitos.

No caso específico de edificações em alvenaria estrutural, é muito importante a influência da estrutura de fundação sobre as quais essas edificações se apóiam, pois, sendo a alvenaria um processo construtivo cujo princípio básico é o não aparecimento de tensões de tração, ou pelo menos a manutenção delas em nível baixo, em seus componentes, o surgimento de recalques diferenciais produzirá estas tensões. Daí a importância de se fazer um estudo da influência dos recalques.

A prática brasileira do controle de recalques em estruturas só é feita, geralmente, quando são constatados problemas na edificação ou quando da realização de escavações próximas (DANZIGER *et al*, 1995).

A bibliografia atual mostra uma tendência a um monitoramento de recalques em edifícios, para se ter o controle da edificação (GUSMÃO, 1990; ANDRADE *et al*, 2000, GONÇALVES, 2004, LIMA e GUSMÃO, 2004 e LUCENA *et al*, 2005). Na cidade do Recife, já existe a prática de monitoramento de recalques.

1.1.4 SEGURANÇA DAS OBRAS CIVIS

Em outubro de 2004, ocorreu o desabamento do edifício Areia Branca, situado na cidade de Jaboatão dos Guararapes, cuja estrutura era constituída de concreto armado, deixando vítimas fatais.

Devido à forma como se deu o acidente, com a ruptura dos pilares no nível das fundações, além de patologias identificadas, houve um aumento significativo de

solicitações de vistorias feitas diretamente por profissionais atuantes no mercado, ou por instituições, tais como ITEP, CREA, entre outros.

Com o objetivo de se ter um controle mínimo sobre essas vistorias fornecidas à população e preservar as edificações, a ABECE - Recife coordenou uma equipe local de profissionais de engenharia de estruturas, entre projetistas e engenheiros de execução, que se reuniram para elaborar um documento intitulado “*Check List para Vistoria de Edificações em Concreto Armado*” (ABECE, 2005).

Em nível nacional, as entidades ABECE, IBAPE/SP e IBRACON promoveram em dezembro de 2004 o debate técnico “*Lições do Areia Branca - Acidente Responsabilidades e Segurança das Obras*” que resultou num documento denominado Manifesto Público (IBRACON, 2004).

1.2 JUSTIFICATIVA

Houve, na Região Metropolitana do Recife, cerca de dez edifícios em alvenaria resistente que colapsaram. Esse foi o caso do Edifício Aquarela em Jaboatão dos Guararapes (OLIVEIRA, 1997). Em dezenas de outros, foram constatadas graves manifestações patológicas e, em alguns deles, houve vítimas fatais, como no edifício Éricka e Bloco B do Conjunto Enseada de Serrambi, em Olinda-PE (OLIVEIRA *et al*, 2000).

Todas essas edificações possuíam características comuns: eram formadas por um tipo de estrutura denominada edifício “caixão”. Nesses tipos de edifícios, as paredes são os elementos resistentes e são construídas com blocos destinados à vedação, usados, no entanto, com finalidade estrutural. Possuem, em geral, quatro pavimentos.

Neste trabalho, os edifícios estudados também são do tipo “caixão” com planta baixa convencional em forma de “H”, representada na Figura 1.7. Essa planta é constituída por duas lâminas interligadas pela caixa de escada. Por terem sofrido a ação de grandes recalques, teve-se a idéia de modelar tridimensionalmente, pelo método dos elementos finitos, a estrutura completa do prédio sem levar em conta sua simetria. Pretendia-se monitorar as tensões e deslocamentos nas paredes devido à ação de cargas permanentes e recalques. Não se consideraram análises referentes às ações de sobrecarga, uma vez que as leituras dos recalques foram feitas apenas para as ações permanentes.

Como existem várias estruturas desse tipo, construídas em todo o País, e pelo fato de a malha ter sido gerada através da estrutura modelada tridimensionalmente com a utilização de programa comercial, esse exemplo poderá ser facilmente adaptado às edificações que possuam plantas semelhantes à descrita anteriormente.

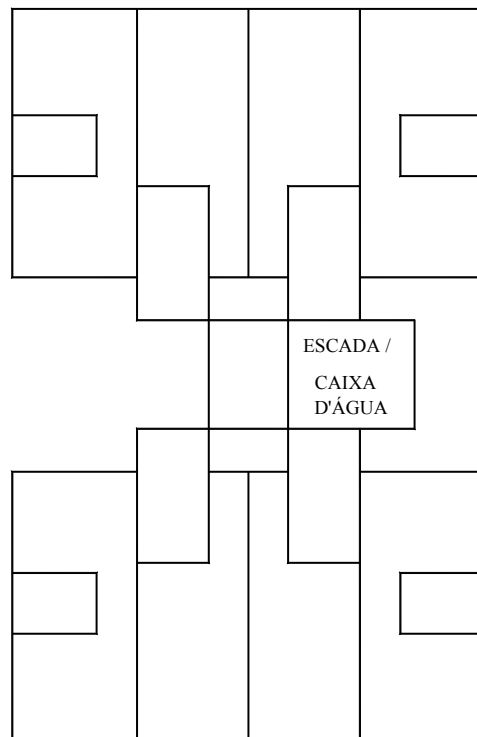


Figura.1.7 - Esboço da planta baixa em forma de “H”

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GERAL

Contribuir para o conhecimento do comportamento estrutural de edificações em alvenaria resistente.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Analisar o comportamento estrutural de edificações tipo “caixão”, quando submetidas à ação de recalques diferenciais, monitorando o acréscimo de tensões e deslocamentos nas paredes provocados por essas ações.

Comparar os resultados das tensões e deslocamentos obtidos computacionalmente, com os danos verificados em campo, tais como fissuras existentes e desaprumos dos prédios.

1.4 DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, abordando os seguintes assuntos: alvenaria, recalques de apoio e fundações, temas que compõem o estudo em questão.

No capítulo 3 é feita a descrição da obra e seus carregamentos.

No capítulo 4 está descrita a modelagem numérica efetuada com suas características físicas e geométricas.

No capítulo 5 são efetuadas as análises e discussões dos resultados.

Finalmente, no capítulo 6, estão apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO – 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ALVENARIA

2.1.1 BREVE HISTÓRICO

A alvenaria resistente é um processo construtivo que vem sendo utilizado há milhares de anos até mesmo pelo homem primitivo, pois este já fazia sua moradia utilizando a superposição de pedras de forma intuitiva. As unidades de alvenaria eram tijolos de barro secos ao sol ou de pedra.

As construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente, por isso encontram-se construções antigas com paredes que variam entre 30 cm a 130 cm (OLIVEIRA, 2001).

Apesar de a alvenaria ser utilizada desde a antiguidade, apenas a partir do século XX é que começou a ser estudada com base em princípios analíticos e experimentais que deram suporte para o desenvolvimento de várias teorias capazes de fundamentar o projeto e a análise de estruturas em alvenaria.

Devido ao surgimento do concreto armado e do aço no início do século XX, que possibilitaram a construção de estruturas esbeltas e de grande altura, a alvenaria passou a ser utilizada apenas em edificações de pequeno porte ou como elemento de vedação. Por ter ficado em segundo plano nesse período, a alvenaria teve suas pesquisas estagnadas. No entanto, a partir da década de 1950, as pesquisas foram retomadas e a alvenaria começou a reconquistar seu espaço como processo construtivo (PALÁCIO, 2001).

Nesse período, as obras em alvenaria voltaram a ser erguidas fundamentadas em estudos realizados em vários países que permitiram a criação de várias normas e a adoção de critérios de cálculo baseado em métodos racionais, surgindo assim, o que chamamos hoje de alvenaria estrutural (CAMACHO, 1995).

No Brasil, na década de 1960, a alvenaria estrutural passou a ser utilizada em programas públicos de moradias, como alternativa para construção de conjuntos habitacionais populares. Esse processo construtivo foi utilizado principalmente em edifícios de poucos pavimentos e com pouca flexibilidade de concepção arquitetônica,

gerando um preconceito de que a alvenaria estrutural seria uma solução apenas para obras populares. Além desses fatores, a falta de controle durante a execução e má qualidade dos materiais geraram edifícios com muitas manifestações patológicas, conduzindo a uma imagem negativa desse processo construtivo.

No final da década de 1980, foi editada a norma nacional NB-1228, a atual NBR 10837 (ABNT, 1989), que trata do cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto.

Diferente da norma de estruturas de concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2003), que está fundamentada no método dos Estados Limites, a norma de alvenaria ainda utiliza o conceito de tensões admissíveis como critério de segurança. Nesse método, apenas um coeficiente de segurança global é aplicado às tensões atuantes na parede e este coeficiente considera todos os fatores que geram incertezas – como os materiais, ações e mão-de-obra – como sendo um único número (GOMES, 2001).

Para que possam ser projetadas estruturas mais econômicas, porém seguras, é necessário estabelecer vários parâmetros de qualidade da mão-de-obra e dos materiais locais com o objetivo de se estabelecerem coeficientes de segurança mais adequados para as construções no Brasil. Assim, serão fornecidos subsídios para as normas vigentes de projeto e execução de obras em alvenaria e esse processo construtivo se tornará mais competitivo, já que o desenvolvimento das normas de alvenaria não acompanha o ritmo das normas de materiais como concreto e aço.

Apesar de as pesquisas terem evoluído bastante, os métodos de cálculos ainda são empíricos e muitos estudos precisam ser feitos para entender-se o complexo comportamento estrutural da alvenaria e dos diferentes materiais que a compõem.

O aumento significativo das pesquisas científicas que estudam não só o conjunto da alvenaria estrutural bem como cada componente que forma seus elementos – blocos, ou unidades, argamassa de assentamento ou revestimento, graute e armadura se houver – vem tornando esse processo construtivo uma técnica segura e econômica, principalmente em regiões onde as ações sísmicas não são predominantes no projeto.

Nos EUA, as normas obrigam a utilização de alvenaria armada mesmo em edifícios baixos, devido à existência de sismos naquele país (ACCETTI, 1998).

2.1.2 CONCEITO ESTRUTURAL BÁSICO

O principal conceito estrutural, quando se fala em alvenaria resistente como processo construtivo para montagem de uma estrutura, é a transmissão dos esforços através de tensões de compressão.

Esse sistema construtivo era formado inicialmente pelo simples empilhamento das unidades (tijolos de barro, blocos ou pedras) de forma a compor os painéis de alvenaria. Para vencer os vãos, que eram limitados, utilizavam-se vigas de madeira ou pedra.

Atualmente, como existem técnicas especiais de reforço, tais como a utilização de graute e armadura, pode-se admitir a presença de tensões de tração desde que sejam localizadas em determinadas peças e que não sejam elevadas. Caso contrário, a estrutura pode se tornar tecnicamente exequível, porém economicamente inviável (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

2.1.3 CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA SOB O PONTO DE VISTA ESTRUTURAL

A alvenaria resistente bem como a alvenaria estrutural são construídas para receber ações outras além de seu peso próprio. A alvenaria resistente, contudo, é projetada e construída empiricamente, diferentemente da alvenaria estrutural, que é um sistema construtivo racionalizado cujo dimensionamento é feito segundo métodos de cálculo racionais e normativos.

As alvenarias estruturais, quanto à técnica construtiva, são classificadas em:

a) alvenaria estrutural não armada

Aquela executada com blocos assentados com argamassa podendo conter armaduras com finalidade construtiva ou de amarração.

b) alvenaria estrutural armada

Aquela executada com blocos assentados com argamassa, e que contém armaduras envolvidas por graute, em algumas cavidades predefinidas, com o objetivo de absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração.

c) alvenaria estrutural parcialmente armada

Aquela em que algumas paredes são executadas com as recomendações de alvenaria armada e as demais de alvenaria não armada.

d) alvenaria estrutural protendida

Aquela em que são adicionadas armaduras ativas para reduzir ou eliminar os esforços de tração. Pouco utilizada no Brasil não sendo ainda normalizada no País.

Na Região metropolitana do Recife, existem algumas cobertas em casca protendidas de alvenaria, empregando blocos cerâmicos (BARRETO, 2002).

Segundo PARSEKIAN (2002), a utilização de alvenaria protendida é justificável quando se têm paredes submetidas a esforços laterais – tais como muros de arrimo, reservatórios de água, silos, paredes sujeitas a impactos acidentais, painéis pré-fabricados, galpões e coberturas – em que a alvenaria estrutural armada chega a custos mais elevados ou até mesmo é tecnicamente inviável.

2.1.4 COMPONENTES DA ALVENARIA

As alvenarias são compostas de elementos definidos como: parede, pilares, cintas de amarração, vergas, contravergas, etc. Por sua vez, cada elemento é formado pelos componentes que são os blocos ou unidades, argamassa, graute e armadura. Cada componente possui características diferentes com funções e solicitações distintas.

As Figuras 2.1 e 2.2 mostram respectivamente os elementos e os componentes da alvenaria.

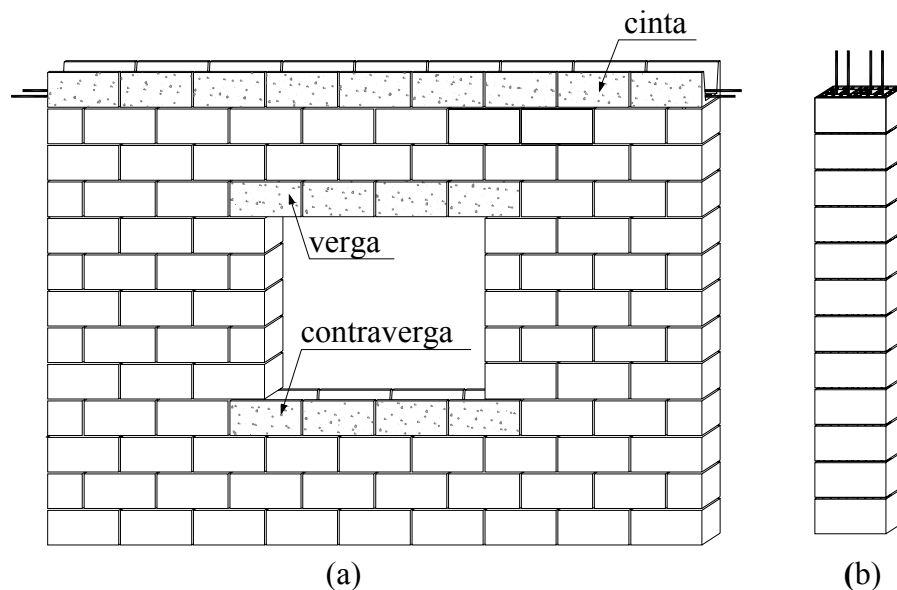


Figura 2.1 – Elementos da alvenaria: (a) parede; (b) pilar

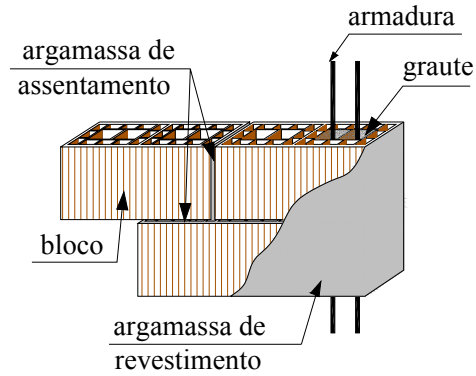


Figura 2.2 – Componentes da alvenaria

2.1.4.1 Unidades

As unidades são os componentes básicos das paredes. Sua função principal é resistir aos esforços de compressão. Promovem também o isolamento acústico e térmico dos ambientes.

Quanto à forma podem ser:

- ✓ **maciços** (tijolos) → são consideradas maciças aquelas unidades que possuem um índice de vazios de no máximo 25% da área total;
- ✓ **vazados** (blocos) → são consideradas vazadas aquelas unidades que possuem um índice de vazios maior que 25% da área total.

Nas Figuras 2.3 e 2.4 estão representados os tijolos e blocos respectivamente.



(a)



(b)

Figura 2.3 - Tijolos maciços: (a) com rebaixo de fabricação; (b) com face plena

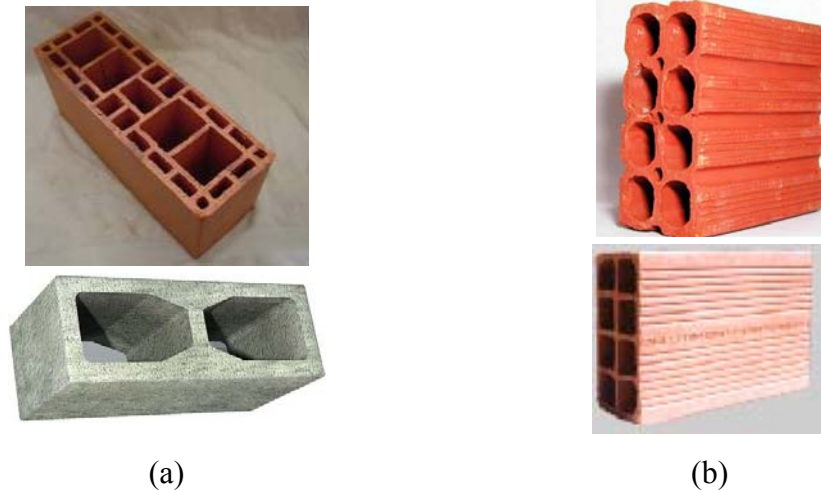


Figura 2.4 - Blocos vazados: (a) furos na vertical (estrutural);
(b) furos na horizontal (não estrutural)

Quanto ao material componente:

- ✓ **unidades de concreto** → mistura de cimento *Portland*, agregados (areia, pedra, argila expandida, etc.) e água;
- ✓ **unidades cerâmicas** → fabricada com argila, conformada por extrusão ou prensagem. Possui superfície mais lisa que a unidade de concreto, garantindo melhor aspecto estético, podendo diminuir o revestimento;
- ✓ **unidades sílico-calcárias** → mistura de cal e agregados finos de natureza predominantemente quartzosa e água. Elevada resistência à compressão;
- ✓ **unidades de concreto celular autoclavado** → mistura de materiais calcários (cimento, cal ou ambos), materiais silicosos e água. É curado em vapor à alta pressão e temperatura. Bom isolante térmico e acústico e boa resistência ao fogo. Possui baixo peso, facilitando o manuseio e reduzindo as cargas na fundação.

Na Figura 2.5 estão representadas unidades de diferentes materiais.

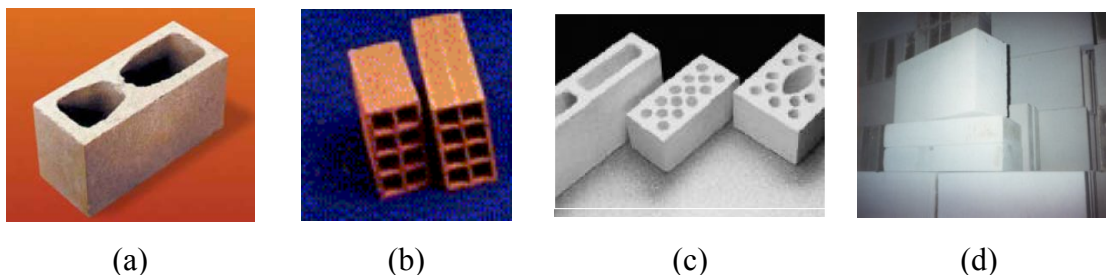


Figura 2.5 – Unidades de diversos materiais: (a) concreto; (b) cerâmica;
(c) sílico-calcário; (d) concreto celular autoclavado

Quanto à função estrutural:

- ✓ **unidades de vedação** → têm a função de suportar o peso próprio e pequenas cargas de ocupação. No caso dos blocos cerâmicos assentados com furos na horizontal, eles apresentam uma forma de ruptura brusca e normalmente possuem baixa resistência à compressão.
- ✓ **unidades estruturais** → têm a função de suportar as cargas verticais além de seu peso próprio e pequenas cargas de ocupação. São assentados com furos na vertical, facilitando as passagens de tubulações.

Quanto às dimensões:

As unidades são agrupadas por módulos em função de sua largura. Cada módulo possui sua família que é função do comprimento. A escolha da família a ser usada depende da modulação que se deseja obter na obra, ou seja, o projeto arquitetônico passa a ter suas dimensões em planta e elevação como múltiplos dessas modulações. Os módulos são definidos como sendo as dimensões padronizadas acrescidas da junta de 1cm. Existem, com menos frequência, blocos para juntas de 0,5 cm, que são os de 11,5cm, 14,5cm, 29,5cm e 44,5 cm. Os módulos mais usuais são os de 10cm 15cm e 20cm para as respectivas larguras de 9cm, 14cm e 19cm.

A Figura 2.6 representa a família 29cm do módulo M-15, em planta.

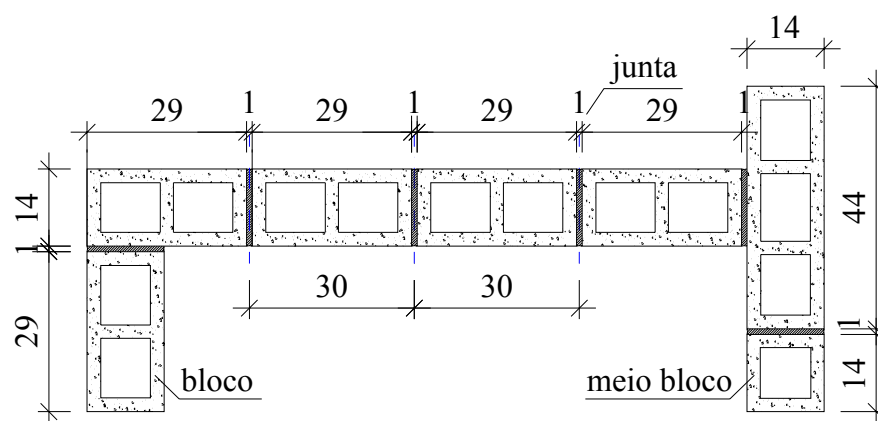


Figura 2.6 – Planta esquemática com blocos de concreto da família 29 do módulo M-15 (dimensões em cm)

As Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 apresentam, respectivamente, as dimensões padronizadas pelas normas para as unidades cerâmicas, unidades de concreto para alvenarias estruturais e unidades de concreto para alvenarias de vedação.

Tabela 2.1 – Dimensões padronizadas das unidades cerâmicas de vedação e estruturais

Unidades cerâmicas	Norma	Dimensões padronizadas (mm)				
		Largura	Altura		Comprimento	
Tijolos maciços	NBR 7170/83	90	57	90	190	
Blocos de vedação	NBR 15270-1/05	90	90		190	
			140		190	240
			190		190	240
		115	115		240	
			140		240	
			190		190	240
		140	190		190	240
			190		190	240
			240		240	290
			240		240	290
Blocos estruturais	NBR 15270-2/05	115	115		240	
		115	190		240	290
		140	190		29	39
		190	190		29	39

Segundo a NBR 15270-1 (ABNT, 2005), serão admitidos excepcionalmente blocos com largura de 6,5 cm e altura de 19 cm, somente em funções secundárias (como em “*shafts*” ou pequenos enchimentos).

Tabela 2.2 – Dimensões padronizadas das unidades de concreto simples para alvenarias estruturais

Norma	Modulação das unidades	Dimensões padronizadas (mm)			
		Largura	Altura	Comprimento	
NBR 6136/94	M-20	190	190	190	390
	M-15	140	190	190	390

Tabela 2.3 – Dimensões padronizadas das unidades de concreto simples para alvenarias de vedação

Norma	Modulação das unidades	Dimensões padronizadas (mm)					
		Largura	Altura	Comprimento			
NBR 7173/82	M-20	190	190	90	190	290	390
		190	90	190			
	M-15	140	190	190	290	340	390
	M-10	90	190	90	140	190	290
		90	90	190			

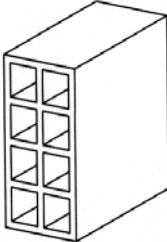
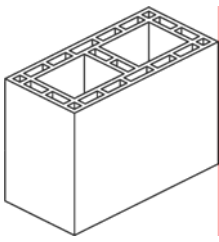
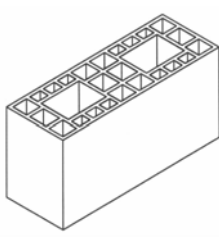
Quanto à resistência à compressão:

A resistência à compressão das unidades (tijolos e blocos) é o fator mais influente na resistência à compressão das paredes. As Tabelas 2.4 e 2.5 mostram os valores das resistências normativas para os tijolos e blocos cerâmicos, respectivamente.

Tabela 2.4 – Resistência mínima à compressão para os tijolos cerâmicos

Norma	Categoria	Resistência à compressão (MPa)
NBR 7170/83	A	1,5
	B	2,5
	C	4,0

Tabela 2.5 – Resistência mínima à compressão dos blocos cerâmicos

Norma	NBR 15270-1/05 vedação		NBR 15270-2/05 estruturais
Posição dos furos	Horizontais	Verticais	Verticais
Representação gráfica			
Resistência à compressão (MPa)	$\geq 1,5$	$\geq 3,0$	$\geq 3,0$

Para os blocos cerâmicos, estruturais ou de vedação, o índice de absorção de água não deve ser inferior a 8% nem superior a 22%.

A Norma NBR 6136 (ABNT, 1994) classifica os blocos vazados de concreto com função estrutural quanto ao seu uso em:

- ✓ **classe A** → para uso geral, como em paredes externas acima ou abaixo do nível do solo e sem revestimento;
- ✓ **classe B** → limitado ao uso de paredes acima do nível do solo, externas com revestimento ou em paredes internas.

Nas Tabelas 2.6 e 2.7 estão representados os valores normativos da resistência à compressão dos blocos de concreto estruturais e de vedação, respectivamente.

Tabela 2.6 – Resistência mínima à compressão dos blocos estruturais de concreto

Norma	Classe	Resistência à compressão (MPa)
NBR 6136/94	A	$\geq 6,0$
	B	$\geq 4,5$

A absorção de água, em qualquer uma das classes, não deve ultrapassar a 10%.

Tabela 2.7 – Resistência mínima à compressão dos blocos de vedação de concreto

Norma	Resistência à compressão (MPa)
NBR 7173/82	(*) média $\geq 2,5$
	Individual $\geq 2,0$

A absorção de água não deve ultrapassar o valor médio de 10% ou individual de 15%.

(*) Segundo a NBR 7173 (ABNT, 1982), este valor é a média da resistência à compressão de uma amostra representativa dos blocos fornecidos. A quantidade dessa amostra é obtida da seguinte forma:

- ✓ até 10 000 blocos, a amostra representativa mínima é de dez unidades;

$$qb \leq 10\,000 \Rightarrow 10 \text{ unidades}$$

- ✓ mais do que 10000 blocos, acrescenta-se às dez unidades iniciais a parte inteira do quociente da divisão entre o total de blocos por 10000.

$$qb > 10000 \Rightarrow 10 + \frac{qb}{10000}$$

onde:

- $qb \rightarrow$ é a quantidade dos blocos fornecidos.

2.1.4.2 Argamassa

A argamassa é um ligante formado basicamente de aglomerante, agregado miúdo e água.

Quanto ao material utilizado na mistura, podem ser:

- ✓ **mistas (cimento e cal)** $\rightarrow$ quando o aglomerante é constituído de cimento e cal com apropriadas proporções em volume com a areia. Possuem melhor trabalhabilidade e durabilidade, pois a cal tem a propriedade de reter água, evitando que o bloco a absorva e reduzindo a retração por secagem;
- ✓ **mistas (cimento e saibro)** $\rightarrow$ quando o aglomerante é constituído de cimento e saibro (solo arenoso contendo uma pequena fração de argila). Normalmente a proporção dos materiais é feita sem fundamento científico pela experiência prática dos operários (GOMES, 2002). Apesar de ser um tipo de argamassa bastante utilizada em nosso País, devido à grande disponibilidade e baixo custo do material, são poucas as pesquisas que estudam o assunto. Seu uso é baseado principalmente em experiências de pedreiros, mestres e engenheiros, resultando, na maioria dos casos, em argamassa de baixa qualidade, com grande incidência de manifestações patológicas (MATTOS, *et al*, 2002);
- ✓ **de cimento** $\rightarrow$ quando o aglomerante é apenas o cimento. Adquire elevadas resistências iniciais; produzem revestimentos rígidos que podem fissurar ao longo do tempo, perdendo aderência;

- ✓ **de cal** → quando o aglomerante é apenas a cal. Desenvolve resistência lentamente e os valores máximos são pequenos. Possui boa plasticidade. Seu endurecimento se dá por perda d'água para os blocos e por evaporação.

Quanto à utilização:

- ✓ **argamassa de assentamento** → suas principais funções são:
 - solidarizar as unidades da alvenaria;
 - resistir aos esforços mecânicos;
 - distribuir uniformemente as cargas atuantes na parede;
 - absorver pequenas deformações;
 - vedar as juntas (horizontais e verticais), evitando a ação de intempéries.

A resistência à compressão das argamassas de assentamento não é tão importante quanto a das unidades. Essa resistência ainda é limitada pelo traço que não deve ser muito rico em cimento, pois pode causar problemas de trabalhabilidade, retração excessiva e fissuração.

As retrações excessivas podem causar fissuras de separação entre a interface junta/unidade, criando um caminho preferencial para a penetração de umidade (PRUDÊNCIO JR *et al*, 2002).

As argamassas mistas (cimento, cal e areia) são as mais utilizadas para o assentamento das unidades. Podem ser consideradas ideais por proporcionarem as qualidades complementares dos dois materiais aglomerantes. Um dos traços mais utilizados pelos pesquisadores é o 1: 1: 6 (traço em volume dos materiais: cimento, cal e areia). Pesquisadores como CAMACHO (1995); MENDES (1998); MOTA (2006) e ARAÚJO NETO (2006) utilizaram este traço nos seus ensaios.

Na Região Metropolitana do Recife, as argamassas de assentamento mais empregadas nas alvenarias resistentes têm proporções: 1:6 ou 1:8 (cimento e areia), 1:1:6 (cimento, cal e areia) e 1:3:5 (cimento, saibro e areia) em volume.

A aderência da argamassa de assentamento é fundamental para que as juntas possam resistir aos esforços de tração perpendiculares ao seu plano e aos esforços de cisalhamento devido às forças tangenciais ao seu plano, além de suportar acomodações internas de origem térmica. Essa aderência garantirá que a parede possa responder a solicitações ocasionadas por esforços horizontais.

- ✓ **argamassa de revestimento** → suas principais funções são:
 - atuar como revestimento;
 - servir de base para aplicação de revestimentos como cerâmica, pastilhas, massa corrida;
 - proteger as paredes das ações de intempéries impactos e abrasão.

A aderência da argamassa de revestimento é fator determinante para que aconteça alguma influência do revestimento na resistência à compressão das paredes.

Segundo OLIVEIRA (2001), as paredes ou partes delas submetidas a esforços de cisalhamento podem ter a sua capacidade resistente significativamente aumentada por revestimentos, desde que os materiais e o processo de aplicação garantam um mínimo de qualidade de aderência. No caso da compressão, também ocorre um aumento da capacidade resistente, podendo se tornar ineficiente se houver concentrações de tensões ou má distribuição dos esforços.

Como já mencionado no primeiro capítulo, na região metropolitana do Recife, existem vários edifícios do tipo “caixão”, onde se utilizam blocos de vedação para suportar cargas além de seu peso próprio, ou seja, com função estrutural. Esses edifícios foram construídos empiricamente e alguns deles não estão compatíveis com valores normativos de esbeltez ou tensão admissível. Curiosamente, muitos não apresentam problema algum, sob o ponto de vista estrutural, o que pode ser atribuído ao comportamento resistente de componentes da alvenaria que é desprezado na fase de projeto.

Com o objetivo de se ter maior conhecimento da contribuição do revestimento como elemento parcialmente responsável pela resistência à compressão desses tipos de construções (edifícios tipo “caixão”), foram realizadas recentemente, na cidade do Recife, três pesquisas que analisaram a contribuição da argamassa de revestimento na resistência à compressão dos prismas. Nas pesquisas foram variados os materiais dos blocos e das argamassas, bem como a espessura do revestimento dos prismas (MOTA, 2006; ARAUJO NETO, 2006 e OLIVEIRA e AZEVEDO, 2006).

As análises mostraram que o revestimento contribuiu na resistência à compressão do prisma, seja como parte ativa na sustentação ou no aumento da espessura efetiva do conjunto alvenaria-revestimento, através da solidarização eficaz desse conjunto que é função da espessura do revestimento, da aderência da argamassa, e da

qualidade da mão-de-obra empregada. Então, o revestimento poderá eventualmente ser utilizado para verificação da estabilidade das obras em alvenaria resistente, mas não como critério de projeto. A integridade do revestimento depende de muitos fatores de difíceis controles e tem diversos modos de falhas que estão relacionados aos materiais, sequência de execução, intervalo de tempo das etapas de execução, qualidade da mão de obra e assim por diante.

OLIVEIRA e AZEVEDO (2006) utilizaram em sua pesquisa argamassa contendo saibro e blocos cerâmicos de vedação, que são os materiais empregados em grande número de edifícios tipo “caixão”.

Os resultados das pesquisas mostraram que houve um aumento significativo das resistências à compressão dos prismas revestidos quando comparados com a dos prismas sem revestimento. Esses resultados podem explicar a estabilidade desses tipos de prédios, construídos com blocos de vedação exercendo funções estruturais. Há que se considerar que o incremento de resistência em termos percentuais depende da resistência do bloco.

Não preenchimento de juntas verticais:

Tem sido prática comum de algumas construtoras o não preenchimento de juntas verticais em paredes internas de vedação, para redução dos custos de material e mão-de-obra.

O não preenchimento das juntas verticais quebra a solidarização das paredes internas de vedação, comprometendo a distribuição das tensões sobre elas e impedindo que se considere sua contribuição como enrijecedor das paredes externas. Esse fato é relevante principalmente em obras em que o efeito do vento é significativo.

SANTOS (2001) mostrou, através dos resultados de ensaios realizados em sua pesquisa que o não preenchimento de juntas verticais em paredes estruturais aumenta os deslocamentos horizontais no topo da estrutura para um mesmo nível de pré-compressão, reduz a resistência à compressão, o módulo de elasticidade, bem como promove uma redução na resistência à tração.

2.1.4.3 Graute

O graute é um micro concreto bastante fluido. Seus materiais componentes são cimento, cal, areia, brita e água. A dimensão do agregado graúdo é tal que 100% passa na peneira 12,5 mm, e a relação água/cimento deve estar compreendida entre 0,8 e 1,1, dependendo do módulo de finura da areia (ABCP, 2002).

Para se obter uma elevada trabalhabilidade, o *slump* deve mostrar abatimento entre 10 e 14 cm quando for usado vibrador mecânico, e abatimento entre 17 a 20 cm para adensamento por apiloamento (ABCI, 1990).

O graute é utilizado para preencher os furos dos blocos, aumentando a área de sua seção transversal, quando a resistência à compressão da alvenaria é ultrapassada, ou quando é necessária armadura de tração, garantindo aderência entre a armadura e alvenaria.

A armadura deve ser completamente envolvida pelo graute e o conjunto aderido ao bloco para que trabalhe monoliticamente semelhante ao concreto armado (CORREA e RAMALHO, 2003).

✓ **Principais propriedades no estado fresco:**

- consistência → deve apresentar *coesão* suficiente para não segregar os constituintes e *fluidéz* suficiente para preencher os furos dos blocos.
- retração → deve ser tal que não permita a separação entre o graute e as paredes internas dos blocos. Esse fenômeno pode ser evitado aumentando o teor de cal e/ou agregado graúdo.

✓ **Principais propriedades no estado endurecido:**

- resistência à compressão → a resistência à compressão do graute, combinada com as propriedades mecânicas dos blocos e da argamassa definirão as características à compressão da alvenaria.

As argamassas de grauteamento utilizadas nas alvenarias não devem ser confundidas com os grautes comerciais normais que são materiais específicos para outros fins em que se requerem características específicas, como fluidez e resistência à compressão muito acima do requerido para a alvenaria (SANCHEZ FILHO, *et al.* 2002).

2.1.4.4 Armadura

As armaduras são geralmente utilizadas em situações específicas na alvenaria estrutural, quando se desenvolvem tensões de tração (vergas, contravergas, etc), ou, em menos intensidade, para aumentar a capacidade de carga da parede. É também utilizada na reabilitação de paredes como armação de reforço em revestimentos resistentes.

Esse reforço no revestimento é conhecido tecnicamente como argamassa armada e tem dado bons resultados, tais como aumento de resistência, ductilidade e durabilidade das estruturas reabilitadas. As armaduras utilizadas nesse tipo de reforço possuem pequenas seções e cobrimentos mínimos, sendo necessário um cuidado especial para proteção contra a corrosão.

Segundo OLIVEIRA (2001), o uso do revestimento de telas soldadas torna a parede mais rígida não só pela diminuição da esbeltez e pelo acréscimo de área (placas do revestimento), mas também porque inibe a fissuração na face maior da parede melhorando sua rigidez. Porém, como a parte mais frágil da parede se encontra nos septos dos blocos, o rompimento ocorre mesmo que o revestimento não tenha chegado ao seu limite de resistência.

Portanto, existe um limite de acréscimo de resistência do revestimento que pode contribuir no conjunto da alvenaria, ou seja, quando esse limite é atingido, mesmo que sejam utilizadas taxas de armadura maiores, provavelmente não conduzirá a melhores resultados.

2.1.4.5 Interface

Alguns autores definem a interface como componente da alvenaria pela grande importância que lhe é proposta na aderência entre o substrato (unidades) e a argamassa de assentamento. É uma região que possui características diferentes dos demais componentes da alvenaria e é nela que se desenvolvem os maiores esforços de tração e de cisalhamento.

A natureza da aderência entre o substrato e a argamassa é essencialmente mecânica. Como a hidratação é menor na interface do que no centro da camada de argamassa, devido à sucção do substrato, gera-se uma região de baixa resistência potencialmente favorável ao desenvolvimento de fissuras (GOMES, 2001).

2.1.5 MECANISMO DE RUPTURA DA ALVENARIA

As unidades, assim como a argamassa, podem ser confeccionadas com diferentes materiais e formas, sendo que suas propriedades físicas e mecânicas, bem como o desempenho das alvenarias construídas com os mesmos dependem desses materiais.

As argamassas empregadas na alvenaria estrutural possuem módulo de elasticidade inferior ao do bloco e apresentam maior deformação transversal (maior coeficiente de *Poisson*). Devido a essas diferenças nessas propriedades, a alvenaria sob compressão vertical tende a se deformar mais na junta de argamassa do que no bloco. Como a junta está fortemente aderida ao bloco pelo atrito entre suas interfaces devido ao confinamento da argamassa entre as unidades, a deformação transversal da junta traciona o bloco na direção horizontal. Tanto a junta quanto os blocos ficam sujeitos a um estado triaxial de tensões. Quando essas tensões ultrapassam a resistência à tração dos blocos, ocorre a fissura da peça e conseqüentemente sua ruptura no plano horizontal (CAMACHO, 1995; DUARTE, 1999 e GOMES, 2001). A Figura 2.7 representa o estado de tensões na alvenaria.

No caso de alvenaria resistente (edifícios tipo “caixão”), foram empregados blocos com resistência inferior a 3MPa, enquanto que as argamassas de cimento e areia podiam atingir valores superiores a 4MPa modificando esses conceitos. Foi verificado experimentalmente que o fator de eficiência para esta alvenaria é da ordem de 0,70 para blocos cerâmicos com resistência de 3MPa, podendo atingir valores superiores para blocos de resistências mais baixas (MOTA, 2006).

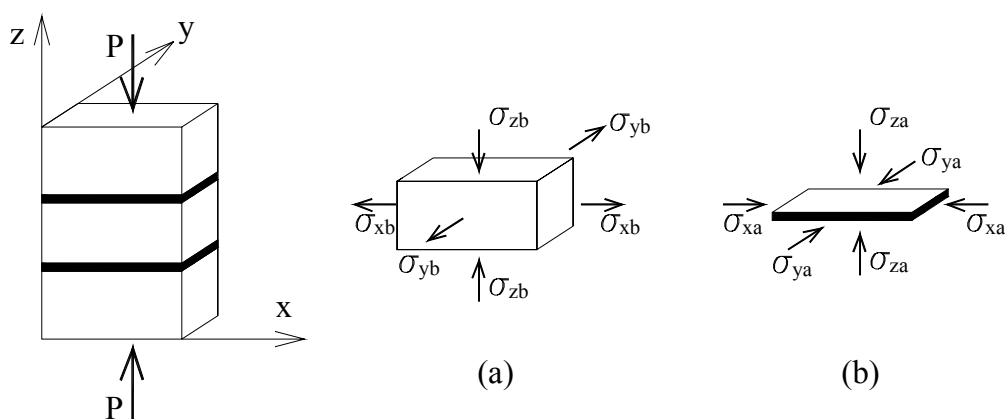


Figura 2.7 – Estado de tensões na alvenaria: (a) tensões no bloco; (b) tensões na junta

A fissuração é uma das causas mais frequentes da ruptura na alvenaria estrutural, por esta ser um material de baixo módulo de elasticidade. As fissuras são produzidas por deformações excessivas provocadas por tensões diretas ou indiretas de tração e de cisalhamento. Os mecanismos básicos de ruptura estão ilustrados na Figura 2.8.

Para o caso de alvenaria em que forem empregados blocos cerâmicos de vedação assumindo função estrutural (alvenaria resistente), a ruptura é brusca sem que sejam observadas fissuras.

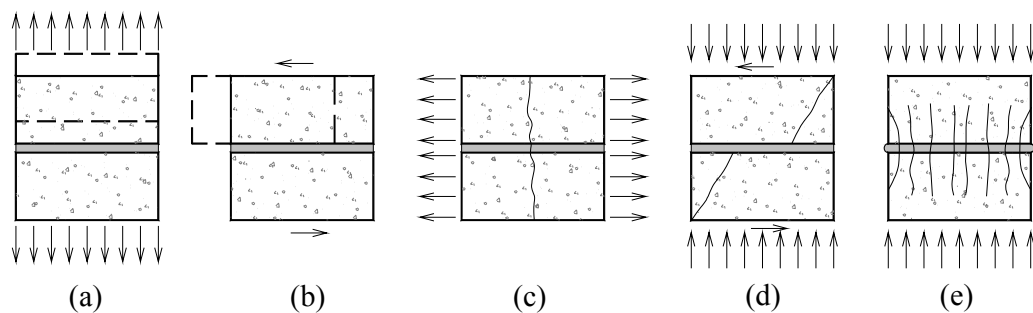


Figura 2.8 – Mecanismos de ruptura: (a) fissura na junta; (b) deslizamento; (c) fissura na unidade; (d) fissura diagonal; (e) esmagamento

(Adaptado de LOURENÇO, 1996).

LOURENÇO (1996) destaca a importância de se conhecer esses mecanismos de ruptura para caracterizar melhor os materiais que compõem a alvenaria, no caso de se fazer uma modelagem numérica com boa precisão, pelo método dos elementos finitos.

Como se pode perceber, os mecanismos de rupturas são os seguintes:

- ✓ em (a) e (b) as rupturas ocorrem na junta, respectivamente, por tração direta e por cisalhamento;
- ✓ em (c) e (d) as rupturas ocorrem nas unidades, respectivamente por tração e por cisalhamento provocado pelo esforço de compressão que foi suficiente para desenvolver atrito nas juntas;
- ✓ em (e) ocorre o esmagamento das unidades à tração devido à dilatação da argamassa, provocada por valores altos de compressão.

2.1.6 MICROMODELAGEM E MACROMODELAGEM (HOMOGENEIZAÇÃO)

A alvenaria estrutural é um compósito formado basicamente de unidades (blocos ou tijolos) e argamassa. Possui propriedades diferentes em direções distintas. Por natureza, apresenta resistência à compressão elevada dependendo principalmente da unidade e baixa resistência à tração e cisalhamento determinada principalmente pela ligação das juntas de argamassa.

Vários são os fatores que influenciam na propriedade de uma alvenaria. Dentre eles, destacam-se: anisotropia e dimensões das unidades, espessura das juntas, propriedades das unidades e da argamassa, arranjo das juntas horizontais e verticais, e qualidade da mão-de-obra (PELETEIRO, 2002).

Devido a essa grande diversidade, a simulação numérica de uma alvenaria torna-se bastante complexa. Para a sua implementação, faz-se necessário o conhecimento das características físicas e mecânicas dos materiais, e a precisão da modelagem é maior quanto mais precisos forem os resultados obtidos em laboratório das características dos materiais que compõem a alvenaria.

De maneira geral, o detalhamento efetuado num modelo numérico pode ser feito de duas formas:

- ✓ modelo micro → em que os componentes da alvenaria são representados individualmente com suas características físicas e mecânicas (Figura 2.9b e 2.9c);
- ✓ modelo macro → onde a alvenaria é modelada como um material homogêneo, mecanicamente equivalente. Unidades, argamassa e interface são consideradas um só material (Figura 2.9d).

Segundo LOURENÇO (1996), dependendo do nível de precisão que se deseja obter com os resultados e da necessidade de simplicidade da modelagem, a micromodelagem pode ser de duas formas:

- ✓ detalhada → quando as unidades e argamassa são representados por elementos contínuos, e a interface entre eles é representada por elementos descontínuos (a interface representa um plano potencial de fissuras com uma rigidez muito pequena) (Figura 2.9b);

- ✓ simplificada → quando as unidades são representadas por elementos contínuos e suas dimensões são expandidas, e a argamassa e a interface são consideradas por elementos descontínuos (a alvenaria é considerada como um conjunto de blocos cercados por linha de fissuras potenciais nas juntas) (Figura 2.9c).

A Figura 2.9 representa os tipos de modelagem para a alvenaria.

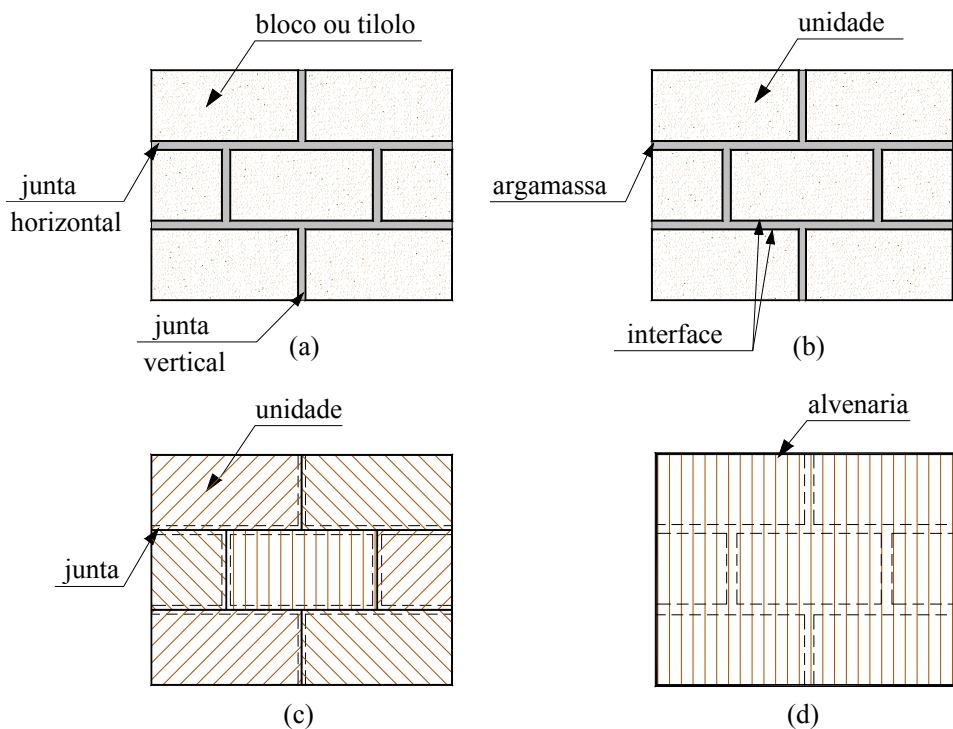


Figura 2.9 – Modelos para alvenaria estrutural: (a) elementos da alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; (d) macromodelagem (Adaptado de LOURENÇO, 1996).

Não se pode afirmar qual a forma mais vantajosa de modelagem, pois cada uma delas apresenta vantagens e desvantagens para estudos específicos. Ou seja, dependendo da precisão que se deseja obter com a análise da parede, o estudo pode ser feito de forma mais detalhada ou de maneira mais simples.

PELETEIRO (2002) fez em sua pesquisa análise comparativa entre a micro e a macromodelagem. Algumas de suas conclusões foram:

- ✓ as estruturas analisadas pela técnica de homogeneização apresentaram deslocamentos muito próximos aos encontrados pela técnica de micromodelagem;
- ✓ as tensões obtiveram um comportamento global bastante coerente e sua distribuição foi muito parecida com a da micromodelagem;
- ✓ no micromodelo aparecem picos de tensões em regiões localizadas, o que não acontece no macromodelo.

Concluiu-se que a técnica da macromodelagem fornece resultados satisfatórios com boa precisão dos resultados para uma análise do comportamento global de uma estrutura e que devem ser usados com critérios, sendo seus resultados localizados cuidadosamente analisados. Quando se precisa fazer uma análise mais precisa em que efeitos locais são importantes, a micro modelagem é a mais indicada.

BARRETO (2002) utilizou em seu trabalho a técnica de homogeneização e fez comparativos com resultados obtidos por outros pesquisadores SILVA e OLIVEIRA (2001). Ambos analisaram painéis de alvenaria com e sem abertura. A diferença entre os resultados obtidos entre a macromodelagem e a micromodelagem foram as seguintes:

- ✓ para o primeiro exemplo, painel com abertura 11,6% e painel sem abertura 7,9%;
- ✓ para o segundo exemplo, painel com abertura 13,3% e painel sem abertura 8,0%.

Esses valores mostraram-se satisfatórios.

Concluiu-se, então que a técnica de micromodelagem torna-se inviável computacionalmente para a análise completa de estruturas de grandes dimensões e que a técnica de homogeneização poderá viabilizar as análises de tais estruturas por permitir a redução do número de graus de liberdade necessários para a solução do problema.

2.1.7 FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA DA ALVENARIA

A resistência da alvenaria depende principalmente das resistências de seus componentes (unidades e argamassa de assentamento), da sua geometria e da excentricidade do carregamento.

A NBR-10837 (ABNT, 1989) determina que a espessura das juntas horizontais e verticais deve ser de 1,0 cm. Caso se use outro valor, esse deve ser especificado com justificativa. No caso de se utilizar o graute, sua tensão característica tem que ser no mínimo duas vezes a do bloco.

Considerações importantes:

- ✓ a resistência da unidade é o fator dominante na resistência da alvenaria;
- ✓ o fator de eficiência de uma alvenaria é medida pela relação entre a resistência à compressão da alvenaria e da unidade. Apesar de a resistência do bloco contribuir predominantemente para resistência da parede, o crescimento da resistência da parede é menor do que o crescimento da resistência do bloco, ou seja, o fator de eficiência tende a diminuir com o aumento da resistência da unidade;
- ✓ a resistência à compressão da argamassa de assentamento não influencia significativamente na resistência da parede, desde que não seja abaixo de 40% da resistência do bloco. Essa argamassa de assentamento deve ter como resistência entre 70 e 100% da resistência do bloco.

Segundo o EUROCÓDIGO-6 (1995), a resistência característica à compressão da parede simples realizada com argamassa convencional com todas as juntas preenchidas é definida pela seguinte função:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.65} \cdot f_m^{0.25}$$

onde:

- $f_k \rightarrow$ resistência característica à compressão (N/mm²);
- $K \rightarrow$ constante redutora da resistência que é função do volume de furos dos blocos utilizados na parede (varia entre 0.4 a 0.6) (N/mm²)^{0,1};
- $f_b \rightarrow$ resistência característica do bloco (N/mm²);
- $f_m \rightarrow$ resistência característica da argamassa (menor que 20N/mm² ou $2f_b$) (1N/mm² = 1MPa).

As afirmações descritas anteriormente podem ser verificadas em função dos gráficos gerados a partir dessa função. Foi adotado $K = 0,5$ que é o valor correspondente para um volume de vazios nos blocos em torno de 50%, semelhante aos utilizados no

Brasil. As Figuras 2.10, 2.11 e 2.12 mostram, respectivamente, o gráfico da resistência da parede *versus* resistência do bloco; fator de eficiência e resistência da parede *versus* resistência da argamassa.

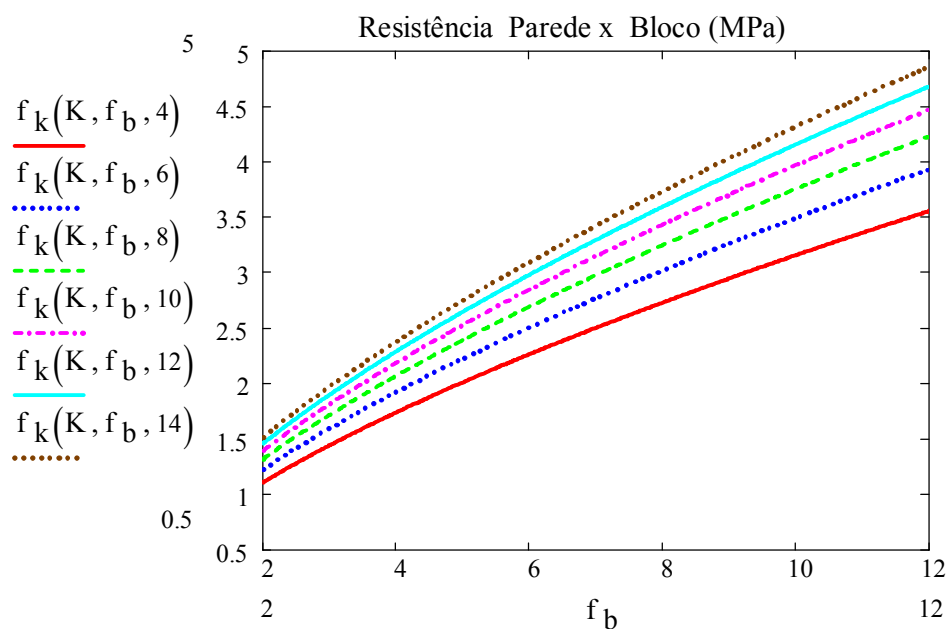


Figura 2.10 - Resistência da parede *versus* resistência do bloco

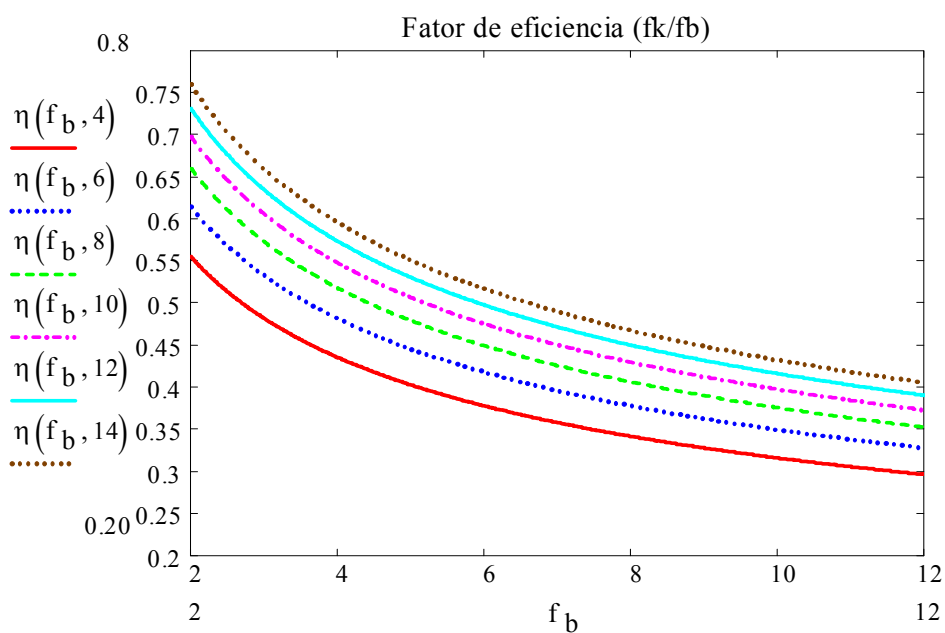


Figura 2.11 - Fator de eficiência (f_k/f_b)

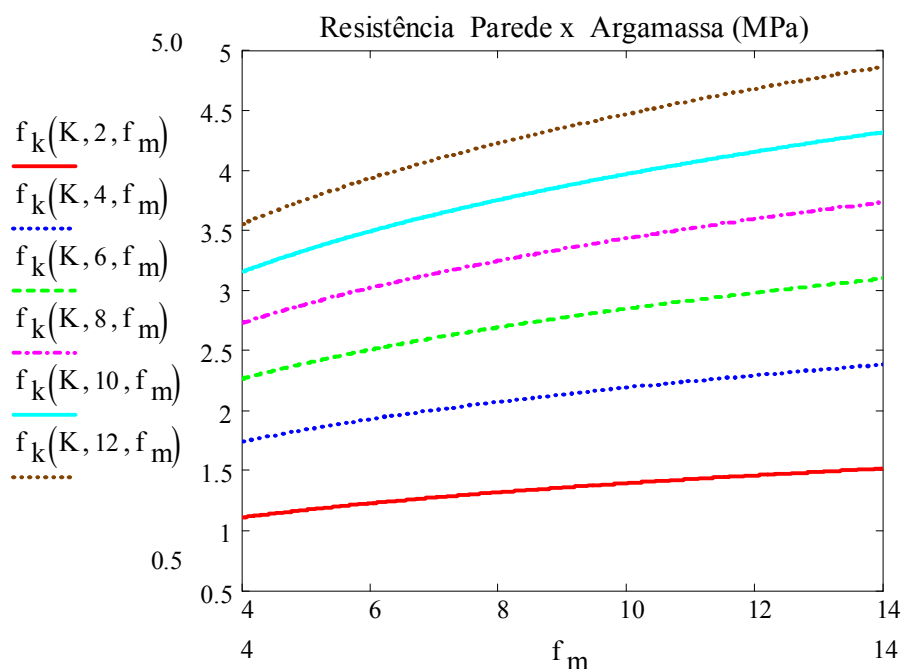


Figura 2.12 - Resistência da parede *versus* resistência da argamassa

2.1.8 ESFORÇOS ATUANTES EM UMA PAREDE ESTRUTURAL

O tipo de solicitação predominante num projeto de alvenaria é o esforço de compressão. Essa solicitação provém da ação de cargas verticais (ações permanentes e acidentais). As cargas laterais são provenientes de eventuais ações horizontais, como o vento e o desaprumo. Um tipo de ação externa que pode ocorrer na parede, provocando tensões de tração, é o deslocamento de apoio (recalques).

As solicitações de flexão no plano da parede (Figura 2.13a) ou fora dele (Figura 2.13b) geram, respectivamente, tensões de tração numa extremidade e de compressão na outra, e tensões de tração numa face e de compressão na outra.

Caso essas tensões não sejam neutralizadas pelas tensões de compressão provenientes do peso próprio, serão necessárias armaduras para absorver esses esforços.

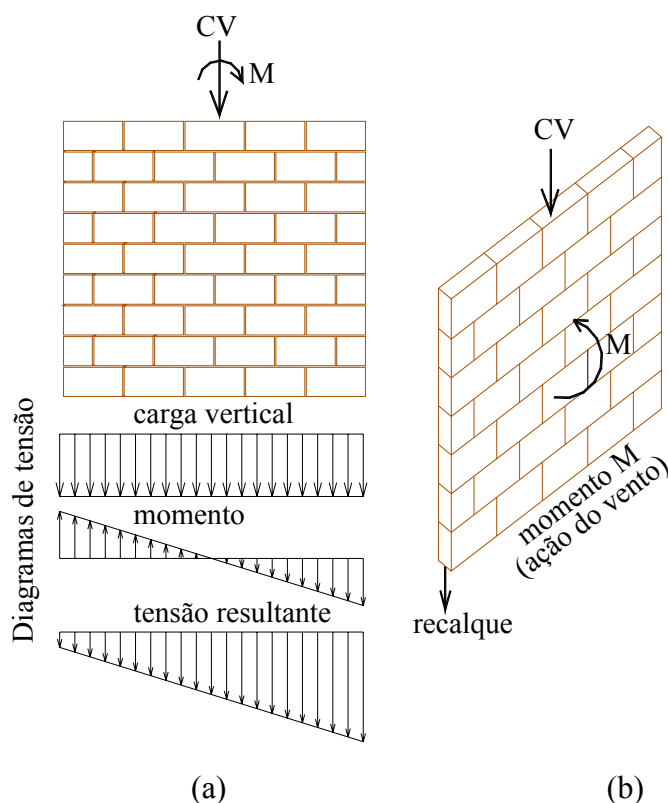


Figura 2.13 – Tensões nas paredes: (a) internas – contraventamento; (b) externas.

2.1.8.1 Carga permanente

A carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo seu revestimento.

Nos projetos de alvenaria estrutural, o peso próprio da estrutura é o peso das paredes e das lajes.

O peso das paredes por metro linear é definido como sendo:

$$pp = e \times \gamma_{av} \times h$$

onde:

- $e \rightarrow$ espessura da parede (bloco + revestimento);
- $\gamma_{av} \rightarrow$ peso específico da alvenaria;
- $h \rightarrow$ altura da parede.

Os pesos das lajes, quando pré-fabricadas, são fornecidos pelos fabricantes através de seus catálogos. Quando as lajes são em concreto armado, seu peso é determinado, por unidade de área, através da seguinte fórmula:

$$pp = e_L \times \gamma_{ca}$$

onde:

- $e_L \rightarrow$ espessura da laje;
- $\gamma_{ca} \rightarrow$ peso específico do concreto armado.

2.1.8.2 Carga accidental (sobrecarga)

As sobrecargas são estabelecidas em função da utilização da laje. Seus valores estão definidos na NBR 6120 (ABNT, 1980). A posição de sua aplicação deve ser aquela que provoque esforços mais desfavoráveis na peça analisada.

As sobrecargas mais usuais para edifícios residenciais são:

- | | |
|---|-------------------------|
| ▪ quartos, salas, cozinhas e banheiros | 1,5 kN/m ² ; |
| ▪ área de serviço | 2,0 kN/m ² ; |
| ▪ escadas e <i>hall</i> sem acesso ao público | 2,5 kN/m ² ; |
| ▪ lajes de cobertura | 0,5 kN/m ² . |

2.1.8.3 Deslocamento de apoio

Os deslocamentos de apoio são eventuais ações como, por exemplo, os recalques ocorridos nas fundações. Devem ser evitados principalmente nos projetos em alvenaria não armada, pois os painéis de paredes possuem baixa rigidez à tração, não sendo capazes de absorver os esforços provocados por essas ações.

2.1.8.4 Ação do vento

A ação do vento deve ser transferida com segurança às paredes e à fundação. Pode ser desconsiderada se a edificação possuir menos de cinco pavimentos e planta com paredes enrijecedoras nas duas direções. A norma que trata do assunto é a NBR 6123 (ABNT, 1988).

2.1.8.5 Desaprumo

Os desaprumos são imperfeições geométricas possíveis de acontecer nas construções de edifícios. Para o dimensionamento de projetos em alvenaria, podem ser adotadas as mesmas indicações da norma para projeto de estruturas em concreto armado NBR-6118 (ABNT, 2003), já que a norma NBR-10837 (ABNT, 1989) não faz referência ao assunto.

O ângulo do desaprumo é dado por:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 * \sqrt{H}}$$

onde:

- $\theta_{1\min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;
- $\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas de nós deslocáveis;
- $\theta_{1\max} = 1/200$;
- $H \rightarrow$ altura da total da edificação em metros.

2.1.9 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS SEGUNDO A NBR 10837.

A NBR-10837 (ABNT, 1989) define que, numa parede estrutural, uma carga concentrada ou parcialmente distribuída deve ser espalhada ao longo de sua altura numa inclinação de 45 a partir do ponto de aplicação da carga ou pela extremidade da faixa de aplicação (Figura 2.14).

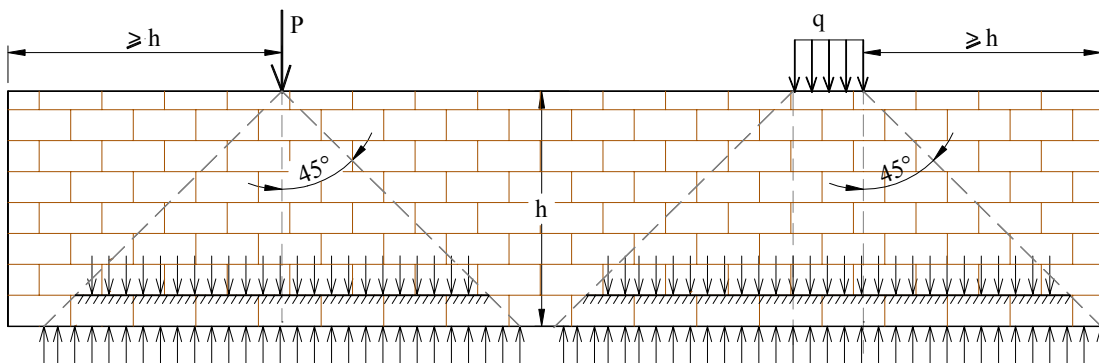


Figura 2.14 - Distribuição das cargas concentradas e parcialmente distribuídas

Quando se têm aberturas, a distribuição das cargas nas seções horizontais acima e abaixo destas é feita excluindo-se as zonas limitadas por planos inclinados a 45°, tangentes às bordas das aberturas (Figura 2.15).

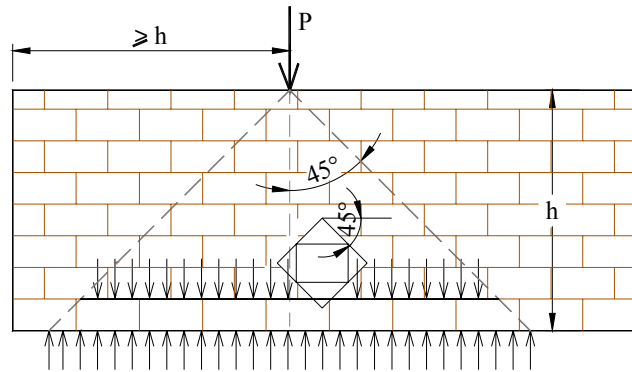


Figura 2.15 - Distribuição das cargas em paredes com abertura

Assim como ocorre o espalhamento da carga na parede plana, pode ocorrer também em cantos, especialmente se os blocos forem assentados alternadamente sem juntas a prumo (amarração direta) ou com juntas a prumo com blocos interligados por grampos em cada fiada (amarração indireta). Veja-se detalhe na Figura 2.16.

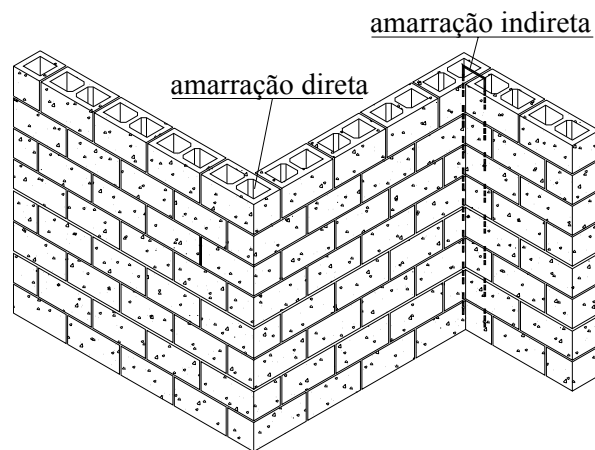


Figura 2.16 - Detalhe de amarração direta e indireta entre paredes

SILVA (2003) fez um estudo experimental em escala real e em modelo reduzido das ligações diretas e indiretas entre paredes estruturais executados com blocos cerâmicos. A carga de ruptura da parede com ligação direta foi 53% maior do que a com ligação indireta. No entanto, na ligação direta, a ruptura ocorreu de forma brusca, enquanto que, na parede com ligação indireta, a ruptura se deu de forma dúctil, não havendo separação brusca entre as paredes.

A consideração do espalhamento das cargas nas paredes em forma de “L”, ou seja, supondo-as solidárias, permite trabalhar com as paredes em grupos e não apenas com a parede isolada (Figura 2.17).

RAMALHO e CORREA (2003) definem um grupo como sendo um conjunto de paredes totalmente solidárias e seus limites são as aberturas de portas e janelas.

Desta forma, as cargas são distribuídas em comprimentos maiores, gerando tensões menores nos blocos. Como a determinação da resistência dos blocos é feita a partir das paredes mais solicitadas, o método das paredes agrupadas reduz essas solicitações e conseqüentemente a resistência do bloco. Devido a isso o custo final da obra é reduzido.

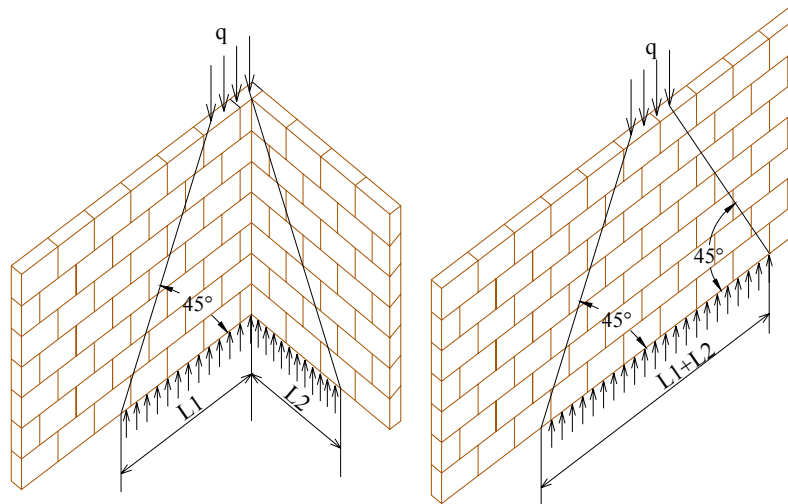


Figura 2.17 - Distribuição das cargas nas paredes em “L” e planas

A distribuição dos carregamentos numa parede isolada é o procedimento de cálculo mais simples e mais seguro. Para determinar a carga que está agindo num certo nível da parede, basta somar as cargas atuantes nos níveis superiores a esse que está sendo analisado. Essa maneira simplificada de considerar a parede isolada, contudo, conduz a maiores valores de tensão nos blocos do que se fosse considerada a distribuição entre os grupos de paredes.

Na prática, não se usam blocos com resistências diferentes para um mesmo pavimento. A escolha da resistência dos blocos é função da parede mais solicitada. Caso seja feita a opção por parede isolada, será elevada a resistência dos blocos a serem utilizados em toda a obra, gerando-se um custo final bem mais elevado.

PARSEKIAN e FRANCO (2002) propuseram um método que distribui o carregamento vertical entre paredes a partir de parâmetros definidos das características geométricas (comprimento, altura e abertura). O método trabalha com comprimentos de influência de ligação entre as paredes e com a uniformização das cargas. Eles fizeram comparações entre o método proposto, o de paredes isoladas e o de grupos de paredes com o método dos elementos finitos. O método proposto se aproximou mais do método dos elementos finitos, porém ocorreu uma maior distribuição de esforços entre as paredes quando eles utilizaram o MEF, o que pode afirmar que o método é seguro.

O método que capta melhor os esforços ao longo de todas as paredes da edificação é o método dos elementos finitos. A análise dos resultados é complexa, porém é o método mais viável quando se quer fazer uma análise da ação dos recalques de apoio, bem como análise dinâmica.

O cálculo com espalhamento de tensões conduz a resultados mais precisos. Por outro lado, deve ser garantida a ligação entre as paredes, a escolha da laje em concreto armado, trabalhando-se nas duas direções principais, e a colocação de cintas nos níveis do pavimento para que essas uniformizações se tornem possíveis.

2.1.10 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS HORIZONTAIS SEGUNDO A NBR 10837

As ações horizontais são transmitidas pelas paredes de fachada às lajes dos pavimentos. As lajes são consideradas como diafragma rígido em seu próprio plano e transmitem essas ações às paredes de contraventamento. A Figura 2.18 representa a transmissão da ação do vento. As lajes maciças em concreto armado são as mais adequadas para a transmissão das ações horizontais.

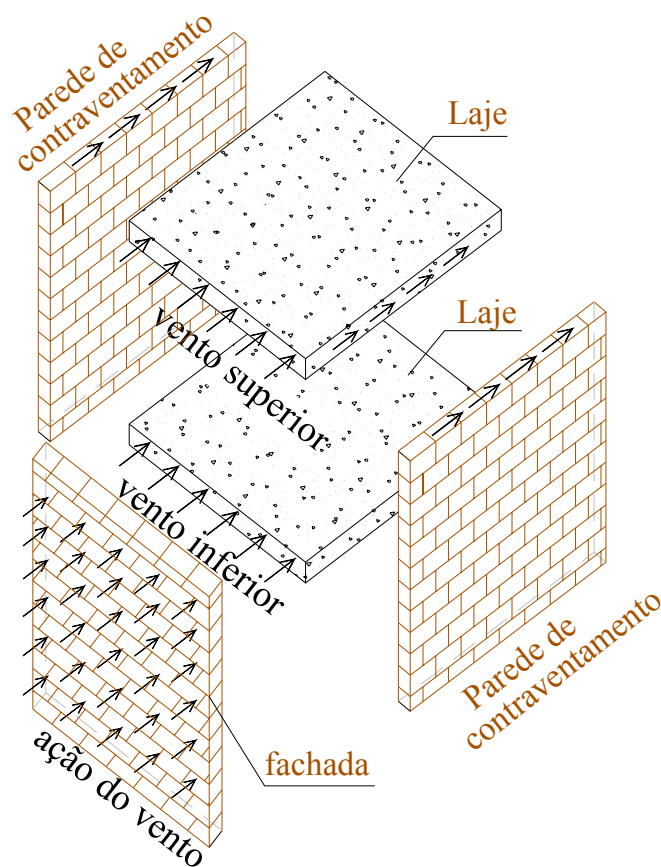


Figura 2.18 - Transmissão da ação de vento

As lajes pré-fabricadas com nervuras, por serem unidirecionais, favorecem uma boa distribuição das cargas sobre as paredes.

Outra consideração importante é a simetria das paredes de contraventamento. O projeto arquitetônico deve, sempre que possível, ter simetria nas duas direções em planta e ter a forma mais próxima possível do quadrado para que os esforços horizontais só provoquem translações. Rotações em torno do eixo vertical do prédio, além de complicarem as distribuições das ações de projeto, são inconvenientes para o funcionamento da estrutura.

2.1.11 RESISTÊNCIA DAS PAREDES SEGUNDO A NBR 10837

A norma de projeto de alvenaria de blocos de concreto adota o método das tensões admissíveis, segundo o qual as tensões de serviço devem ser inferiores às

tensões que provocam o escoamento ou ruptura dos materiais. Toda a segurança desse método está embutida no próprio valor da tensão admissível através de um coeficiente interno de minoração da tensão de ruptura.

Nesse método, o coeficiente interno engloba todas as variações dos materiais em um único número e a estrutura é considerada de comportamento elástico linear ao longo de sua vida útil.

Existe uma tendência natural da norma brasileira a passar a adotar a teoria dos estados limites, em que se consideram coeficientes específicos para as ações e para as resistências. O método dos estados limites exige bem mais dos calculistas, porém trata a estrutura de uma forma mais realista.

Muitas pesquisas precisam ser feitas para dar suporte a essa mudança na norma, pois, sendo o Brasil um país continental, existem muitas variações locais dos métodos construtivos bem como da fabricação e características dos materiais. Portanto, deve haver um controle rigoroso de todas essas variáveis que devem estar normalizadas.

ATAÍDE (2005) fez um estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o dos estados limites. Em seu trabalho, ele resolveu alguns exemplos de dimensionamento correlacionando as Normas NBR-10837 (tensões admissíveis), o Eurocódigo-6 (estados limites) e a proposta de revisão da NBR-10837.

O método das tensões admissíveis pode ser representado pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{Mser} \leq \sigma_{Madm}$$

$$\sigma_{Madm} = \frac{\sigma_{rup}}{\gamma_i}$$

onde:

- $\sigma_{Mser} \rightarrow$ tensão máxima de serviço;
- $\sigma_{Madm} \rightarrow$ tensão máxima admissível;
- $\sigma_{rup} \rightarrow$ tensão de ruptura;
- $\gamma_i \rightarrow$ coeficiente de segurança interno.

Segundo a NBR 10837 (ABNT, 1989), as tensões admissíveis para a alvenaria armada e para a alvenaria não armada devem ser baseadas na resistência dos prismas

aos 28 dias ou na idade na qual a estrutura estará submetida à carga total. Nos projetos, a resistência do prisma deve ser explicitada em planta.

No item 2.1.7 deste trabalho, o fator de eficiência de uma parede foi determinado pela relação entre sua resistência à compressão e a do bloco. A NBR 10837 relaciona a resistência da parede com a do prisma, e esse valor é em média 0,70.

O fator de eficiência também pode ser considerado como a relação da resistência à compressão do prisma e à do bloco. Então o fator de eficiência pode ser dado pelas duas expressões:

$$\eta = \frac{f_p}{f_b} \text{ ou } \eta = \frac{f_{par}}{f_b}$$

onde:

- $\eta \rightarrow$ fator de eficiência;
- $f_p \rightarrow$ resistência à compressão do prisma;
- $f_{par} \rightarrow$ resistência à compressão da parede;
- $f_b \rightarrow$ resistência à compressão do bloco;

Os fatores de eficiência mais comuns para a prática brasileira cujos blocos possuem resistência entre 4,5 a 20MPa, estão apresentados na Tabela 2.8 (RAMALHO e CORREA, 2003).

Tabela 2.8 – Fator de eficiência para parede-bloco e para prisma-bloco

Fator de eficiência (η)	Bloco	Valor mínimo	Valor máximo
$\frac{f_{par}}{f_b}$	concreto	0,40	0,60
	cerâmico	0,20	0,50
$\frac{f_p}{f_b}$	concreto	0,50	0,90
	cerâmico	0,30	0,60

2.1.12 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E FÍSICAS QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA DAS PAREDES SEGUNDO A NBR 10837

Nos itens a seguir, não serão consideradas as influências dos enrijecedores nas paredes, pois essa contribuição só é considerada quando se têm ações significativas de esforços horizontais (vento), o que não foi analisado neste trabalho.

2.1.12.1 Altura efetiva (h_{ef})

É determinada em função da vinculação na base e no topo da parede ou do pilar:

- $h_{ef} = h \rightarrow$ se existem vinculações na base e no topo;
- $h_{ef} = 2h \rightarrow$ se o topo é livre.

No caso específico do pilar, tem que ser feita a análise para cada direção de vinculação.

Entende-se como pilar o elemento de alvenaria que possui o comprimento menor ou igual a cinco vezes a sua espessura. Caso contrário, tem-se parede.

2.1.12.2 Espessura efetiva (t_{ef})

É igual à espessura da parede sem o revestimento. Seus valores mínimos são:

- $h_{ef}/20$ ou $t_{ef} \geq 14$ cm para as paredes de alvenaria não armada;
- $t_{ef} \geq 14$ cm para as paredes de alvenaria armada;
- $h_{ef}/15$ ou $t_{ef} \geq 19$ cm para os pilares de alvenaria não armada;
- $t_{ef} \geq 19$ cm para os pilares de alvenaria armada.

2.1.12.3 Esbeltez (λ)

É a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva, ou seja:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}}$$

Seus valores máximos são os seguintes:

- 20 para as paredes e pilares de alvenaria não armada;
- 30 para as paredes e pilares de alvenaria armada.

2.1.12.4 Parâmetros elásticos

Os módulos de deformação longitudinais e transversais, apesar de sua importância no comportamento da parede por ter influência significativa na deformação da estrutura, ainda apresentam valores muito contraditórios. Vários são os valores sugeridos pelos pesquisadores e esses diferem bastante do determinado pela norma.

Basicamente, esse valor é determinado pela fórmula $E_{alv} = \xi \cdot f_p$, onde ξ é determinado por resultados de vários testes e f_p é a resistência do prisma para área bruta. Os valores mais usuais estão apresentados na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Módulo de deformação longitudinal e transversal

Pesquisador	Bloco	Módulo de deformação	E_{alv} (MPa)	Valores máximos (MPa)
RAMALHO e CORREIA (2003)	concreto	longitudinal	$800f_p$	16000
		transversal	$400f_p$	6000
	cerâmico	longitudinal	$600f_p$	12000
		transversal	$300f_p$	4500
NBR 10837 (ABNT,1989)	concreto	longitudinal	$400f_p$	8000
		transversal	$200f_p$	3000
ATAÍDE (2005)	concreto	longitudinal	$800f_p$	16000
		transversal	$360f_p$	6000

2.1.13 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

A tensão atuante em elementos comprimidos será a carga dividida pela área da seção transversal. A norma brasileira considera a seção transversal como sendo a área bruta, desconsiderando os vazios. Considerando-se a área bruta como sendo o produto da espessura efetiva pelo comprimento da parede, tem-se (Figura 2.19):

$$f_{alv,c} = \frac{P}{t_{ef} \cdot L}$$

onde:

- $f_{alv,c} \rightarrow$ tensão de compressão atuante no plano médio;
- $P \rightarrow$ carga total atuante na parede;
- $t_{ef} \rightarrow$ espessura efetiva;
- $L \rightarrow$ comprimento da parede.

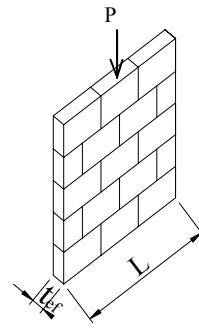


Figura 2.19 -
Compressão axial

2.1.14 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO LOCALIZADA

As tensões de contato surgem quando vigas, vergas ou outros elementos se apóiam sobre uma parede, de forma que a carga aplicada seja considerada concentrada (Figura 2.20).

$$f_{con} = \frac{P}{x \cdot x'}$$

onde:

- $f_{con} \rightarrow$ tensão de contato;
- $P \rightarrow$ carga total atuante na parede;
- $x' \rightarrow$ espessura apoiada;
- $x \rightarrow$ comprimento apoiado.

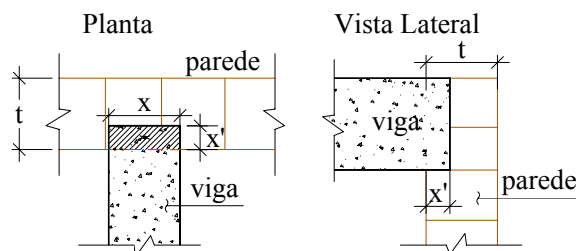


Figura 2.20 – Compressão localizada na parede

Tensões de contato máximas:

$$f_{Mcon} = 0,25 f_p \text{ em toda a área; } f_{Mcon} = 0,375 f_p \text{ em } 1/3 \text{ da área.}$$

Para valores de x' maiores que $1/3t$ e menores que t , deverá ser feita a interpolação entre os valores limites descritos acima.

2.1.15 RESISTÊNCIA À FLEXÃO COMPOSTA

A flexão composta ocorre em pilares e paredes sujeitos a ações verticais (peso próprio, revestimento, sobrecargas, etc.) e a ações horizontais (vento, desaprumo), o que é o caso mais comum nos edifícios em alvenaria estrutural.

Segundo a NBR 10837 (ABNT, 1989), quando a excentricidade resultante não exceder 1/6 da espessura, nos componentes de blocos maciços ou o valor que produza tração nos componentes de blocos vazados, as tensões podem ser calculadas supondo-se a seção não fissurada. Se a excentricidade for tal que produza tração na parede ou pilar, a seção transversal deve ser baseada na seção fissurada desde que as tensões de tração não excedam os valores limites da Tabela 2.12. Nesse caso serão necessárias armações para absorver os esforços de tração.

A excentricidade é determinada por:

$$e = \frac{M}{P}$$

onde:

- $M \rightarrow$ momento atuante;
- $P \rightarrow$ carga total atuante na parede;

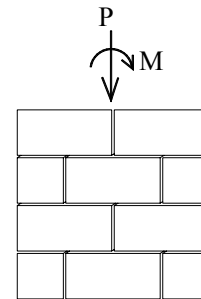


Figura 2.21 –
Flexão composta

Os elementos de alvenaria não armada, quando submetidos às condições de carregamentos combinados (Figura 2.21), devem satisfazer à seguinte relação:

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq 1$$

onde:

- $f_{alv,c} \rightarrow$ tensão de compressão axial atuante (item 2.1.13);
- $\bar{f}_{alv,c} \rightarrow$ tensão de compressão admissível (Tabela 2.12);
- $f_{alv,f} \rightarrow$ tensão de compressão atuante, devido à flexão;
- $\bar{f}_{alv,f} \rightarrow$ tensão de compressão admissível, devido à flexão (Tabela 2.12).

Se a excentricidade resultar em esforços de tração, os componentes devem ser dimensionados de modo que:

$$f_{alv,f} - 0,75 f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,t}$$

onde:

- $f_{alv,f}$ → tensão de compressão atuante, devido à flexão;
- $f_{alv,c}$ → tensão de compressão axial atuante (item 2.1.13);
- $\bar{f}_{alv,c}$ → tensão de tração admissível, na alvenaria não armada (Tabela 2.12).

2.1.16 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Nos elementos de alvenaria solicitados por esforço cortante horizontal, a tensão de cisalhamento de referência é calculada pela seguinte expressão:

$$f_{cis} = \frac{V}{b \cdot t_{ef}}$$

onde:

- V → esforço cortante horizontal atuante correspondente às cargas de serviço sem majorar;
- b → largura efetiva da seção transversal;
- t_{ef} → espessura efetiva.

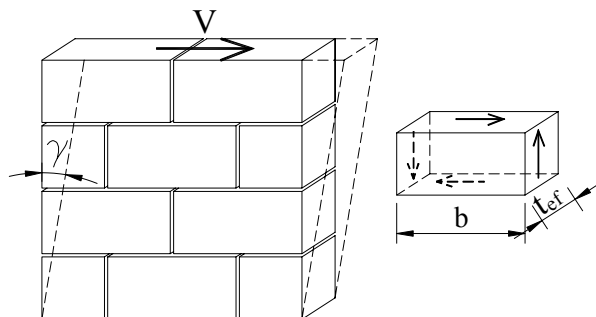


Figura 2.22 – Cisalhamento

2.1.17 TENSÕES ADMISSÍVEIS PARA ALVENARIA NÃO ARMADA SEGUNDO A NBR 10837

Só serão apresentadas as tensões admissíveis para alvenaria não armadas pelo fato de a análise de edifícios do tipo caixão não contemplar a alvenaria armada.

Tabela 2.10 – Tensões admissíveis para alvenaria não armadas (NBR 10837)

Tipos de solicitação		Tensão admissível (MPa)			
		12,0 ≤ f _a ≤ 17,0		5,0 ≤ f _a ≤ 12,0	
Compressão simples	Parede	0,20f _p (R) ou 0,286f _{pa} (R)(*)			
	Pilar	0,18f _p (R)			
Compressão na flexão		0,30f _p			
Tração na flexão	Normal à fiada	0,15 bloco vazado	0,25 bloco maciço	0,10 bloco vazado	0,20 bloco maciço
	Paralela à fiada	0,30 bloco vazado	0,55 bloco maciço	0,20 Bloco vazado	0,40 bloco maciço
Cisalhamento		0,25		0,15	

Notas:

- (*) A norma, em seu item 5.3.1.2, permite uma majoração de 43% na tensão admissível caso seja utilizada a resistência à compressão da parede. Como já comentado no item 2.11 deste trabalho, a norma relaciona a resistência da parede com a do prisma e este valor é em média 0,70.
- Os limites da resistência média da argamassa (f_a) também se aplicam à alvenaria armada, isto é: $5,0 \leq f_a \leq 17,0$ MPa.
- $f_p \rightarrow$ resistência à compressão do prisma.
- $f_{par} \rightarrow$ resistência à compressão da parede.
- $R = \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \cdot t_{ef}} \right)^3 \right] \rightarrow$ coeficiente de redução que é função da esbeltez .

Então, as tensões admissíveis à compressão simples para as paredes de alvenaria não armada e para os pilares não armados devem ser calculadas, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \cdot t_{ef}} \right)^3 \right] ; \quad \bar{f}_{alv,c} = 0,180 f_p \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \cdot t_{ef}} \right)^3 \right]$$

onde:

- $f_p \rightarrow$ resistência média dos prismas;
- $h_{ef} \rightarrow$ altura efetiva;
- $t_{ef} \rightarrow$ espessura efetiva.

2.1.18 CRITÉRIOS DE PROJETOS ADOTADOS NAS CONSTRUÇÕES DOS PRÉDIOS TIPO “CAIXÃO”

Aspectos como simetrias, dimensões máximas dos vãos e utilização da edificação devem ser observados levando-se em conta o conhecimento das características dos materiais disponíveis localmente para tornar o projeto viável.

A ação do vento pode ser desprezada nos edifícios tipo caixão que são limitados a quatro pavimentos devido à opção do uso apenas de escada, reduzindo-se o custo de elevadores, e pelo formato de sua planta baixa, que é geralmente em forma de “H” interligando quatro apartamentos ao eixo central onde se localiza a escada. Essa simetria aumenta a resistência à torção devido à atuação de forças horizontais.

Os edifícios tipo “caixão” são projetados em alvenaria resistente com blocos cerâmicos de vedação assentados com furos na horizontal ou blocos de concreto destinados à vedação. Esse tipo de assentamento, no caso de blocos cerâmicos, causa rupturas bruscas nos septos internos, e o rompimento das paredes acontece de forma explosiva. Por isso, não é recomendado para blocos em paredes resistentes.

Existem, contudo, muitos edifícios construídos por esse método que continuam em operação, o que pode ser atribuído à contribuição da argamassa de revestimento na resistência, como comentado anteriormente.

As fundação mais utilizado nesse tipo de edificação são sapatas corridas ou vigas baldrame apoiadas em sapatas isoladas.

Deve-se ter um controle rigoroso nas fundações para que não ocorram recalques significativos, pois esse tipo de estrutura tem pouca ductilidade e a tendência é ter ruptura brusca, diferentemente das estruturas de concreto armado ou aço que absorvem deformações.

2.1.19 CAUSAS DE FALHAS EM OBRAS DE ALVENARIA

Um dos motivos que dificultam a evolução tecnológica deste material é o fato de que, lamentavelmente, a grande maioria dos cursos de graduação em engenharia e arquitetura não possuem disciplinas específicas de alvenaria estrutural. Por conseguinte, são lançados no mercado profissionais com pouco preparo para projetar ou construir num sistema tão antigo e tradicional. As exigências modernas de economia e emprego de novas técnicas ou materiais, como se sabe, impõem novos cuidados e soluções que estão sendo deixados em segundo plano (DUARTE, 1999).

As inovações tecnológicas da alvenaria ainda são merecedoras de cuidados especiais. A procura por novas técnicas com o objetivo de melhorar o desempenho da parede estrutural, às vezes acarreta manifestações patológicas. Se as vantagens são significativas em relação às desvantagens gera-se, no entanto, o incentivo à busca de novas soluções (SILVA, 2002).

2.2 RECALQUES DE APOIO

2.2.1 BREVE HISTÓRICO DAS OBRAS COM PROBLEMAS DE RECALQUES

2.2.1.1 No mundo

A Torre de Pisa é sem dúvida um símbolo clássico de recalque de apoio em uma estrutura. Sua construção foi iniciada em 1173 e concluída após quase duzentos anos, em 1350. Desde o início, a torre apresentou recalques maiores de um lado que de outro, que a fizeram inclinar. Possui oito andares com 58,5 m de altura em seção circular.

Ao longo da história, várias tentativas de solucionar o problema foram fracassadas. Porém, em 1990, estando o topo da torre mais de 4,5 m fora do prumo e continuando a inclinar-se numa proporção de 1,2 mm por ano, foi constituída mais uma comissão de especialistas para conduzi-la ao prumo. A solução proposta por esta comissão e realizada a partir de 1997 foi a utilização de sondas especiais para a retirada de solo abaixo do trecho do bloco que havia recalcado menos, com o objetivo de que apenas essa região viesse a afundar. Isso diminuiria a inclinação da torre. (<http://www.novomilenio.inf.br/santos/h0236d.htm>⁵). Veja-se a Figura 2.23.



Figura 2.23 – Torre de Pisa – Itália
<http://www.misteriosantigos.com/pisa.htm>⁶

⁵ Acessado em 20 de maio de 2006

² Acessado em 20 de maio de 2006

2.2.1.2 No Brasil

Na década de 1990 alguns prédios no litoral da cidade de Santos/SP sofreram grandes recalques. Os prédios inclinados da praia santista foram assunto de matéria no diário oficial de Santos, o *D.O.Urgente*, em 7 de fevereiro de 1995. Existem hoje cerca de 100 prédios com recalques significativos nesta cidade.

O Edifício Moulin Rouge chegou a desabar em 1990 durante a sua execução.

Na maior parte da orla santista, o subsolo é formado de uma camada de areia apoiada sobre espessa faixa (30/40 m) de sedimentos depositados ao longo de séculos, conhecidos como argila marinha, que são bastante adensáveis. Os prédios que transmitem elevadas cargas ao solo, quando apoiados diretamente na areia, podem, em determinadas circunstâncias, começar a afundar. Quando ocorrem significativas diferenças de deslocamentos verticais entre pontos da fundação de um prédio, essas ocasionam elevados recalques diferenciais. O resultado disso é uma paisagem curiosa, com edifícios se inclinando nas mais diversas posições.

Um exemplo significativo é o caso do bloco “A” do condomínio Núncio Malzoni, construído em 1967. O edifício, contendo dezessete andares, recalcou de forma irregular, tombando para o lado direito. O deslocamento do topo atingiu 2,10 m. A cada ano, o desaprumo aumentava um centímetro. Foi executado um projeto de reposicionamento que permitiu a continuidade de sua utilização (Figura 2.24).

<http://www.novomilenio.inf.br/santos/h0236d.htm>⁷

⁷ Acessado em 20 de maio de 2006

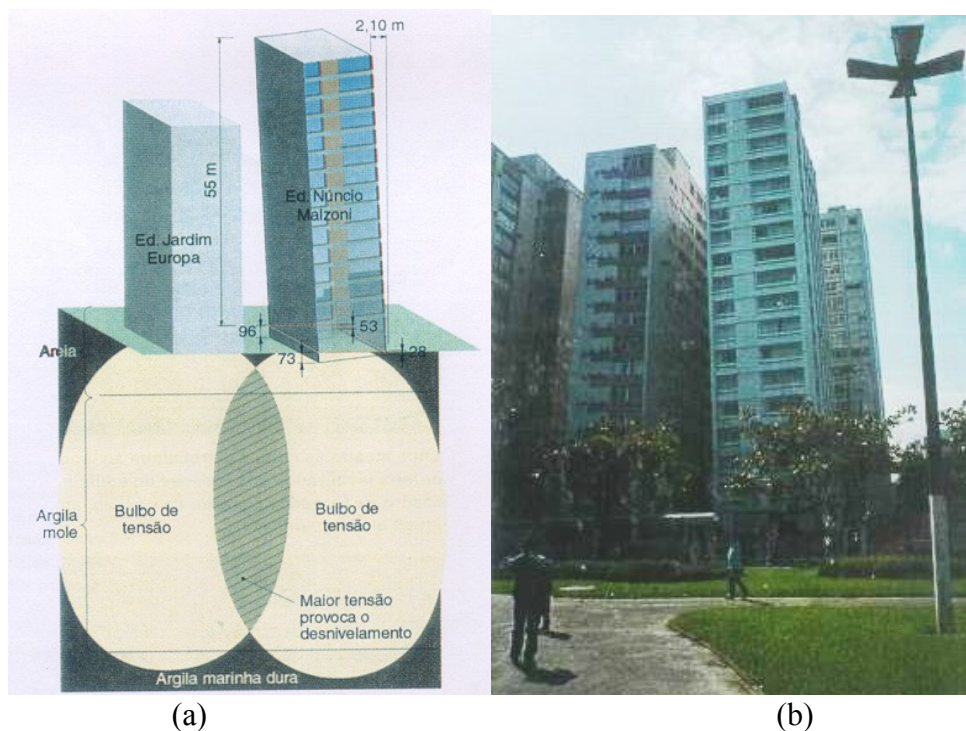


Figura 2.24 – Edifício Nuncio Malzoni: (a) Efeito solo; (b) Fachada inclinada

(<http://www.novomilenio.inf.br/santos/h0236d.htm>)⁸

2.2.2 RECALQUES E DANOS ASSOCIADOS

Todas as estruturas sofrem deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotacionais, dependendo da solicitação a que está submetida (Figura 2.25). Esses deslocamentos dependem da estrutura e do solo. Quando esses valores ultrapassam os limites aceitáveis, a estrutura pode chegar ao colapso, pois surgirão esforços em seus componentes para os quais não foram dimensionados.

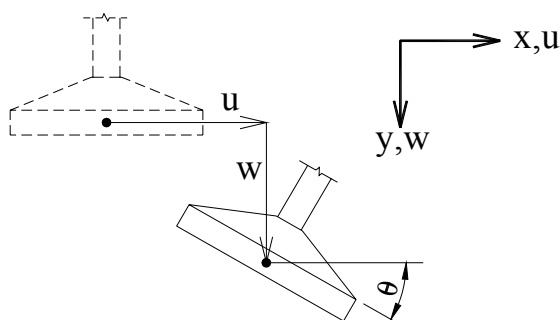


Figura 2.25 – Deslocamentos de uma fundação

⁸ Acessado em 20 de maio de 2006

2.2.2.1 Definições de deslocamentos e deformações de fundação

(a) *Deformação média específica (ε)*

É a razão entre a variação de comprimento δL e o comprimento L .

$$\varepsilon = \frac{\delta L}{L}$$

(b) *Recalque absoluto (w)*

É o deslocamento vertical descendente de um ponto da fundação. Se o deslocamento é para cima, é denominado levantamento. O recalque absoluto máximo é representado por w_{max} (Figura 2.26a).

(c) *Recalque diferencial ou relativo (δw)*

É a diferença entre os recalques absolutos de dois pontos distintos. O recalque diferencial máximo é representado por δw_{max} (Figura 2.26a).

(d) *Rotação (θ)*

É usada para descrever a variação da inclinação da reta que une dois pontos de referência da fundação (Figura 2.26a).

(e) *Inclinação ou desaprumo (ω)*

Descreve a rotação de corpo rígido da superestrutura como um todo ou de uma parte dela bem definida (Figura 2.26b).

(f) *Rotação relativa ou distorção angular (β)*

Descreve a rotação de uma reta que une dois pontos diferentes de uma edificação, tomados para definir o desaprumo, descontando-se a inclinação da mesma. Quando a inclinação é nula seu valor é o mesmo da rotação (Figura 2.26b).

(g) *Deformação angular (α)*

É determinada pela razão entre os recalques relativos e os comprimentos entre dois pontos à direita e à esquerda do ponto de referência. A deformação angular é positiva se produzir concavidade para cima (Figura 2.26a).

$$\alpha_c = \frac{\delta W_{CB}}{L_{CB}} + \frac{\delta W_{CD}}{L_{CD}}$$

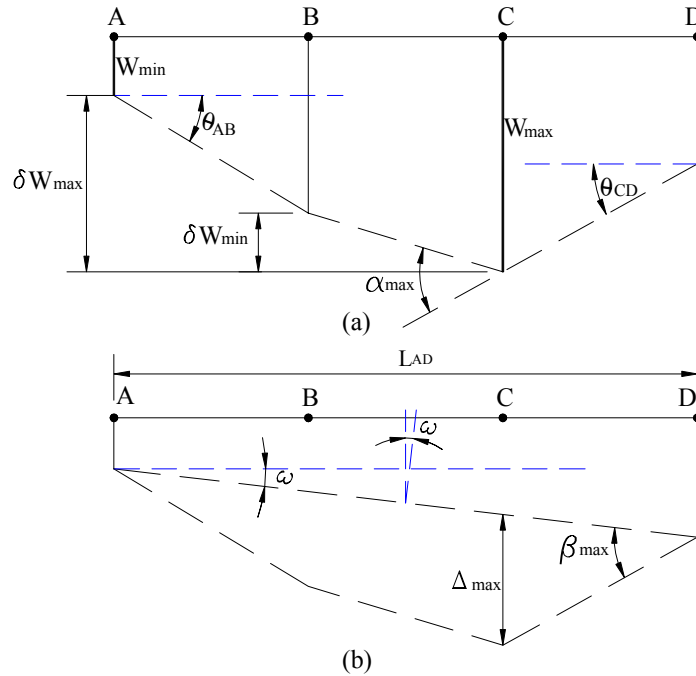


Figura 2.26 – Definições de movimento de fundação:

(a) recalque absoluto, recalque diferencial, rotação e deformação angular;

(b) inclinação, distorção angular e deflexão relativa.

(h) *Deflexão relativa (Δ)*

É o deslocamento vertical máximo em relação a uma reta que une dois pontos de referência afastados geralmente de L (extremos da edificação). Se a concavidade for para cima, Δ é positivo; caso contrário, Δ é negativo (Figura 2.26b).

(i) *Razão de deflexão ou parâmetro de curvatura (Δ/L)*

É a razão entre a deflexão relativa e a distância L . A convenção de sinais é a mesma da deflexão relativa.

HOLLANDA (2002) apresentou um histórico de diversos autores com medições de movimentos de fundação cujos valores comparados foram os seguintes: parâmetro de curvatura (Δ/L), rotação relativa (β) e tensão de tração. A Tabela 2.11 apresenta esses valores.

Nota-se que não houve um consenso quanto ao valor (Δ/L) que varia entre 1/1000 a 1/3333, no entanto a rotação relativa foi a mesma. Deve-se ressaltar, porém, que teve praticamente apenas uma origem.

Tabela 2.11 – Valores limites recomendados para evitar fissuração

Referência	β	Δ/L	Tensão de Tração
Meyerhof (1953)	---	1/2000	0,21MPa
Skempton e MacDonald (1956)	1/300	---	
Polshin e Tokar (1957)	---	0,0003 a 0,0007	
Grant et al (1974)	1/300	---	
Komomik e Mazurik(1987)	---	1/1000	
Beranek(1987)	---	---	0,1 a 0,30 MPa
Thomaz(1998)	1/300	---	

Segundo THOMAZ (1989), VELLOSO e LOPES (2004) e COLARES (2006), o limite de segurança para edifícios onde a fissuração não é aceitável (alvenaria estrutural) é da ordem de 1/500 para a rotação relativa.

2.2.2.2 Classificação dos tipos de danos provocados por recalques

(a) Estéticos

São aqueles que afetam apenas o visual da obra não comprometendo sua funcionalidade e estabilidade. São exemplos desses tipos as fissuras em alvenarias de vedação e os pequenos desaprumos provocados por rotação de corpo rígido.

(b) Funcionais

São aqueles que afetam o uso da edificação. Como exemplo desses tipos, têm-se problemas de abrir portas e janelas, problemas com elevadores e quebra de tubulações de esgoto.

(c) Estruturais

São os que afetam os elementos estruturais, podendo chegar até ao colapso da estrutura. São exemplos desses tipos as trincas em cintas, vigas e pilares e trincas em alvenaria.

2.2.2.3 Principais modos de deformação de uma estrutura e seus danos associados

Existem três modos principais de deformação de uma estrutura que são: recalques uniformes, recalques desuniformes sem distorção e recalques não uniformes com distorção. A Figura 2.27 correlaciona os tipos de recalques com os danos associados.

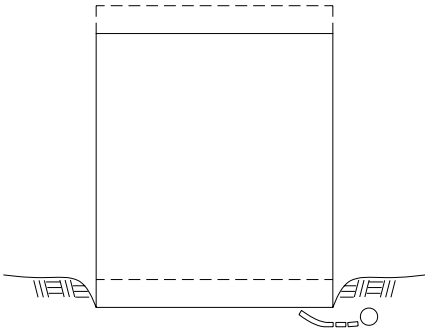
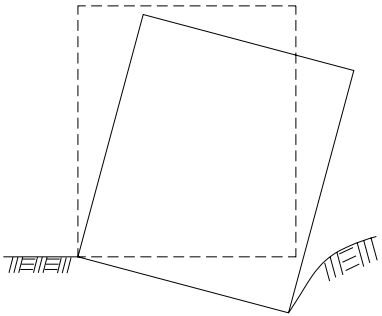
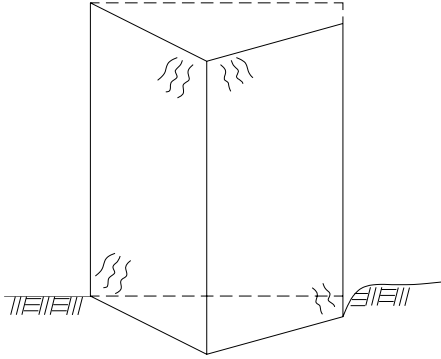
Tipos de Recalque	Danos Associados
uniformes 	Danos arquitetônicos (estéticos e funcionais), dependendo da grandeza dos recalques. Danos às ligações com o exterior: instalações, rampa, escadas, etc.
não uniformes sem distorção 	Danos arquitetônicos: desaprumos em prédios altos. Danos estruturais: Efeito Pó
não uniformes com distorção 	Danos arquitetônicos: fissuração, distorção de vãos. Danos estruturais: fissuras em vigas, paredes, etc

Figura 2.27 – Tipos de recalques em edificações e os danos associados

(Adaptado de LOPES, 1988 apud GUSMÃO, 1990 e COLARE, 2006)

2.2.3 MONITORAMENTO DOS RECALQUES NAS EDIFICAÇÕES

Como citado no primeiro capítulo, DANZIGER *et al* (1995) em seu trabalho comentaram que a prática brasileira do controle de recalques em estruturas só é feita, geralmente, quando são constatados problemas na edificação ou quando da realização de escavações próximas.

A bibliografia atual mostra que o perfil da engenharia brasileira começou a mudar e já existem várias pesquisas em que são feitos monitoramentos de recalques. Vale destacar que, na cidade do Recife, tem sido prática comum o controle de recalques nos edifícios.

GUSMÃO (1990) analisou sete prédios, sendo a maioria edificações de grande porte em estruturas aporticadas em concreto armado. Todas as fundações são do tipo superficial e a maioria delas em sapatas isoladas, exceto em duas das obras, que são em radier. A maioria dos solos constava de uma camada espessa de areia sobre uma camada de argila de baixa resistência. As obras analisadas localizam-se na cidade do Recife-PE (três), Santos-SP (três) e uma em Durban – África do Sul.

ANDRADE *et al* (2000) fizeram um monitoramento de recalques diferenciais em uma edificação localizada na cidade de Tijuca-SC. Através da análise dos dados obtidos, verificaram a gravidade das manifestações patológicas analisando uma alternativa de solução proposta para o problema. Essa solução apresentava-se sob a forma de um projeto de recuperação economicamente viável e tecnicamente segura para os fins a que se destinava a obra. O solo apresentado é formado por uma camada de aterro com 1 m de profundidade sobre uma camada de areia compacta (5,5 m a 6 m) assente em camada de argila mole (24 a 24,5 m).

GONÇALVES (2004) analisou a distribuição de cargas nos pilares de um edifício localizado na cidade do Rio de Janeiro, o qual teve recalques e deformações nos pilares medidos desde o início da construção. A estrutura do edifício é em concreto armado com fundação em sapatas superficiais. No solo descrito, ao longo de aproximadamente 20m, existem camadas de areias finas a médias sobre uma camada de argila até a profundidade de 26,28m.

LIMA E GUSMÃO (2004), com a finalidade de comprovarem a interação solo-estrutura, monitoraram três edificações de grande porte na cidade do Recife com 17, 26 e 18 pavimentos. Todas elas em concreto armado.

LUCENA *et al* (2005) apresentam um estudo sobre a interação solo-estrutura através do monitoramento de recalques de três edifícios acompanhados desde o início da construção, situados na zona litorânea da cidade de João Pessoa. Os principais pontos analisados foram: a evolução dos recalques ao longo do tempo e a interação solo-estrutura.

O objetivo deste breve histórico foi mostrar a importância que se tem de monitorar uma estrutura através de suas medições de recalques. Esse tipo de monitoramento permite traçar perfis de parâmetros importantes, como velocidade de recalque e distorções. Serve como instrumento para o estudo de melhoramento de solos e dos efeitos da interação solo-estrutura, além de servir como um banco de dados para outras obras.

Percebem-se, também, nas obras monitoradas, que, na maioria delas, o perfil do terreno é semelhante ao do conjunto residencial apresentado neste trabalho (uma camada de aterro/areia apoiada sobre uma camada de argila compressível). Esse é um perfil de solo propício a grandes recalques.

2.3 FUNDAÇÕES

2.3.3 ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – CONSIDERAÇÕES GERAIS

As modernas teorias de análise estrutural consideram as edificações como sendo um sistema único constituído de três partes: superestrutura, infra-estrutura e terreno de fundação.

A superestrutura é a parte que será utilizada após sua construção. É composta pelas lajes, vigas e pilares, além dos elementos de fachada e de divisão interna.

A infra-estrutura é a parte constituída pelos elementos que transferem as cargas da estrutura para o terreno de fundação (sapatas ou blocos) e pelas cintas.

O terreno de fundação é responsável pela absorção das ações provenientes da superestrutura (Figura 2.28).

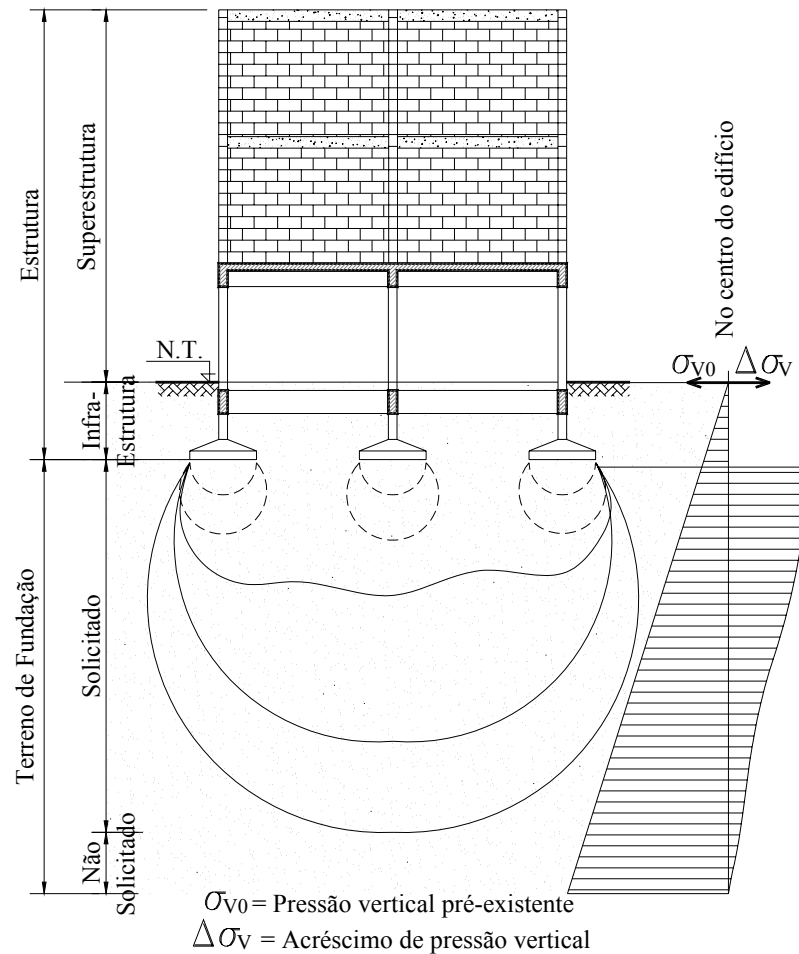


Figura 2.28 – Partes constituintes de uma edificação

(Adaptado de GUSMÃO, 1990)

Em geral, a estrutura é calculada supondo-se os apoios indeslocáveis, o que resulta nos esforços atuantes (forças verticais, forças horizontais e momentos). Esses resultados são fornecidos ao projetista de fundação que, com os resultados de investigação do solo, projeta as fundações estimando os recalques com base na hipótese de que cada apoio pode se deslocar independentemente dos outros. É gerada uma incerteza entre a estrutura e o terreno de fundação, porém qualquer que seja a fundação adotada, após ser carregada, solicitará o terreno, que se deformará, resultando nos deslocamentos verticais (recalques) (Figura 2.29). Essa deformação é consequência da mudança no estado de tensão preexistente no terreno de fundação devido à construção da edificação. Devido a isso, a condição inicial de apoio indeslocável fica prejudicada, e, nas estruturas hiperestáticas, que são a maioria, as cargas iniciais são redistribuídas. Chega-se ao problema conhecido como interação solo-estrutura. Os engenheiros

estruturais e de fundações devem trabalhar juntos na análise deste problema (GUSMÃO, 1990 e VELLOSO e LOPES, 2004).

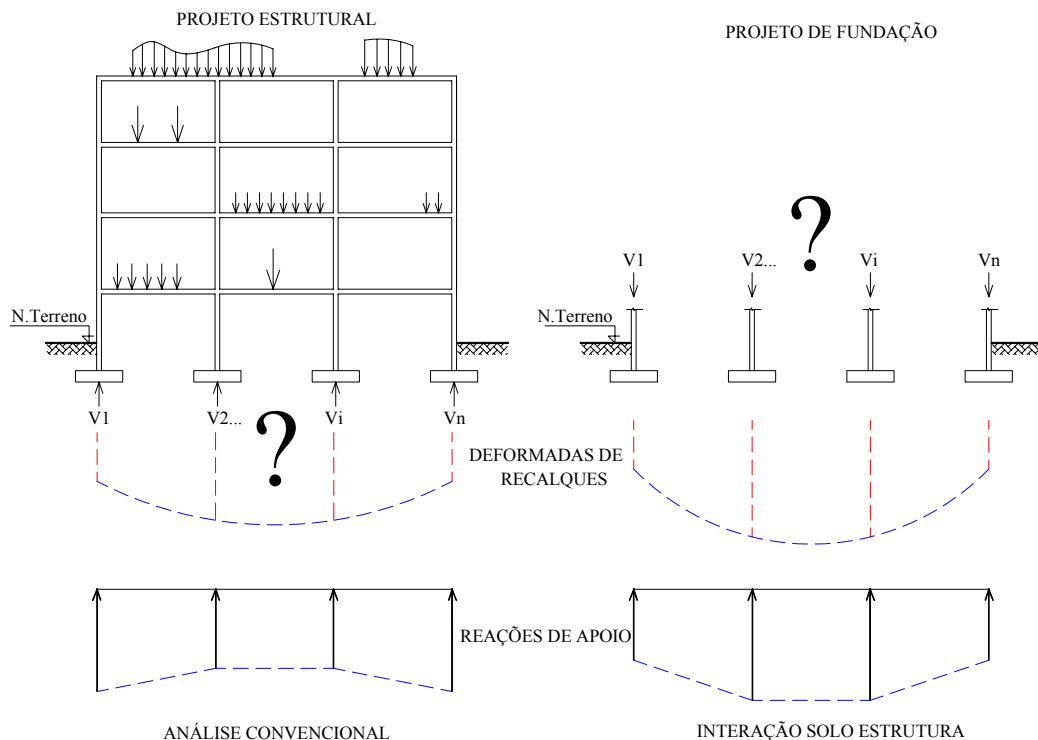


Figura 2.29 – Hipóteses básicas de projeto estrutural e de fundações com o efeito da interação solo-estrutura

(Adaptado de GUSMÃO, 1990)

2.3.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)

A interação solo-estrutura tem por objetivo fornecer e avaliar os efeitos dos deslocamentos da fundação (recalques) e também os esforços internos da estrutura.

O estudo da ISE tem como pioneiro o pesquisador MEYERHOF que, em 1953, publicou um trabalho baseado na teoria da elasticidade. Nesse trabalho, relacionava a rigidez relativa da estrutura com a do solo (GUSMÃO, 1990; VELLOSO e LOPES, 2004; e GONÇALVES, 2004).

A rigidez relativa fundação-solo para uma placa (Figura 2.30), é representada pela seguinte expressão:

$$R_r = \frac{E_c \cdot I}{E \cdot B}$$

onde:

- $E_c \rightarrow$ é o modulo de deformação longitudinal da placa (ex. concreto);
- $I \rightarrow$ momento de inércia da seção transversal da placa por unidade de largura;
- $E \rightarrow$ é o modulo de deformação longitudinal do solo

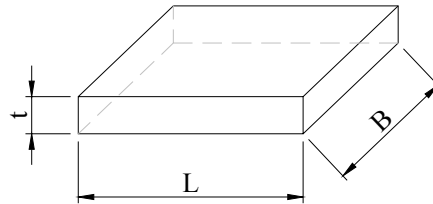


Figura 2.30 – Fundação em radier

MEYERHOF (apud VELLOSO e LOPES, 2004) propôs também um modelo simplificado em que toda a estrutura poderia ser substituída por uma viga de inércia equivalente (Figura 2.31a). No caso de um edifício com estrutura em pórtico de concreto e painéis de fechamento em alvenaria (Figura 2.31b), tem-se:

$$E_c I = \sum E_c I_v + \sum E_a I_a$$

onde:

- $E_c I \rightarrow$ é a inércia da viga equivalente;
- $\sum E_c I_v \rightarrow$ somatório das rigidezes das vigas da superestrutura;
- $\sum E_a I_a \rightarrow$ somatório das rigidezes dos painéis de alvenaria.

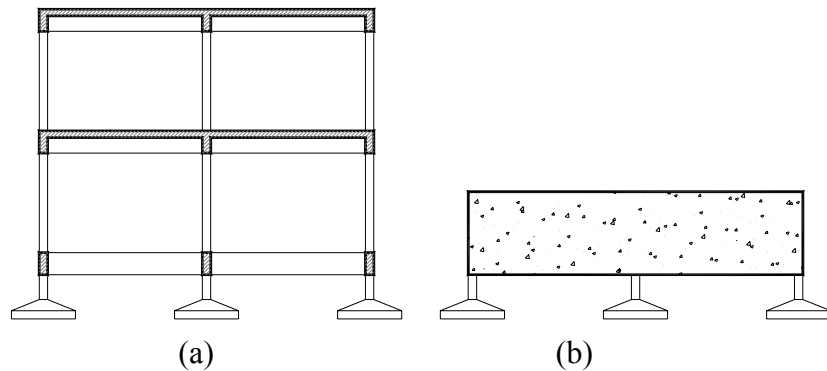


Figura 2.31 – Sistemas: (a) fundação e superestrutura; (b) fundação e viga equivalente
(Adaptado de VELLOSO e LOPES, 2004)

Quem governa o desempenho da estrutura é a rigidez relativa, isto é, uma estrutura assente em rocha pode se comportar como flexível, porém a mesma estrutura, se estiver sobre uma argila mole, pode se comportar como rígida.

GUSMÃO (1990), em sua pesquisa, fez um estudo paramétrico com análise qualitativa e quantitativa dos fatores que influenciam o mecanismo de interação solo-estrutura em edificações. Utilizou um modelo proposto em 1975 por POULOS, que considera a estrutura como sendo um sistema único (superestrutura + infra-estrutura + terreno de fundação). Fez também estudos comparativos entre métodos de outros autores e verificou que o método simplificado proposto por MEYERHOF, em 1953, mostrou ser satisfatório para vários casos analisados.

Chegou, então, às seguintes conclusões:

- ✓ “o desempenho de uma edificação é governado pela rigidez relativa estrutura-solo;
- ✓ os recalques absolutos e diferenciais máximos diminuem de grandeza com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo; sendo que os recalques absolutos são menos influenciados que os diferenciais;
- ✓ o aumento do número de pavimentos da edificação aumenta a rigidez global da estrutura, exercendo uma significativa influência na tendência à uniformização dos recalques;
- ✓ a tendência à uniformização dos recalques não cresce linearmente com o número de pavimentos da edificação. Observa-se que há uma maior contribuição dos primeiros pavimentos;
- ✓ as cintas influenciam na rigidez global da estrutura e conseqüentemente a tendência à uniformização dos recalques;

- ✓ *a consideração do efeito tridimensional de pórtico faz com que haja uma maior tendência à uniformização dos recalques;*
- ✓ *há uma maior tendência à uniformização dos recalques à medida que a forma em planta da estrutura tende para um quadrado;*
- ✓ *os recalques absolutos e diferenciais máximos aumentam de grandeza ao se considerar a interação entre os elementos de fundação para fins de recalque; observa-se, no entanto, que a relação entre o recalque diferencial máximo e o recalque absoluto máximo diminui.”*

MOURA (1995) desenvolveu uma metodologia para análise de interação solo-estrutura em edifícios baseada na técnica de subestruturação, dividindo o conjunto (estrutura + fundação) em duas subestruturas. A metodologia desenvolvida foi implementada em um programa computacional permitindo as análises tridimensionais de interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares.

COLARES (2006) desenvolveu um programa para análise de edifícios de concreto armado assentados sobre sapatas, capaz de avaliar os efeitos decorrentes da deformação do maciço de solo nas peças da superestrutura. Empregou, em sua modelagem, o Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando elementos de casca planos para determinação dos deslocamentos. Verificou que, como suas estruturas eram placas com carregamento perpendiculares ao seu plano, poderiam ter sido modeladas com elementos de placa, pois os seis graus de liberdade do elemento de casca tornam a estrutura mais rígida diminuindo os deslocamentos. Para a validação de seu trabalho, fez alguns comparativos com exemplos analisados por outros autores, chegando a resultados coerentes. Os exemplos comparados de estruturas foram: placa rígida sobre meio semi-infinito, placa flexível sobre meio semi-infinito, placa com diferentes espessuras carregada uniformemente, bloco sobre meio semi-infinito, bloco sobre camada finita de solo e blocos apoiados sobre meio semi-infinito.

2.3.5 SISTEMA SOLO-FUNDAÇÃO – MEIO AMBIENTE

Ao projetar a fundação de uma obra, o engenheiro tem que atender ao mesmo binômio presente em qualquer projeto de engenharia: a segurança com economia. A solução de um projeto de fundação deve ser avaliada em função de seu desempenho, isto é, deve ser assegurado que a obra seja estável.

Certamente que é importante o conhecimento do terreno da fundação, de suas características e o próprio elemento de fundação escolhido para transferência de carga ao solo. Outras características, porém, como o material e o sistema estrutural utilizado na superestrutura, a natureza dos carregamentos e o espaço ambiental onde a obra está inserida, também são importantes para que o projetista de fundações possa efetuar o dimensionamento com segurança e economia.

Ações externas diretamente ligadas ao meio ambiente e que influenciam diretamente em um projeto de fundação podem ser representadas por:

- ✓ tipo de espaço → encosta, beira-mar, falha geológica;
- ✓ geometria → inclinação do talude, direção das fratura das rochas;
- ✓ processo geológico → cheia, erosão, abalos sísmicos, avanço do mar;
- ✓ atividade biológica → bolsões de formigas, microorganismos nas madeiras, cupins ou biodeterioração de materiais.

Então, em um projeto de fundação não se pode ficar limitado ao elemento estrutural em si e ao solo, mas deve-se ir além a partir de uma visão sistêmica, ou seja, perceber-se a interação da fundação com o meio no qual está inserida. Essa dimensão macro é responsável pelo desempenho da obra (GUSMÃO FILHO, 1998).

CAPÍTULO – 3

DESCRIÇÃO DA OBRA

3.1 CARACTERÍSTICAS DA OBRA

A obra analisada é constituída de um grupo de edifícios residenciais situado na Região Metropolitana do Recife (RMR). Cada bloco possui 16 (dezesseis) apartamentos, sendo quatro por andar. Veja-se a locação esquemática na Figura 3.1.

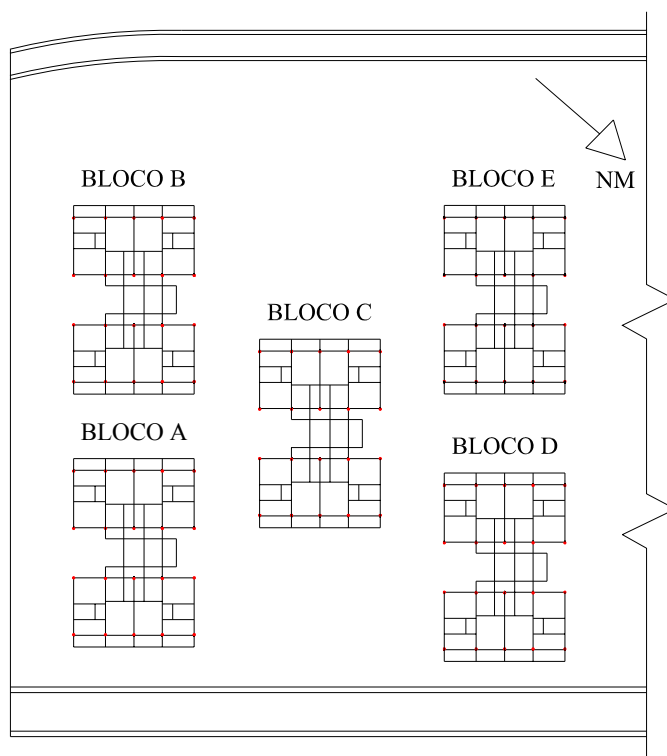


Figura 3.1 – Locação esquemática dos blocos

3.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

O solo de fundação da obra em questão possui uma camada de material compressível, de espessura significativa, sob uma camada de aterro que, pelo próprio adensamento natural, carrega esta camada inferior.

Esse adensamento natural tem provocado recalques diferenciais significativos na obra estudada, promovendo sérios desaprumos e fissuras. As Figuras 3.2 e 3.3 mostram, respectivamente, o desaprumo do bloco D e uma das grandes rachaduras no bloco E.



Figura 3.2 – Desaprumo do bloco D.

Inclinado à esquerda em relação ao bloco C que está à frente



Figura 3.3 – Rachadura no bloco E

3.3 CARACTERÍSTICAS DOS BLOCOS DE APARTAMENTOS

3.3.1 SUPERESTRUTURA

Trata-se de edifícios residenciais, cada um com quatro pavimentos (tipo “caixão”), construído em alvenaria resistente. Todos, com exceção do bloco E, têm reservatório superior construído em concreto armado, situado sobre a caixa da escada.

Possuem planta baixa convencional constituída de duas lâminas principais, interligadas pela caixa de escada (em forma de “H”), com vãos máximos de laje de 3,08 m, pé direito de 2,72 m, para os 2º, 3º e 4º pavimentos, e de 3,12 m, para o 1º pavimento. A altura total da edificação é de 13,92 m. Existem pilares e vigas em concreto armado apenas na região que compreende a circulação, escada e reservatório superior. Sobre as alvenarias externas, no nível da laje, existem vigas calhas (Vc) pré-fabricadas preenchidas com concreto. As paredes são de blocos cerâmicos com 12 cm de espessura. As alvenarias internas (tracejadas na Figura 3.4) são apenas de vedação. A laje é treliçada tipo painel, com espaçamento entre nervuras de 25cm (Figuras 3.4 e 3.5).

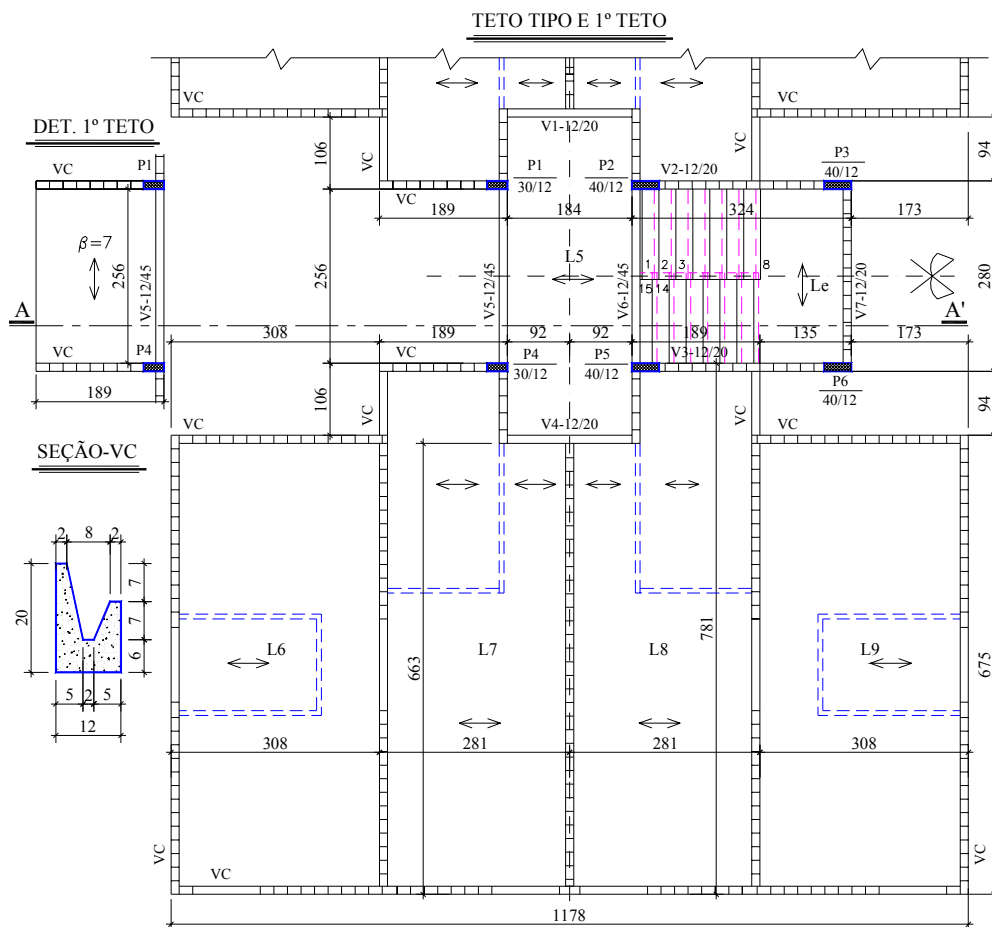


Figura 3.4 – Formas do Teto Tipo e 1º Teto

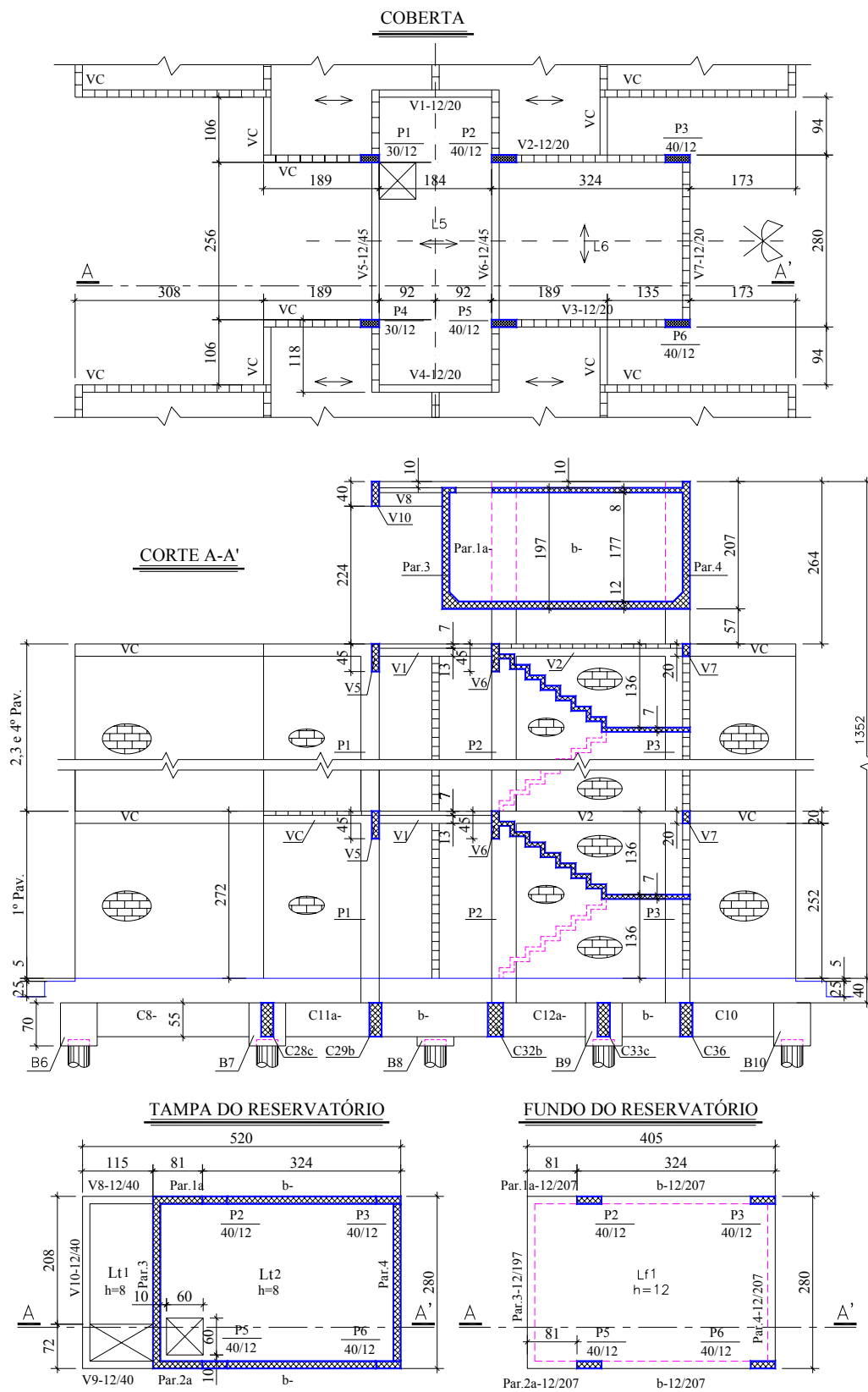


Figura 3.5 – Formas da Coberta, Reservatório Superior e Corte

Figura 3.6 Forma da Fundação

3.4 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

3.4.1 AÇÕES VERTICAIS

Para a determinação das ações verticais, foi utilizada a Norma NBR 6120 (ABNT, 1980) que trata do assunto.

3.4.1.1 Cargas permanentes

Os pesos próprios dos elementos (cintas, vigas, pilares, nervuras, caixa d'água e paredes) foram calculados internamente pelo programa SAP2000 em função do peso específico dos seus respectivos materiais e de suas dimensões que foram fornecidos ao programa.

Dados especificados pela Norma:

- peso específico do concreto armado $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$ NBR-6118 (ABNT, 2003);
- peso específico do bloco vazado $\gamma_{bl} = 13 \text{ kN/m}^3$ NBR-6120 (ABNT, 1980).

A parede do edifício foi discretizada com 12 cm (espessura do bloco).

No programa, para incorporar o revestimento à carga da parede, foi utilizado um peso específico de alvenaria equivalente (γ_{alv}), obtido da forma abaixo discriminada.

Nas paredes revestidas tem-se o seguinte peso por metro quadrado:

$$pp = e \times \gamma_{alv}$$

onde:

- $e \rightarrow$ espessura da parede (bloco + revestimento);
- $\gamma_{alv} \rightarrow$ peso específico da alvenaria.

Obteve-se o peso da parede revestida, com espessura de 15 cm, da seguinte forma:

$$pp = 0,15m \times 13kN / m^3 = 1,95 \text{ kN} / m^2$$

Esse peso por área de parede foi substituído para blocos de 12 cm e, então, obteve-se o seguinte γ_{alv} equivalente:

$$0,12 \times \gamma_{alv} = 1,95 \quad \gamma_{alv} = \frac{1,95}{0,12} \Rightarrow \boxed{\gamma_{alv} = 16,25 \text{ kN} / \text{m}^3}$$

A ação das paredes não estruturais sobre as lajes foi calculada internamente pelo programa. Como cada parede interna, não estrutural, carrega apenas a laje em que se apóia, teve-se o cuidado de modelar essas paredes com os elementos de cascas soltos da nervura da laje superior a essas, para que o carregamento não se acumulasse, até o pavimento térreo. A Figura 3.7 representa essa modelagem.

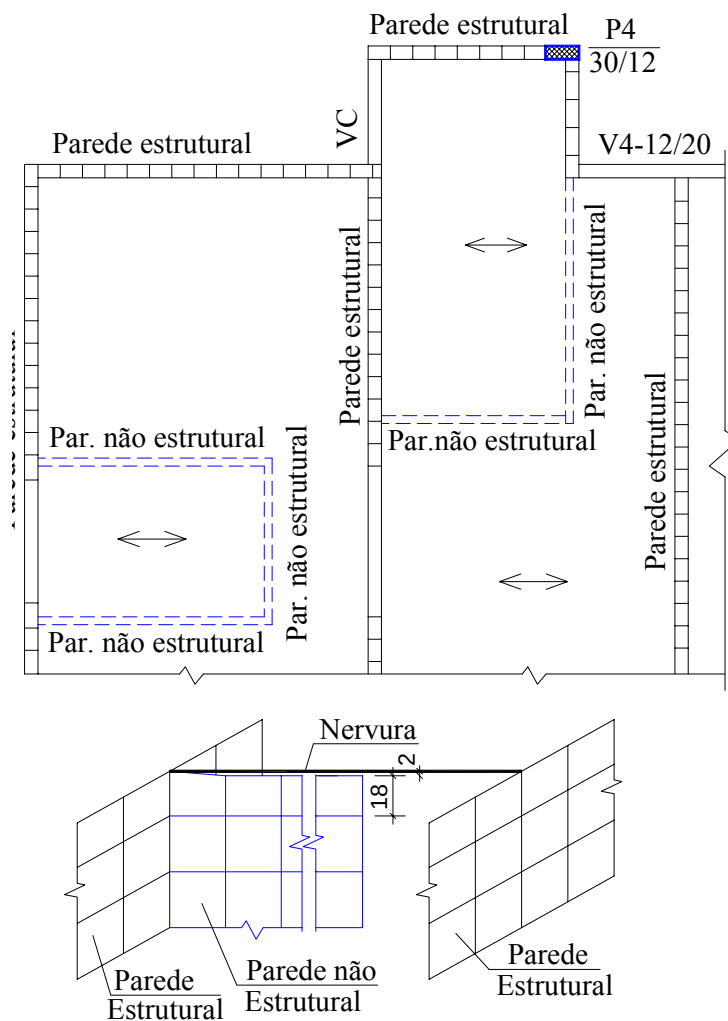


Figura 3.7 – Detalhe da discretização da parede não estrutural

Mesmo não sendo estruturais, essas paredes foram discretizadas com o objetivo de se ter um perfil mais próximo do comportamento real da estrutura. Nota-se que essa influência existe e que pode ser claramente percebida pela perturbação no diagrama de tensões horizontais representado na Figura 3.8.

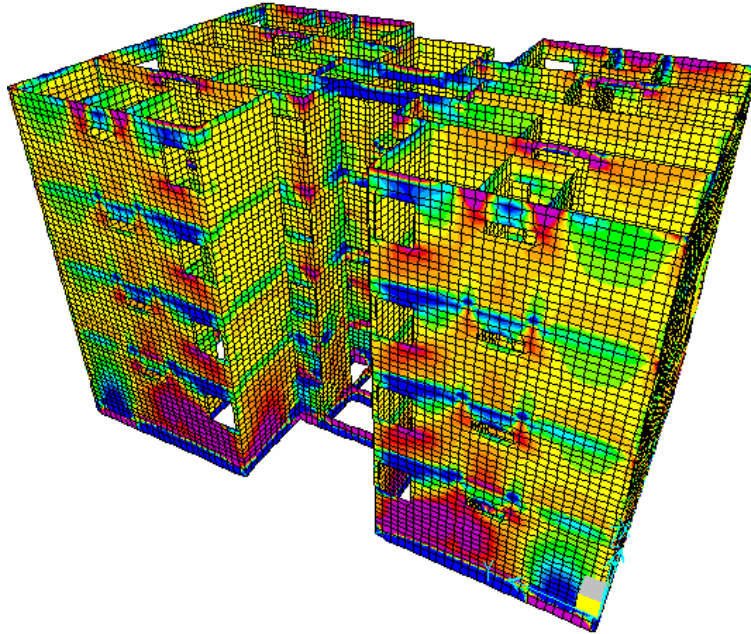


Figura 3.8 – Representação gráfica das tensões horizontais no bloco E, destacando a perturbação devido às paredes internas

As nervuras das lajes constituídas de painéis treliçados foram discretizadas através de elementos de barra com inércia equivalente.

A ação do revestimento nas lajes e escada foi considerada, no elemento de barra, por área de influência.

3.4.1.2 Deslocamento de apoio

As leituras dos recalques foram realizadas apenas para a estrutura sob a ação de carregamentos permanentes. Portanto, as combinações de carregamentos analisadas foram as ações de peso próprio e revestimento mais uma variação percentual (10 a 100%) do recalque total. Essas combinações estão representadas na Tabela 3.2.

Apenas para o bloco E foram efetuadas duas análises de combinações de carregamentos: uma como descrita anteriormente e outra como sendo a combinação de peso próprio e revestimento com todas as leituras dos recalques medidos. Essas combinações estão representadas nas Tabelas 3.3 a 3.4.

Os recalques foram acrescentados à estrutura como deslocamento imposto no extremo inferior da estaca, conforme indicado na Figura 3.9.

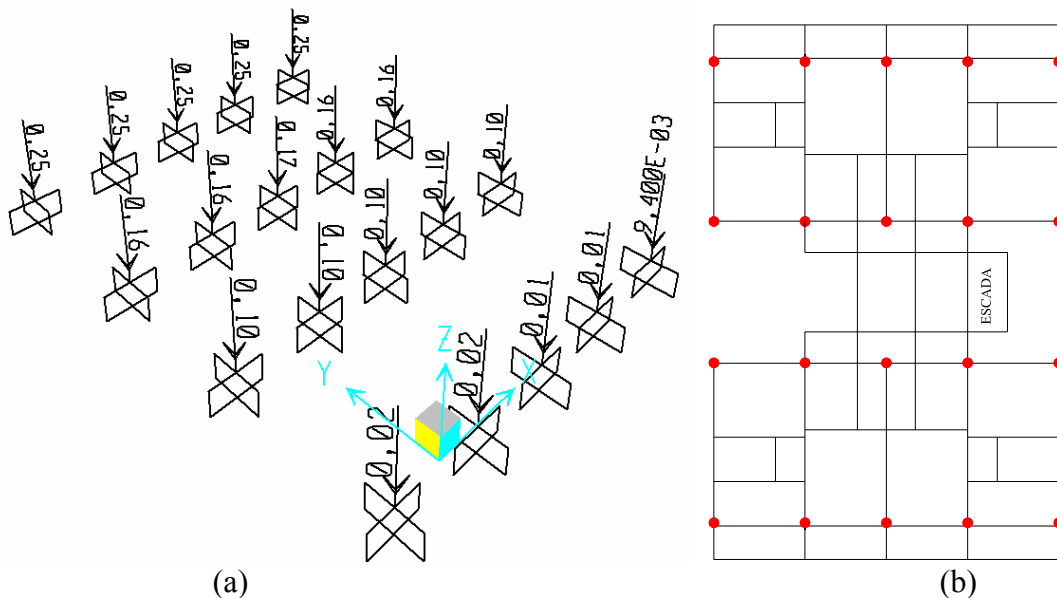


Figura 3.9 – Representação gráfica dos recalques impostos aos apoios da estrutura:

(a) - recalques (m); (b) - localização dos apoios

3.4.1.3 Cargas acidentais (sobrecargas)

As cargas acidentais foram consideradas na composição dos carregamentos do edifício modelado com o objetivo de se fazer uma análise futura para novas medições de recalques da obra em seu estado de utilização.

Foram consideradas as seguintes sobrecargas definidas pela Norma NBR-6120 (ABNT, 1980):

- quartos, salas, cozinhas e banheiros $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- área de serviço $2,0 \text{ kN/m}^2$;
- escadas e *hall* sem acesso ao público $2,5 \text{ kN/m}^2$;
- lajes de cobertura mais telhado $1,0 \text{ kN/m}^2$.

A sobrecarga também foi adicionada pela área de influência das nervuras, seguindo o mesmo critério adotado para o revestimento.

No reservatório superior, foi considerado o empuxo da água agindo nas paredes e laje de fundo e sobrecarga de $1,0 \text{ kN/m}^2$ sobre a laje de tampa.

3.4.2 AÇÕES HORIZONTAIS

3.4.2.1 Ação do vento

Como ainda não existe uma norma para o cálculo de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos vazados, foi considerada a Norma NBR-10837 equivalente para blocos em concreto (ABNT, 1989).

De acordo com essa norma, se o prédio possuir paredes enrijecedoras e tiver menos de cinco pavimentos, a ação do vento pode ser desprezada.

Na obra estudada, pelo fato de ela possuir essas características, o efeito do vento foi desconsiderado.

3.4.2.2 Desaprumo

De uma forma geral, as construções de edifícios possuem imperfeições geométricas. A Norma NBR-10837 (ABNT, 1989) não trata do assunto, porém, para os edifícios em alvenaria, podem ser adotadas as mesmas indicações da norma para projeto de estruturas em concreto armado, NBR-6118 (ABNT, 2003).

O ângulo do desaprumo é dado por:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 * \sqrt{H}}$$

onde:

- $\theta_{1\min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos
- $\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas de nós deslocáveis
- $\theta_{1\max} = 1/200$
- H – altura da total da edificação em metros.

Para a estrutura analisada, tem-se o seguinte valor do ângulo de desaprumo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{13,92}} = \frac{1}{373} \rightarrow \boxed{\theta_1 = 0,00268}$$

Como o valor calculado foi menor que o mínimo para estruturas de nós deslocáveis, deve-se considerar o mínimo, ou seja:

$$\theta_1 = \frac{1}{300} \rightarrow \boxed{\theta_1 = 0,00333}$$

A ação devida às imperfeições geométricas (desaprumos) é calculada através de uma força horizontal equivalente dada por:

$$\boxed{F_d = \Delta P \cdot \theta}$$

onde:

- F_d – força horizontal equivalente ao desaprumo;
- ΔP – peso total do pavimento considerado.

Essas forças horizontais devidas ao desaprumo seriam acrescentadas à ação do vento. Pelas mesmas razões apresentadas no item anterior, essas forças foram desprezadas.

3.5 CASOS DE CARREGAMENTOS

A Tabela 3.1 mostra a nomenclatura utilizada para os casos de carregamento fornecidos ao programa.

Tabela 3.1 – Casos de carregamentos

Blocos	Nome dos casos
Blocos A a D Com caixa d' água	dead (peso próprio) ; live (sobrecarga) hidro (água); revest (revestimento) rectotal (recalque total)
Bloco E Sem caixa d' água (% do último recalque)	dead (peso próprio) ; live (sobrecarga) revest (revestimento) ; rectotal (recalque total)
Bloco E Sem caixa d' água (todos os recalques medidos)	dead (peso próprio) ; live (sobrecarga) revest (revestimento) rectotal 443, rectotal 457, rectotal 577, rectotal 713, rectotal 773, rectotal 804, rectotal 835, rectotal 868, rectotal 897, rectotal 1484

3.6 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

A Tabela 3.2 mostra a nomenclatura utilizada para as combinações de carregamento fornecidas ao programa para a análise dos blocos A a D.

Tabela 3.2 – Combinações de carregamentos (blocos A a D)

Blocos	Combinações	Nome dos casos	Tipo dos casos	Fator de escala
Blocos A a D – Com caixa d' água	COMB1D+Rev	dead+revest	linear estático	1
	(*)COMB2D+Rev+L	dead+revest+live	linear estático	1
	(*)COMB3D+Rev+L+H	dead+revest+live+hidro	linear estático	1
	COMB1+0,10rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,1
	COMB1+0,20rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,2
	COMB1+0,30rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,3
	COMB1+0,40rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,4
	COMB1+0,50rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,5
	COMB1+0,60rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,6
	COMB1+0,70rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,7
	COMB1+0,80rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,8
	COMB1+0,90rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,9
	COMB1+rectotal	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 1

(*) Essas combinações não foram utilizadas nesta análise, pois as leituras dos recalques foram efetuadas apenas para a obra com carregamento permanente.

As Tabelas 3.3 e 3.4 mostram as nomenclaturas das duas situações de combinações de carregamento fornecidas ao programa para a análise do bloco E que são, respectivamente, as cargas permanentes com os percentuais do último recalque medido e as cargas permanentes com todos os recalques medidos.

Tabela 3.3 – Combinações de carregamentos (bloco E) – percentuais de recalques

Bloco	Combinações	Nome dos casos	Tipo dos casos	Fator de escala
Bloco E – Sem caixa d’ água (percentuais do último recalque medido)	COMB1D+Rev	dead+revest	linear estático	1
	(*)COMB2D+Rev+L	dead+revest+live	linear estático	1
	COMB1+0,10rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,1
	COMB1+0,20rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,2
	COMB1+0,30rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,3
	COMB1+0,40rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,4
	COMB1+0,50rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,5
	COMB1+0,60rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,6
	COMB1+0,70rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,7
	COMB1+0,80rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,8
	COMB1+0,90rec	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 0,9
	COMB1+rectotal	COMB1D+Rev + rectotal	combinação linear estático	1 1

(*) Essa combinação não foi utilizada nesta análise, pois as leituras dos recalques foram efetuadas apenas para a obra com carregamento permanente.

Tabela 3.4 – Combinações de carregamentos (bloco E) – todos os recalques medidos

Bloco	Combinações	Nome dos casos	Tipo dos casos	Fator de escala
Blocos E – Sem caixa d' água (todas as leituras dos recalques medidos)	COMB1D+Rev	dead+revest	linear estático	1
	(*)COMB2D+Rev+L	dead+revest+live	linear estático	1
	COMB1+rec443	COMB1D+Rev +rectotal 443	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec457	COMB1D+Rev +rectotal 457	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec577	COMB1D+Rev +rectotal 577	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec717	COMB1D+Rev rectotal 717	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec773	COMB1D+Rev +rectotal 773	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec804	COMB1D+Rev +rectotal804	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec835	COMB1D+Rev rectotal835	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec868	COMB1D+Rev +rectotal868	combinação linear estático	1 1
	COMB1+ rec897	COMB1D+Rev +rectotal897	combinação linear estático	1 1
	COMB1+rec1484	COMB1D+Rev +rectotal1484	combinação linear estático	1 1

(*) Essa combinação não foi utilizada nesta análise, pois as leituras dos recalques foram efetuadas apenas para a obra com carregamento permanente.

4.1 MODELAGEM TRIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS FINITOS

A modelagem tridimensional pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma das mais abrangentes e precisas utilizadas na análise estrutural, podendo ser aplicada tanto para estruturas reticulares como para estruturas contínuas. Nesse método, a compatibilidade dos deslocamentos dos nós objetiva a representação do contínuo a partir de elementos discretos. Por meio desse, as paredes de um edifício em alvenaria estrutural são modeladas por elementos de casca, colocando os carregamentos em cada pavimento. Esse é um procedimento trabalhoso na montagem dos dados e interpretação dos resultados; por isto, ainda é pouco utilizado quando se quer analisar apenas a distribuição de cargas das paredes até a fundação.

O MEF é, contudo, bastante indicado para se fazer uma análise mais consistente de estruturas submetidas a condições especiais de solicitação, tais como: recalques de apoios, ações de vibrações e interação solo-estrutura. Sem o auxílio de um programa computacional que utilize este método de discretização, esses estudos efetuados de forma precisa seriam inviáveis.

Alguns trabalhos mostram que simplificações podem ser efetuadas na modelagem por elementos finitos de acordo com o que se deseja obter como resposta sem que a análise fique comprometida.

MOREIRA *et al* (2004) propuseram um modelo analítico simplificado para transformar os painéis de alvenaria em elementos de barra diagonais que, quando incorporados ao modelo 3D da estrutura do edifício em concreto armado, reproduzem a rigidez cisalhante do painel original. Tal modelo teve o objetivo de simplificar a elaboração de modelos tridimensionais de edifícios, já que a inclusão de painéis de alvenaria tem se mostrado necessária na simulação da rigidez global da estrutura, e a sua discretização, por meio de elementos finitos de casca, é muito onerosa.

MOITA *et al* (2004) realizaram ensaios em escala real de seis edifícios de quatro pavimentos sob a ação de cargas verticais, com o objetivo de examinar o comportamento geral da estrutura. O posicionamento adequado da instrumentação necessária à realização dos testes foi obtido pela identificação dos pontos de

concentração de tensões e regiões mais solicitadas. Essa identificação das solicitações foi resultado da análise da estrutura pelo método dos elementos finitos.

Devido à simetria dos edifícios e do carregamento aplicado na prova de carga, apenas a metade da estrutura foi modelada.

4.2 MODELAGEM EFETUADA

O edifício foi modelado tridimensionalmente pelo Método dos Elementos Finitos. Como a análise principal é o efeito dos recalques, não se pôde tomar partido da simetria do edifício.

As paredes, cintas, pilares, vigas e caixa d'água foram discretizadas como elemento de casca de quatro nós com seis graus de liberdade por nó.

As estacas e nervuras foram discretizadas como elementos de barra de dois nós.

A laje tipo painel, depois de colocado o seu capeamento, tem o aspecto de laje maciça em concreto armado, porém ela possui pouca rigidez na direção normal às nervuras. Tendo em vista que a laje não foi solicitada como diafragma, a modelagem como elemento de barra não compromete o resultado final da análise e ainda reduz o tempo computacional.

O projeto estrutural mostra que as nervuras estão inseridas nas vigas de amarração. Nessas condições, a própria ligação natural entre as peças gera momentos, mesmo que não haja armadura negativa entre elas.

Com o objetivo de analisar o efeito desses momentos, os nós de ligação entre as nervuras e vigas de amarração foram inseridos com todos os movimentos permitidos.

Após serem analisados os resultados, verificou-se que os momentos negativos da nervura são da ordem de 0,50 kN.m para todas as combinações de carregamento. O gráfico da Figura 4.1 mostra o diagrama de momento fletor de uma nervura. A Figura 4.2 representa o diagrama de momento fletor extraído do programa para algumas nervuras.

O momento máximo negativo resistido pela nervura da laje sem levar em conta a armadura em malha colocada na superfície média do capeamento é dado pela expressão do momento de ruptura de uma seção retangular fletida de concreto simples:

$$M_r = 0,04 \cdot b_o \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

onde:

- Base da nervura $\rightarrow b_w = 0,10\text{m}$
- Altura da nervura $\rightarrow d = 0,1189\text{m}$
- Resistência característica do concreto à compressão $\rightarrow f_{ck} = 18000 \text{ kN/m}^2$
- Resistência de projeto do concreto $\rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$

$$f_{cd} = \frac{18000}{1,4} \Rightarrow f_{cd} = 12857,14 \text{ kN/m}^2$$

$$M_r = 0,04 \cdot 0,10 \cdot 0,1189^2 \cdot 12857,14 \Rightarrow \boxed{M_r = 0,73 \text{ kNm}}$$

Então, o momento resistido pela nervura em projeto é:

$$M_d = \frac{M_r}{1,4} \Rightarrow M_d = \frac{0,73}{1,4} \Rightarrow \boxed{M_d = 0,52 \text{ kNm}}$$

Esse valor é da mesma ordem de grandeza dos resultados encontrados na análise.

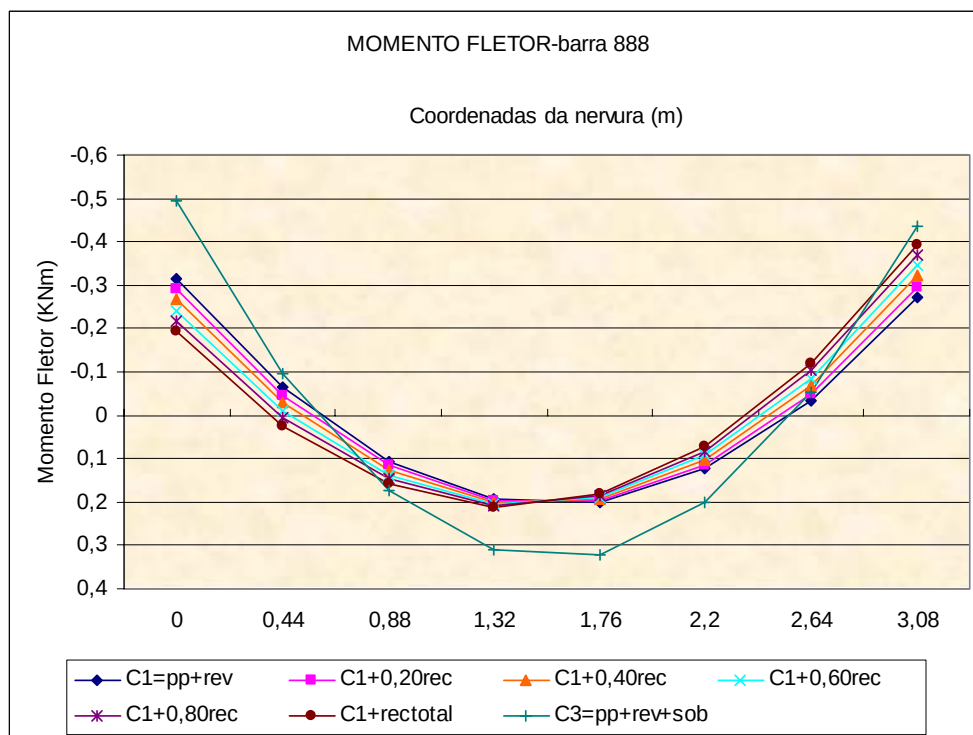


Figura 4.1 – Diagrama de momento fletor para a barra 888 (nervura da coberta)

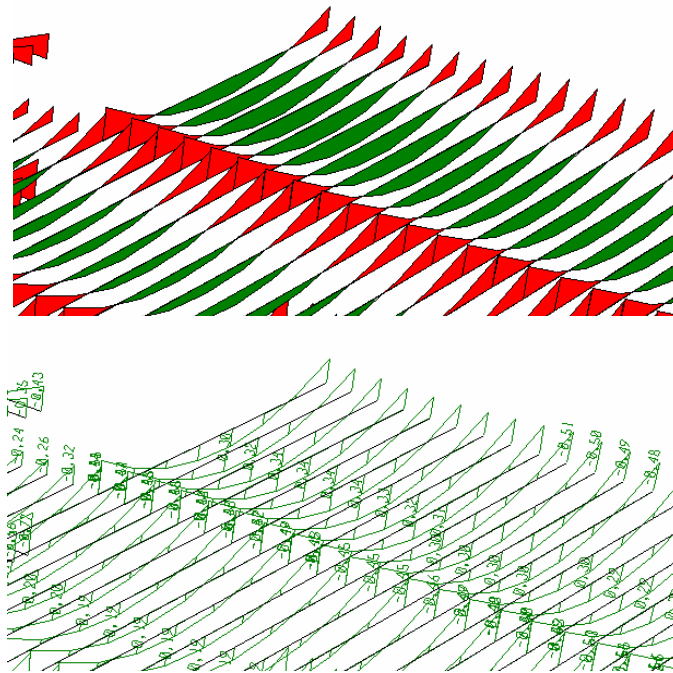


Figura 4.2 – Diagrama de momento fletor para as nervuras

O diagrama de tensões verticais da Figura 4.3 indica as tensões de tração na face externa das paredes geradas pelos momentos de ligação entre as nervuras e as vigas de amarração. Esses efeitos (trações) são mais acentuados no nível da cobertura, decrescendo nos andares inferiores. As tensões estão em kN/m^2 .

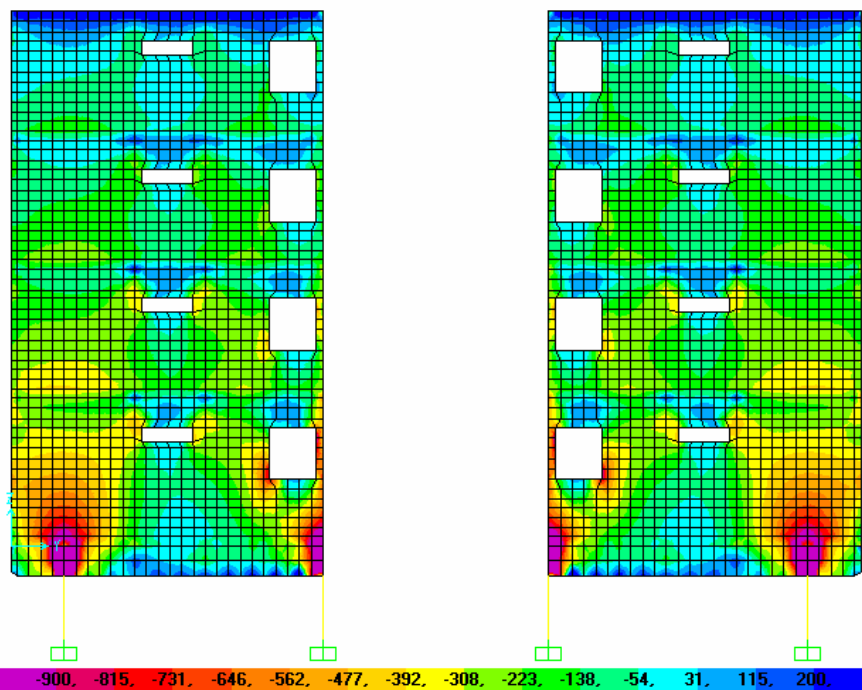


Figura 4.3 – Tensões verticais na face externa da fachada frontal

4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições impostas foram restrições dos movimentos de translação e rotação no extremo da estaca, simulando a condição de engastamento na fundação.

Os recalques foram inseridos na estrutura como deslocamento imposto no extremo da estaca.

4.4 GERAÇÃO DA MALHA

A malha foi gerada através de um programa gráfico a partir da planta de fundação. Por se tratar de um estudo de caso, foram seguidas as características geométricas do projeto. A discretização, obtida dessa forma, foi transportada para o programa de elementos finitos SAP2000.

As paredes foram geradas com elementos de casca de seção média de 25 cm x 25 cm em função do espaçamento das nervuras.

Na discretização dos pilares, os elementos de casca tiveram a mesma largura deles que é 40 cm e 30 cm.

A caixa d'água foi gerada com elementos de casca de seção média de 40 cm x 40 cm, com 12 cm de espessura para a laje de fundo e paredes e espessura de 8 cm para a laje de tampa. Na Figura 4.4 está representada a malha da caixa d'água.

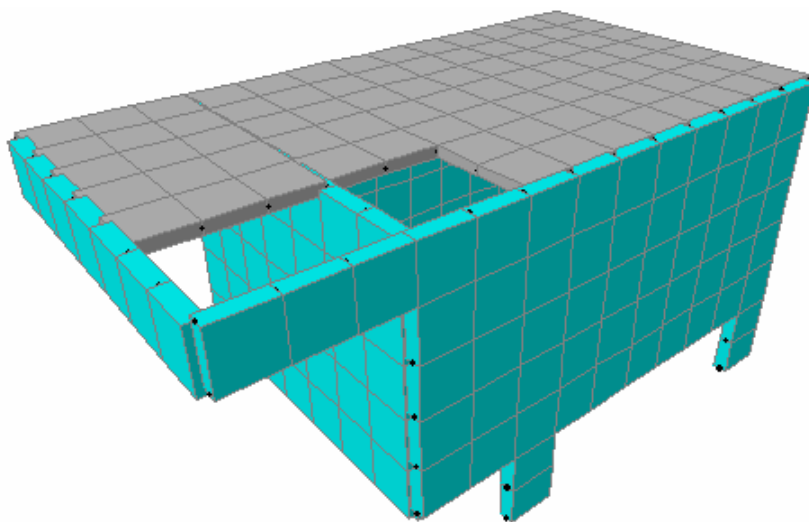
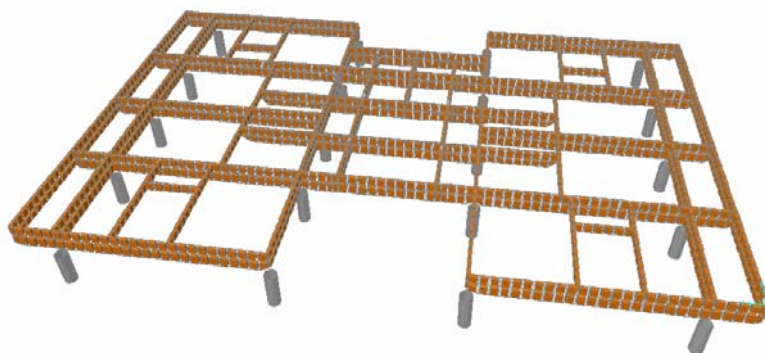


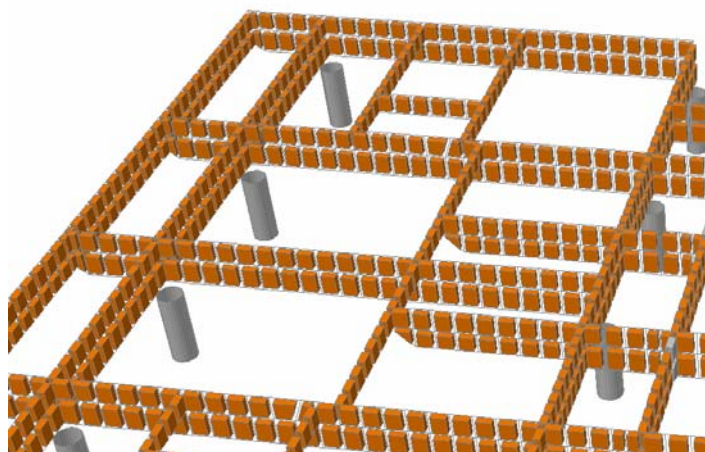
Figura 4.4 – Malha da caixa d'água

As paredes possuem espessura de 12 cm e estão assentadas sobre vigas de fundação com seções transversais retangulares com dimensões 12 cm x 65 cm.

Em alguns trechos, foram utilizados elementos de transição triangulares e trapezoidais para compor as diferentes alturas das cintas. Vejam-se Figuras 4.5a e 4.5b.



(a)



(b)

Figura 4.5 – Modelagem das cintas – discretização em elementos de casca:

(a) discretização das cintas; (b) ampliação dos elementos triangulares e trapezoidais

4.5 NÚMEROS DA MALHA

Blocos A a D (com o reservatório superior)

Número de nós (*joints*)_____36.141

Número de elementos de barras (*frame*)____1.469

Número de elementos de casca (*Shell*)____34.368

Número total de equações de equilíbrio____216.726

Bloco E (sem o reservatório superior)Número de nós (*joints*)_____35.788Número de elementos de barras (*frame*)_____1.469Número de elementos de casca (*Shell*)_____34.026

Número total de equações de equilíbrio_____214.608

O tempo médio computacional de geração dos resultados por bloco foi: 01h:10min (Programa: SAP 2000 / Computador: Pentium 4 , CPU de 3,20 GHz; memória RAM de 896 MB e HD de 80 G.)

4.6 VALIDAÇÃO DO MODELO

Buscando-se aferir o modelo empregado, foram medidos *in loco* os desaprumos dos prédios. As comparações dos desaprumos medidos com os obtidos pelas análises, estão representados no Apêndice.

4.7 PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS**4.7.1 CONCRETO**

De acordo com a NBR 6118, o módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} ,$$

onde:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} ,$$

com f_{ck} em MPa.

O módulo de elasticidade transversal é calculado internamente pelo programa SAP2000 através da seguinte fórmula:

$$G_c = \frac{E_{ci}}{2(1 + \nu_c)}$$

Na Tabela 4.1 estão representadas as propriedades físicas e nomenclatura dos concretos fornecidos ao programa.

Tabela 4.1 – Propriedades físicas dos concretos utilizados na análise

Elementos estruturais	Nome do Material	γ_{ca} (KN/m ³)	f_{ck} (MPa)	E_{cs} (MPa)	E_{ci} (MPa)	G_c (MPa)	ν_c
Cintas, vigas, pilares, estaca e caixa d'água	CONC	25	20	21287,370	25043,965	8869,737	0,20
Nervuras	CONC2	25	18	20194,970	23758,788	8414,571	0,20

onde:

- γ_{ca} → peso específico do concreto armado;
- f_{ck} → resistência característica do concreto à compressão;
- E_{cs} → módulo de elasticidade secante do concreto;
- E_{ci} → módulo de elasticidade inicial do concreto;
- G_c → módulo de elasticidade transversal do concreto;
- ν_c → coeficiente de POISSON do concreto.

4.7.2 ALVENARIA

Para a alvenaria resistente de blocos cerâmicos, foram adotados os valores dos módulos de elasticidade longitudinal e transversal, e do coeficiente de POISSON, indicados na Tabela 4.2

Tabela 4.2 – Propriedades físicas da alvenaria utilizada na análise

Elementos estruturais	Nome do Material	γ_{alv} (KN/m³)	E_{alv} (MPa)	G_{alv} (MPa)	ν_{alv}
Paredes	ALV	16,25	3000	1304,	0,15

onde:

- γ_{alv} → peso específico da alvenaria;
- E_{alv} → módulo de elasticidade da alvenaria;
- G_{alv} → módulo de elasticidade transversal da alvenaria;
- ν_{alv} → coeficiente de POISSON da alvenaria.

4.8 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES

As Tabelas 4.3 e 4.4 representam, respectivamente, as seções dos elementos de casca e de barra.

Tabela 4.3 – Seções utilizadas para os elementos de casca (*shell*)

Elementos	Seção	Material	Espessura (m)
Paredes	ASALV	ALV	0,12
Laje de Fundo do Reservatório	ASCON	CONC	0,12
Laje de Tampa do Reservatório	AS2CON	CONC	0,08

Tabela 4.4 – Seções utilizadas para os elementos de barra (*frame*)

Elementos	Seção	Material	Dimensão
Estacas	FSEC1	CONC	Ø = 350 mm
Nervura	FSEC2	CONC2	0,10m x 0,1189m

5.1 ANÁLISE DOS RECALQUES COM SUAS VELOCIDADES.

5.1.1 LEITURA DOS RECALQUES.

Para se ter uma visão geral da ação dos recalques sobre os blocos, está representado na Figura 5.1 um gráfico com as últimas leituras. As locações dos pontos PA a PL encontram-se no Apêndice.

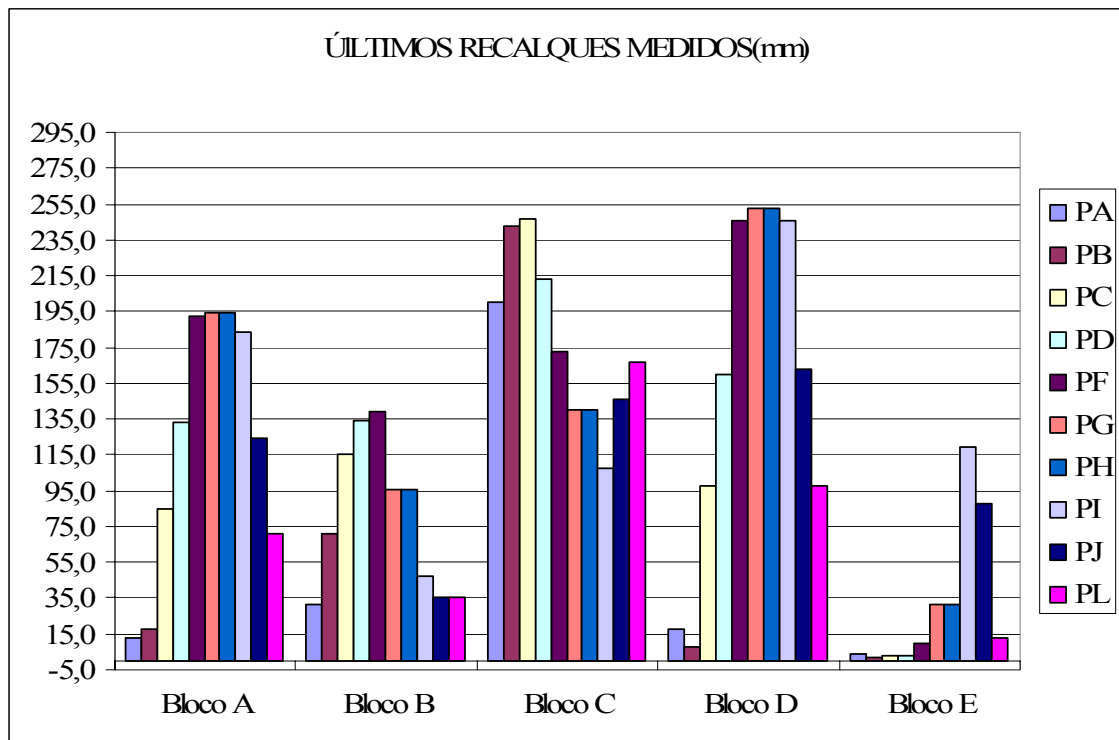


Figura 5.1 – Leitura dos últimos recalques medidos

5.1.2 DISTORÇÕES ANGULARES E RECALQUES DIFERENCIAIS

Os valores das distorções angulares e dos recalques diferenciais apresentados na Tabela 5.1 foram determinados entre os valores dos recalques máximos e mínimos de cada bloco.

As locações dos pontos de recalques máximos e mínimos, bem como o cálculo das distorções angulares estão apresentadas no Apêndice.

Tabela 5.1 – Distorções angulares e recalques diferenciais

Blocos	Distorções angulares (‰)	Recalques diferenciais (mm)
A	9,553	176,25
B	4,903	107,90
C	8,104	178,37
D	12,543	243,35
E	5,441	119,75

Comparando-se os valores das distorções com os valores limites de segurança recomendados para edifícios em alvenaria estrutural que é da ordem de 1/500, ou seja, 2‰, conclui-se que todos os blocos ultrapassam os limites recomendáveis quanto à distorção.

5.1.3 VELOCIDADES DE RECALQUES

As velocidades de recalques apresentadas no Apêndice são as velocidades instantâneas calculadas pela diferença entre o recalque atual e o anterior pelo período de tempo em dias.

A Tabela 5.2. apresenta um resumo com a faixa de variação entre os apoios de cada bloco, das velocidades de recalques entre as primeiras medições e a última.

Tabela 5.2 – Variações das velocidades de recalques

Blocos	Variação das velocidades iniciais (micron/dia) entre 2001 e 2003	Variação das velocidades finais (micron/dia) 20/12/2005
A	-150 a 1250	0 a 30
B	-100 a 650	0 a 20
C	-100 a 1650	5 a 40
D	-50 a 1450	5 a 30
E	-125 a 60	-5 a 30

Com base nos gráficos dos recalques, tabela de distorções e tabela de variações de velocidade pode-se constatar que:

- bloco A: apresenta recalque máximo de aproximadamente 194 mm e recalque mínimo de aproximadamente 18 mm, o que gera uma elevada distorção angular e faz o prédio girar (Figura 5.2). Apesar de a velocidade de recalque ter diminuído bastante, vários pontos de medição de recalques mostraram que ainda estão evoluindo;
- bloco B: apresenta recalque máximo de aproximadamente 140 mm e recalque mínimo de aproximadamente 31 mm. Diversos pontos de medição de recalques mostraram tendência de evolução;
- bloco C: apresenta recalques superiores a 100 mm em todos os pontos, sendo que o ponto mais crítico atinge 285 mm. A Figura 5.3 mostra o prédio afundado em relação à sua calçada. Todos os recalques tendem a evoluir;
- bloco D: apresenta recalques elevados com tendência a evoluir, sendo o máximo de aproximadamente 253 mm e mínimo de aproximadamente 10 mm. Esses valores geraram uma elevada distorção angular, fazendo o prédio girar (Figura 3.2);
- bloco E: apresenta recalque máximo de aproximadamente 120 mm e recalque mínimo zero. O gráfico dos recalques desse bloco (Apêndice) mostra que, entre fevereiro de 2003 e junho de 2003, houve uma evolução brusca dos recalques em dois pontos específicos, PI e PJ, que estão alinhados numa mesma lâmina do bloco, resultando nas grandes rachaduras que podem ser vistas nas Figuras 3.3 e 5.4



Figura 5.2 – Bloco A girado para esquerda – Bloco C ao fundo



Figura 5.3 – Afundamento do bloco C, inclinação da calçada na direção do bloco.



Figura 5.4 – Bloco E – grandes rachaduras

5.1.4 DESAPRUMOS

Os desaprumos dos blocos foram medidos em campo para que servissem como parâmetro comparativo para a análise numérica. Não foram efetuadas medições nos pontos em que os desaprumos estavam voltados para dentro do bloco.

No Apêndice, para se tornar mais fácil a visualização, estão detalhados graficamente os deslocamentos obtidos na análise numérica. Percebe-se que os sentidos desses deslocamentos estão coerentes com os sentidos das inclinações dos prédios que foram determinados por meio das distorções angulares calculadas entre os recalques máximos e mínimos.

Na Tabela 5.3, estão apresentados, com as respectivas diferenças, os valores medidos em campo e os obtidos por meio da análise numérica. Para visualizar a posição dos pontos medidos, veja-se o Apêndice.

Tabela 5.3 – Valores dos desaprumos medidos e dos calculados

Blocos	Direção	Medidos em campo (mm)	Calculados (mm)	Diferenças (mm)
A	y	150	121,93	28,07
	x	20	8,24	11,76
	y	145	121,54	23,46
B	y	25	15,12	9,88
	x	120	89,33	30,67
	y	30	19,05	10,95
C	y	110	77,63	32,37
	x	120	81,49	38,51
	y	115	69,99	45,01
D	y	170	169,90	0,01
	x	30	0,24	29,76
	y	200	172,70	27,30
E	y	50	53,03	-3,03
	x	70	107,31	-37,31
	y	40	11,41	28,59

Levando-se em conta as inclinações das paredes para uma altura de 11,28 m, pode-se considerar que os valores obtidos em campo e os valores obtidos numericamente são inteiramente concordantes.

As projeções dos desaprumos nos planos xz e yz podem ser calculadas através dos deslocamentos horizontais máximos nas duas direções x e y pela altura da edificação até o nível de cobertura (11,28 m). Veja-se a Tabela 5.4

O desaprumo do bloco D está representado graficamente na Figura 5.5.

Tabela 5.4. – Projeção dos desaprumos nos planos xz e yz

Blocos	Direção	Deslocamento horizontal (mm)	Desaprumos (‰)
A	y	121,93	10,81
	x	8,24	0,73
B	y	15,12	1,34
	x	89,33	7,92
C	y	77,63	6,88
	x	81,49	7,22
D	y	169,90	15,06
	x	0,24	0,02
E	y	53,03	4,70
	x	107,31	9,51

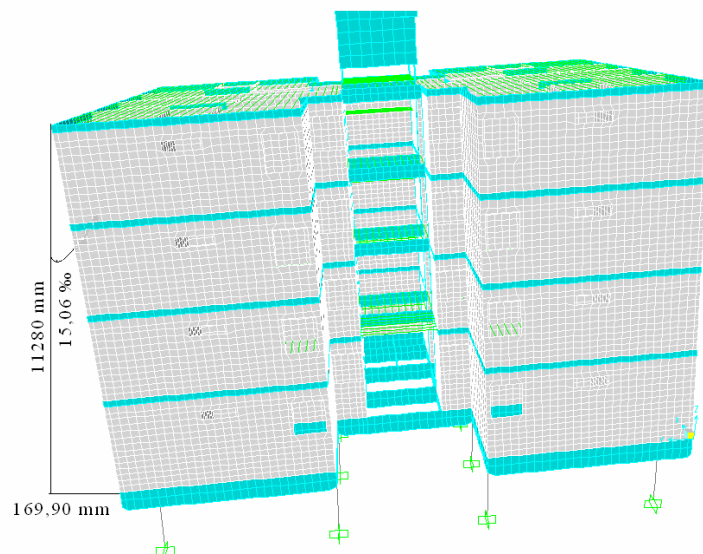


Figura 5.5 – Desaprumo do bloco D

5.2 EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NAS PAREDES DOS BLOCOS

Os recalques diferenciais ocorridos nos diversos blocos provocaram modificações nos estados de tensões atuantes nas paredes das edificações. Para se ter uma estimativa dos níveis de risco existentes em cada um desses, nas atuais condições, foram efetuadas modelagens de cada um dos prédios, através do método dos elementos finitos. Os resultados mais significativos serão apresentados para cada um dos blocos. As tensões de ruptura dos blocos utilizados nesse tipo de obra, em geral, não ultrapassam 4,0 MPa, sendo correntes valores inferiores. Considerando-se este valor para a resistência dos blocos, um fator de eficiência igual a 0,7, pé direito 2,72 m e espessura do bloco 12 cm, o cálculo da tensão vertical de compressão admissível, conforme prescrição da norma NBR 10837 (ABNT, 1989), resulta em:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \cdot t_{ef}} \right)^3 \right].$$

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 \cdot 0,70 \cdot 4 \left[1 - \left(\frac{272}{40 \cdot 12} \right)^3 \right] = 0,46 \text{ MPa}$$

As tensões admissíveis de tração normal à fiada determinadas pela NBR 10837 para blocos vazados com argamassa de resistência entre 5,0 e 17,0 MPa é de 0,10 MPa.

Dessa maneira, tensões atuantes de compressão iguais ou inferiores a 0,46 MPa, bem como tensões de tração inferiores a 0,10 MPa, correspondem a condições seguras para a obra e leva em consideração os coeficientes de segurança que devem ser adotados para este tipo de construção. Valores superiores correspondem a situações de risco, que serão tanto maiores quanto mais afastadas estiverem as tensões deste valor de referência. A seguir, são apresentadas as paredes mais solicitadas para todos os blocos conforme a numeração indicada na Figura 5.6.

Os gráficos das análises foram gerados em kN/m², porém, como as tensões admissíveis da norma são em MPa, os comentários a seguir serão feitos nesta unidade.

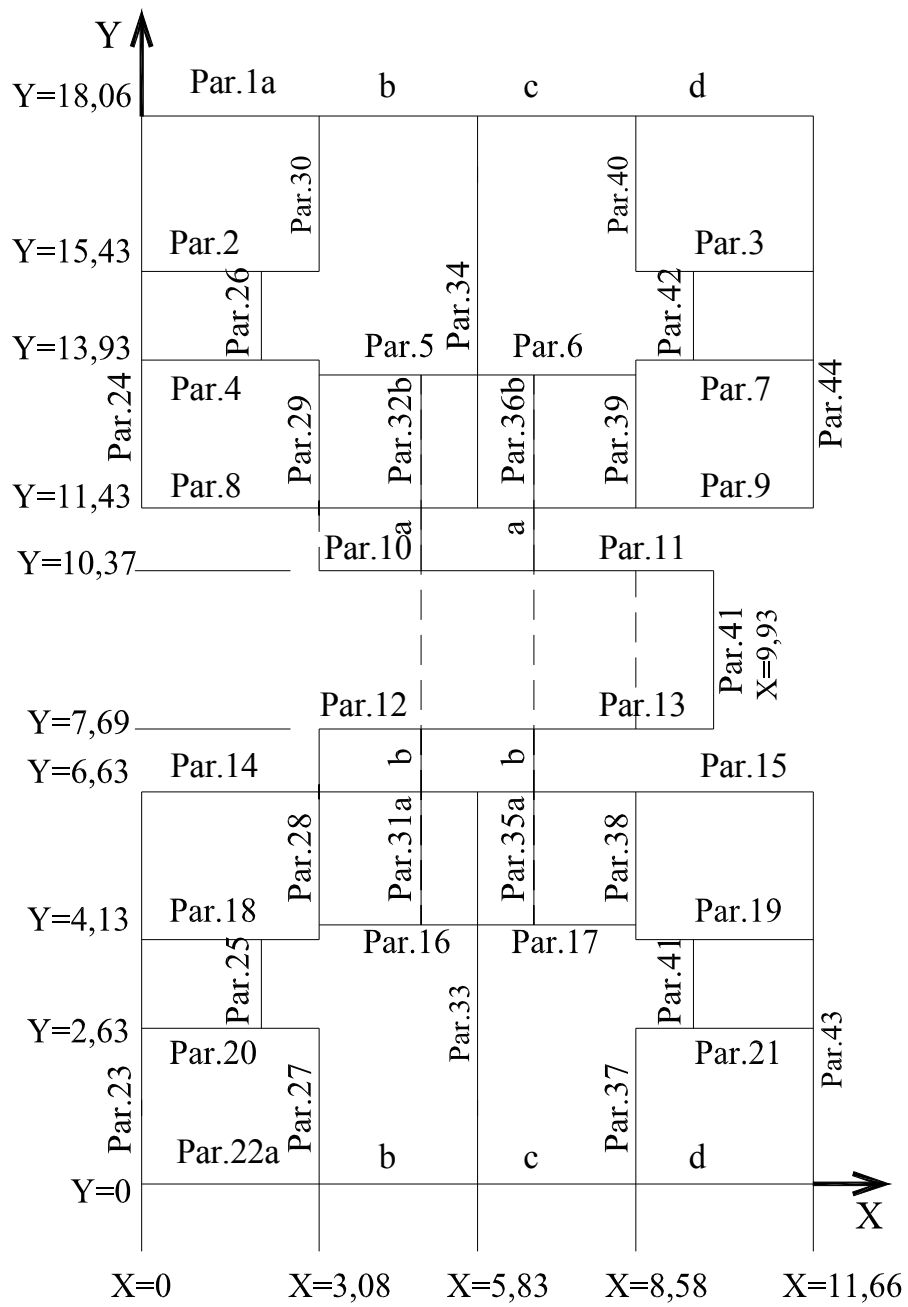


Figura 5.6 – Localização das Paredes

BLOCO A

As tensões verticais de compressão chegam a atingir na Par. 33 (Figura 5.7 c), 2 MPa, e, na Par.44 (Figura 5.7 a), 1,3 MPa. Nas demais regiões, as tensões máximas não ultrapassam 0,5 MPa.

As trincas inclinadas, que surgem na parede Par.34 (Figuras 5.7 c e d) e nas paredes da fachada Par.1b e Par.1c (Figura 5.7 b), são decorrentes de trações que se desenvolvem onde se dão os maiores recalques, em cuja direção o prédio se encontra mais inclinado. Nas paredes Par.1b e Par.1c, as tensões de tração atingem 0,4 MPa e, na Par.34, atinge 1 MPa. A Figura 5.7d mostra uma foto da trinca na parede Par.34.

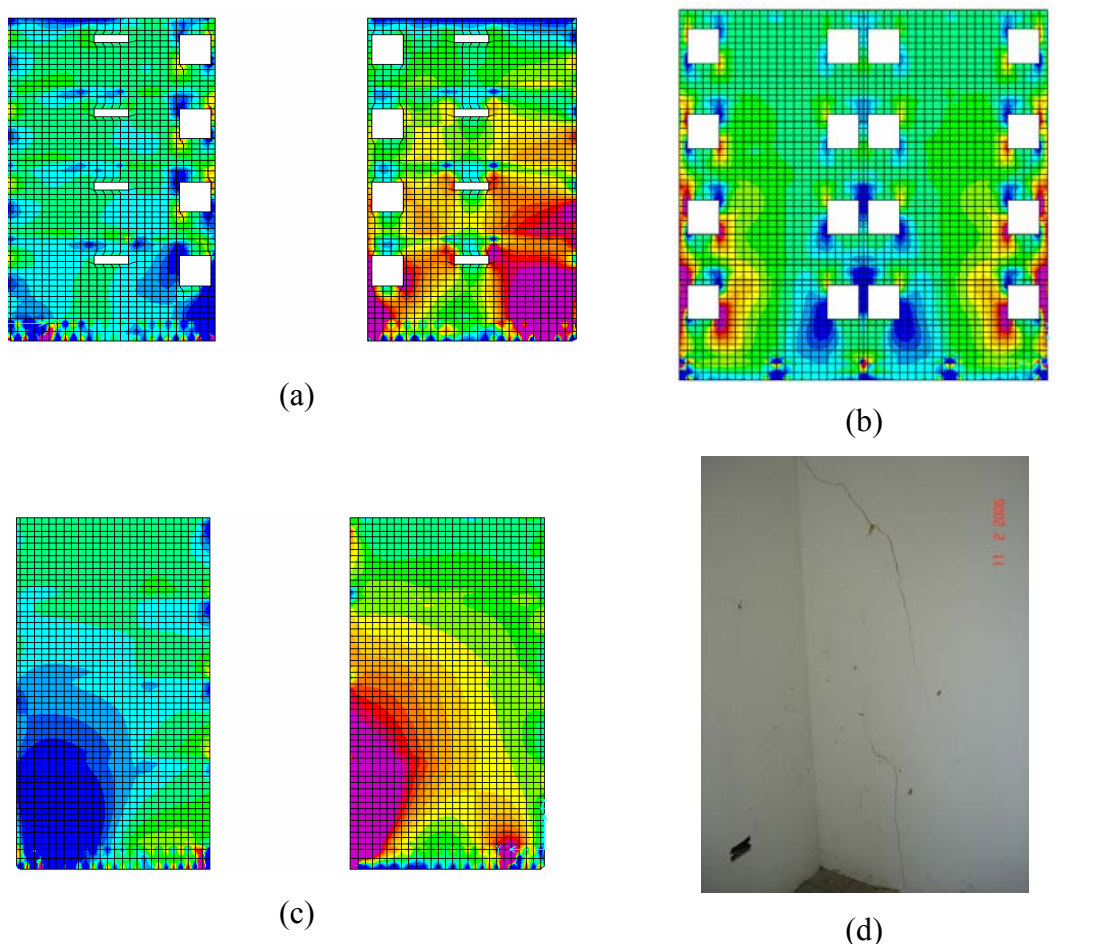


Figura 5.7 – BL-A – Tensões verticais (kN/m^2) (a) Par. 43 e Par. 44;
(b) Par. 1b e Par. 1c; (c) Par. 34 e Par. 33; (d) trinca na Par. 34.

BLOCO B

Nas regiões onde se têm maiores recalques, as tensões verticais de compressão na parede Par.44 atingem 1,2 MPa e na parede Par.15 chegam a 1,5 MPa (Figura 5.8a). Na parede divisória das salas a Par.33 (Figura 5.8b), as tensões de compressão são da ordem de 1,2 MPa.

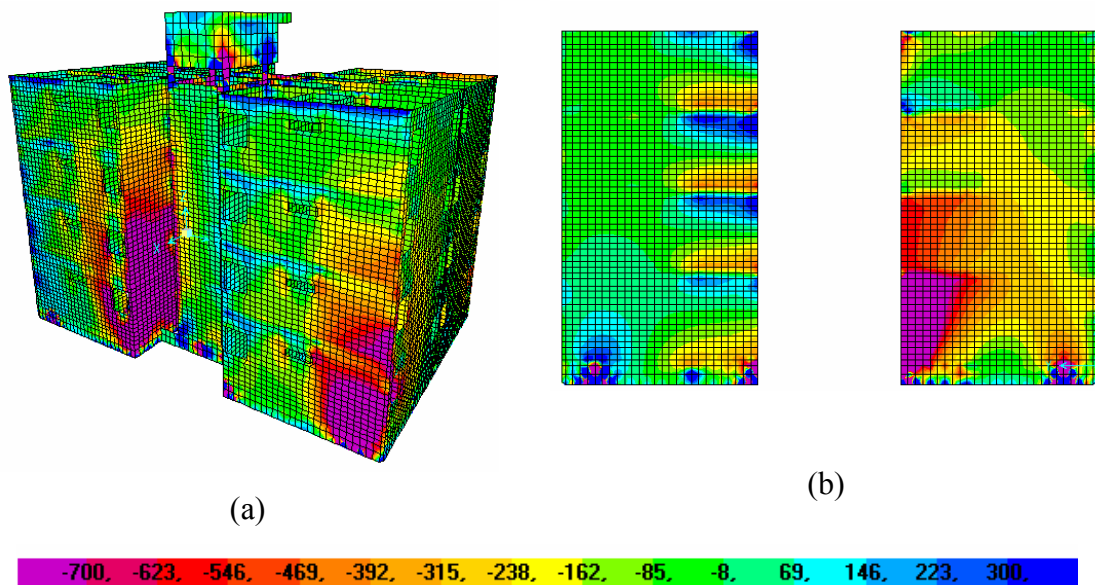


Figura 5.8 – BL-B – Tensões verticais (kN/m^2) (a) Perspectiva – costas
(b) Par. 34 e Par. 33.

BLOCO C

As tensões verticais máximas de compressão continuam predominantemente na mesma ordem de grandeza daquelas calculadas sem levar em consideração os recalques. Isso se deve ao fato de os recalques serem aproximadamente uniformes.

Nas paredes divisórias das salas e quarto, no nível do térreo, as tensões de compressão chegam a valores da ordem de 0,8 MPa. Nas Figura 5.9a e 5.9b, estão representados, respectivamente, os gráficos de distribuições de tensões para a primeira combinação (peso próprio + revestimento) e para esta combinação com o recalque total.

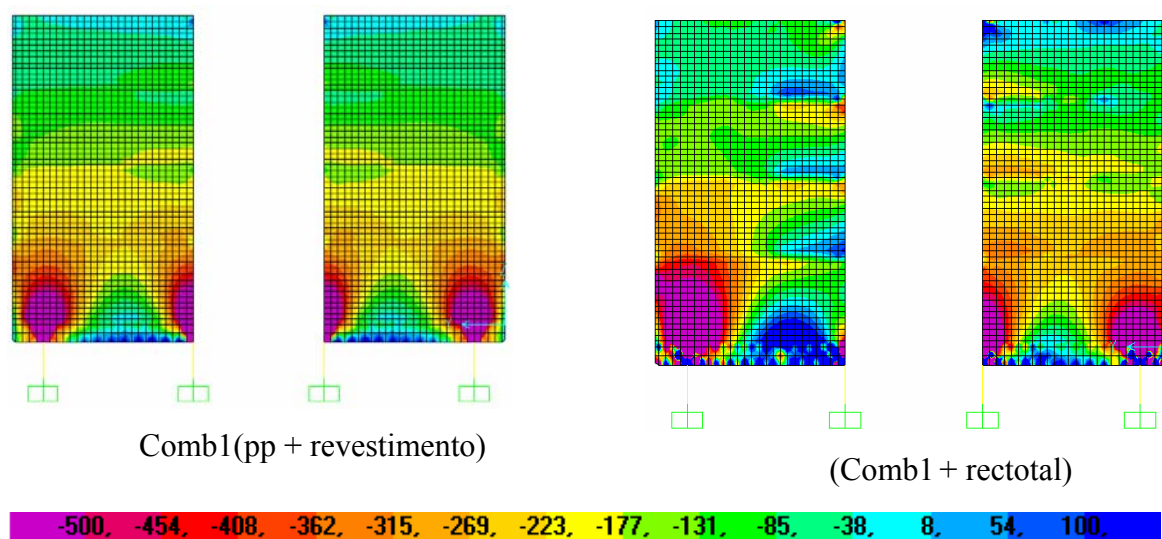


Figura 5.9 – BL-C - Tensões verticais (kN/m²) Par. 34 e Par. 33

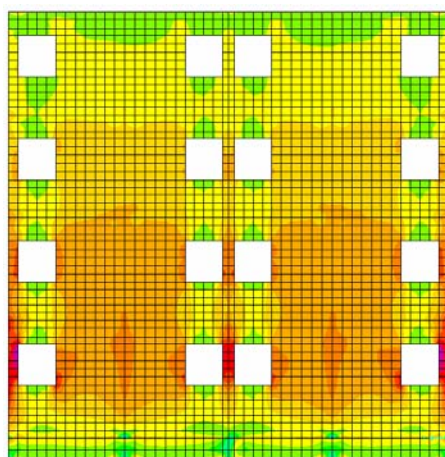
BLOCO D

Nas paredes onde ocorrem maiores tensões verticais, próxima à região onde se dão os maiores recalques, as intensidades das tensões máximas de compressão atingem valores da ordem de 0,7 MPa. Em pontos onde ocorrem concentrações de tensões, tais como aqueles próximos das aberturas de janelas e cruzamentos de paredes situadas nas fachadas com as transversais a elas, como, por exemplo, a parede Par. 33 (Figura 5.11), as tensões de compressão atingem valores da ordem de 0,50 MPa.

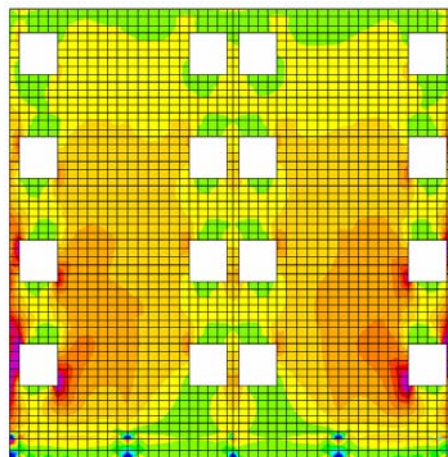
Na parede Par. 34 (Figura 5.11), as tensões de tração atingem valores muito altos, próximos a 1,3 MPa, e na parede Par.1b e Par.1c (Figura 5.10) atingem valores de 0,5 MPa.

Para o bloco D, por ter sido o mais atingido, será mostrado o acréscimo de tensões devido à evolução dos recalques para algumas paredes.

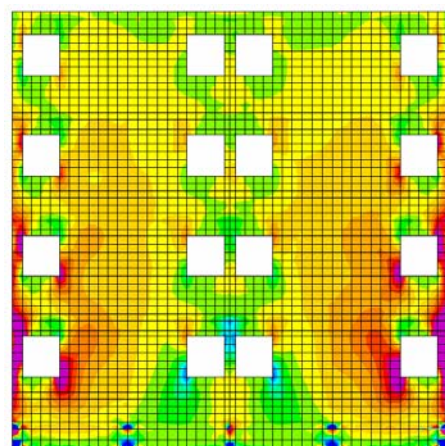
As Figuras 5.10 a 5.13 representam essas variações.



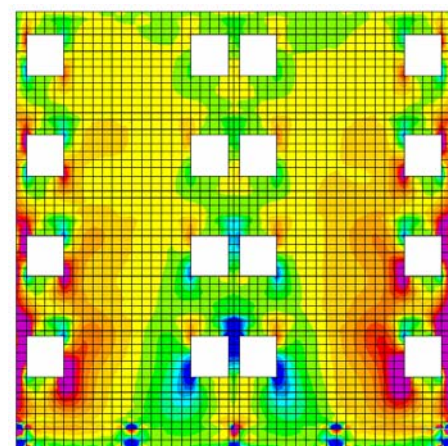
Comb1(pp + revestimento)



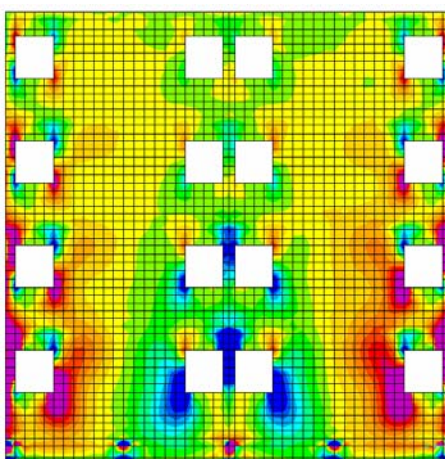
(Comb1 + 0,20rec)



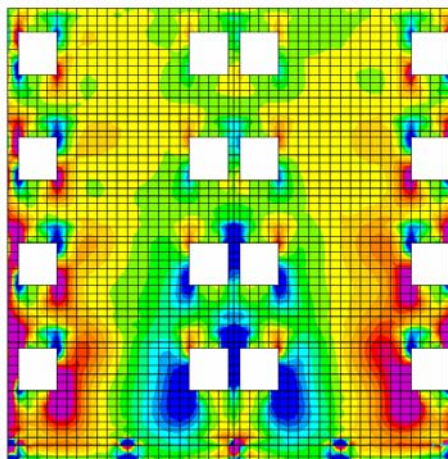
(Comb1 + 0,40 rec)



(Comb1 + 0,60 rec)



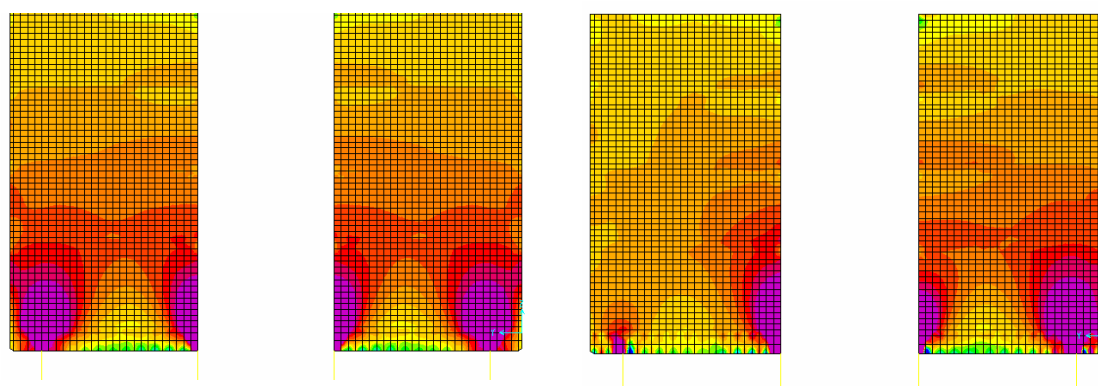
(Comb1 + 0,80 rec)



(Comb1 + rectotal)

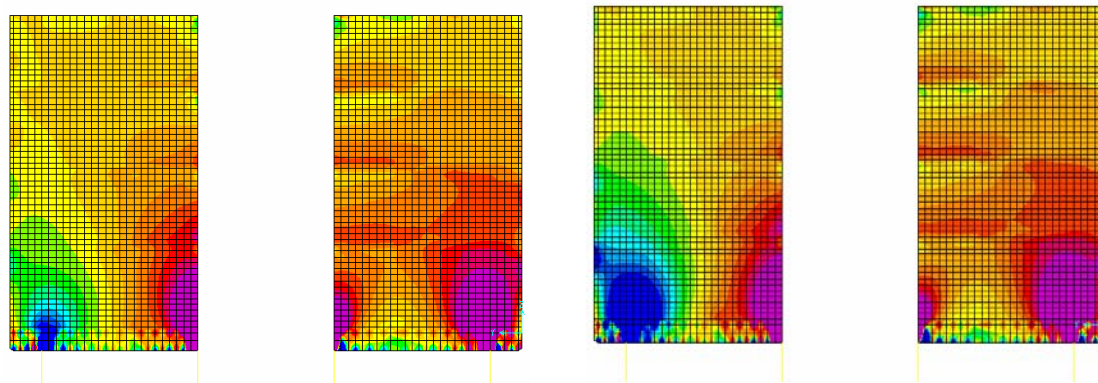
**Figura 5.10 – BL-D – Tensões verticais (kN/m^2)**

Par. 1a, Par. 1b, Par. 1c e Par. 1d (face externa)



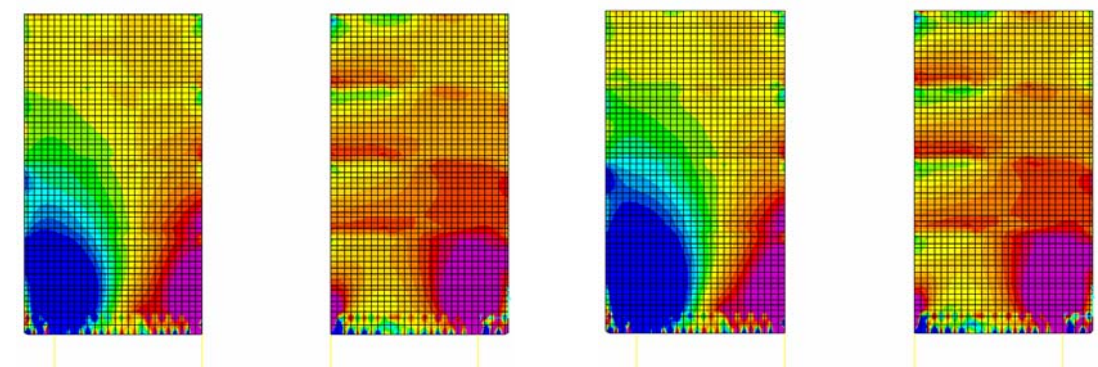
Comb1(pp + revestimento)

(Comb1 + 0,20rec)



(Comb1 + 0,40rec)

(Comb1 + 0,60rec)



(Comb1 + 0,80rec)

(Comb1 + rectotal)

**Figura 5.11 – BL-D – Tensões verticais (kN/m²)**

Par. 34 e Par. 33

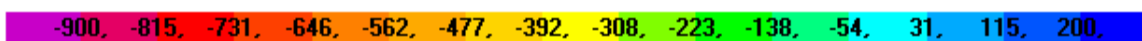
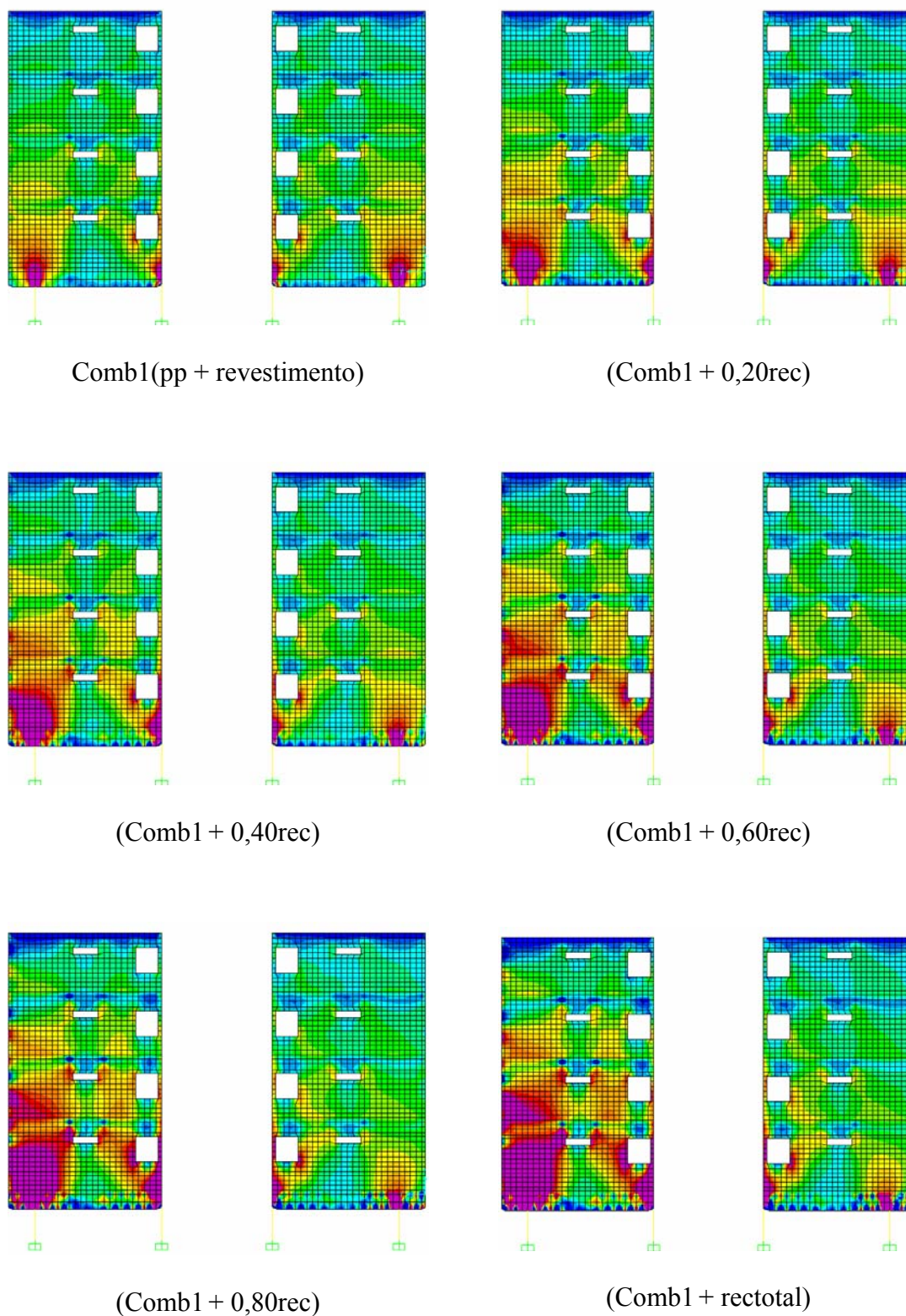


Figura 5.12 – BL-D – Tensões verticais (kN/m²)

Par. 24 e Par. 23

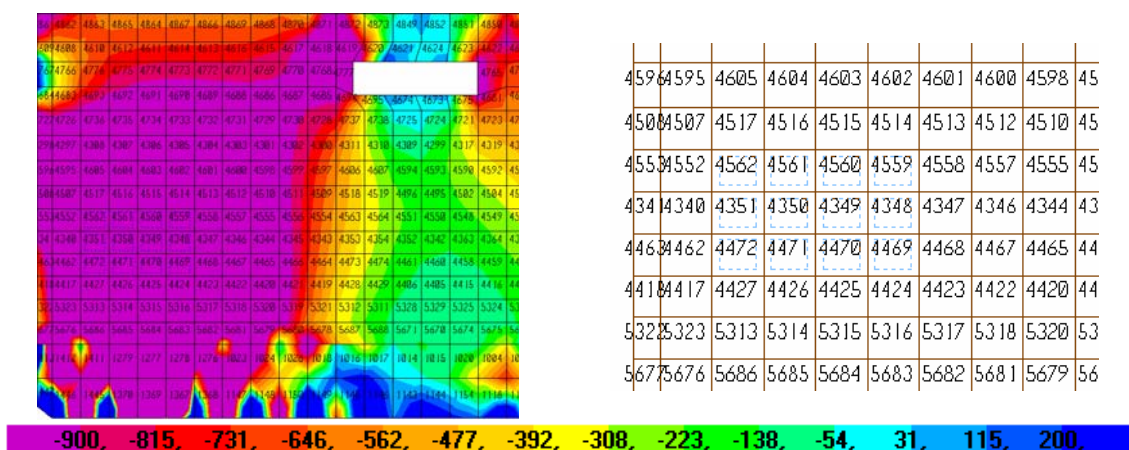


Figura 5.13. – BL-D – Tensões verticais (kN/m²) - Detalhe da Par 24

Como pode se perceber, há um forte acréscimo de tensões de compressão na região em destaque. A Figura 5.14 mostra os valores médios obtidos entre as tensões na face externa e na face interna da parede para os elementos de casca de números 4559 a 4562; 4348 a 4351 e 4469 a 4472.

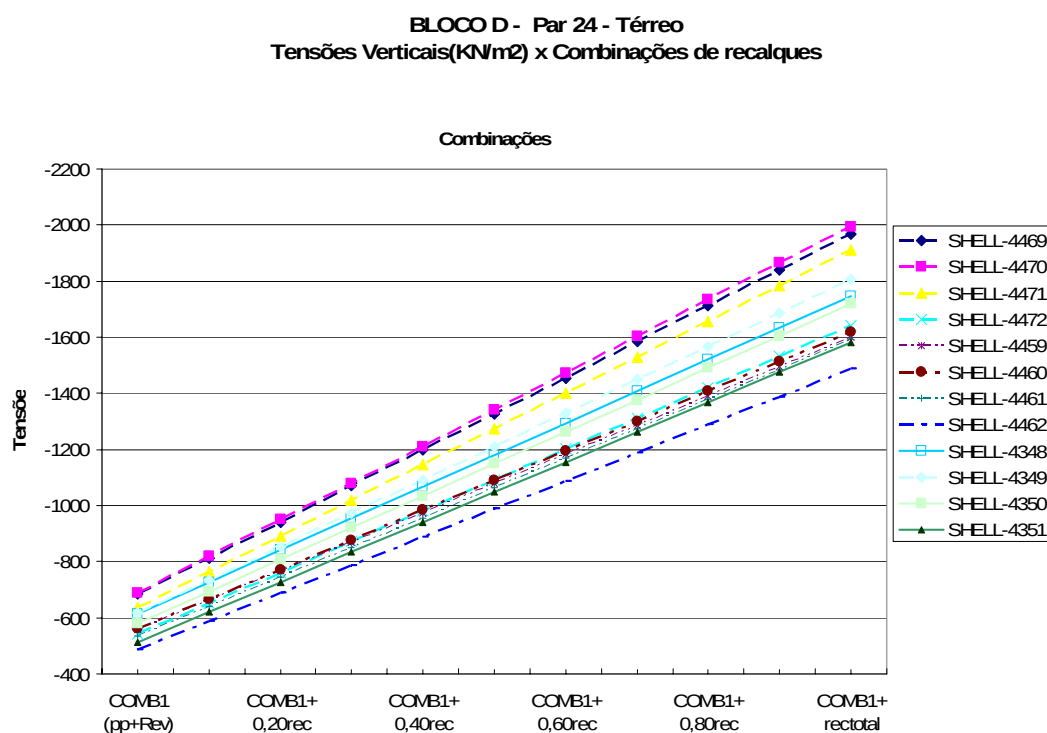


Figura 5.14 – BL-D – Variações de tensões (kN/m²)

Fazendo-se a relação entre a tensão com recalque total e a tensão apenas com peso próprio e revestimento, conclui-se que, nesse trecho da parede Par. 24 a tensão triplicou de valor. O que mostra como o efeito do recalque é significativo.

BLOCO E

Nas regiões próximas aos apoios I e J (veja-se locação no Apêndice), onde se verificam os maiores recalques, ocorreram ruptura da viga de fundação e grandes rachaduras nas paredes do pavimento térreo e do imediatamente superior, como se pode ver nas Figuras 3.3 e 5.4. Os dois últimos pavimentos, nessas regiões, encontram-se praticamente em balanço, em condições instáveis de equilíbrio, de tal forma que esta parte da edificação só se encontra na atual posição porque está escorada.

Mesmo se sabendo que o nível de rachaduras em que se encontram as paredes Par.1a, Par.8 e Par.24 fazem com que os seus esforços sejam redistribuídos com as demais e que por conseguinte as tensões da análise não correspondem às tensões reais, considera-se válido mostrar que a distribuição de tensões encontradas apresentaram fortes tensões de tração nestas paredes. Na outra parte do bloco em que ocorreram recalques muito menores, o nível de tensões que se desenvolve não é elevado (Figura 5.15a). A Figura 5.15b mostra foto com a distribuição das rachaduras nas paredes Par.8 e Par.24, com a finalidade de se comparar suas posições com a distribuição das tensões de tração (Figura 5.15a).

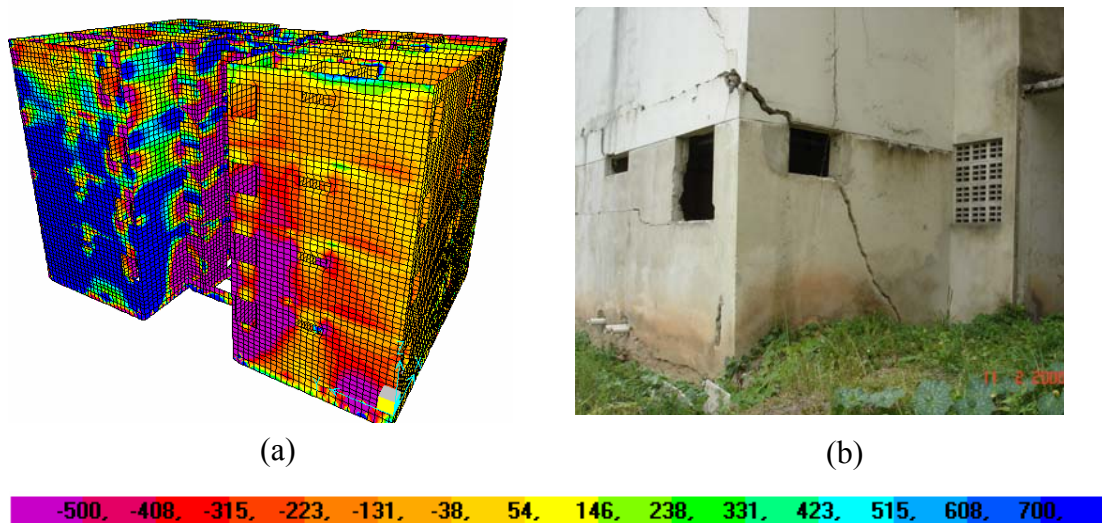


Figura 5.15 – BL- E - Tensões verticais (KN/m^2)

(a) Perspectiva; (b) rachaduras nas paredes Par. 8 e Par.24

No bloco E, a caixa d'água não chegou a ser executada.

Nesse bloco, a ação dos recalques, foi acrescentada à estrutura de duas formas:

- recalques impostos à estrutura de forma incremental como valor percentual do último recalque medido;
- recalques impostos à estrutura com todas as leituras medidas.

A Figura 5.16 mostra como o comportamento da evolução dos deslocamentos difere ao longo da evolução dos recalques, ou seja, para cada ação de recalque existe uma nova configuração da estrutura. Ao se modelar a estrutura utilizando-se apenas os percentuais das últimas leituras, perde-se um pouco o histórico do problema, mas de qualquer forma o último recalque lido é a situação mais real da obra.

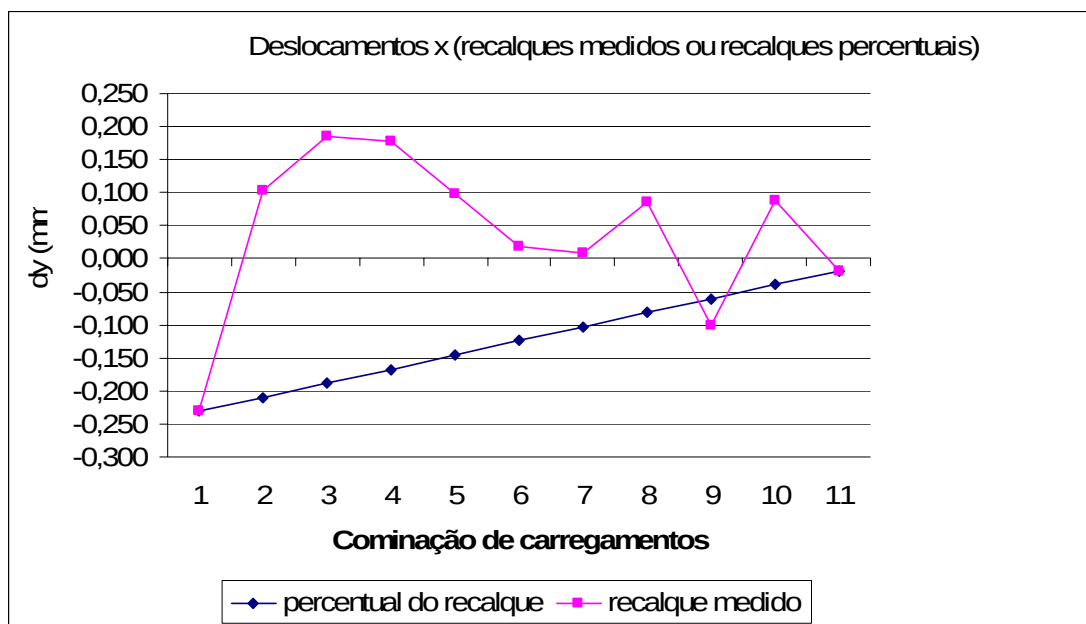


Figura 5.16 – BL-E – Variações dos deslocamentos na direção y (mm)

6.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram efetuadas análises numéricas para verificar-se o estado de tensões em paredes submetidas às ações de recalques, mapeando-se as regiões possíveis de fissuração e mostrando-se seus danos.

As velocidades de recalques e as distorções angulares serviram de referenciais para a compreensão do comportamento estrutural de cada prédio ao longo do tempo.

As distorções angulares medidas, apesar de não terem sido calculadas para cada parede, e sim para determinarem a direção da inclinação de cada prédio, mostraram que foi ultrapassado o limite de segurança para edifícios onde a fissuração não é aceitável (alvenaria estrutural), que é de 1/500.

Estruturas em alvenaria têm grande capacidade de redistribuir os esforços, mas têm pouca ductilidade sendo bastante sensíveis aos esforços de tração. Devem, portanto, ter suas estruturas de fundação projetadas para se ter o mínimo possível de deslocamento.

Os acréscimos de tensões provocados nas paredes, devido às ações dos recalques, são bastante elevados, a exemplo do Bloco D. Nesse caso, em algumas paredes, as tensões chegaram a valores três vezes maiores do que o inicial.

Como os recalques redistribuem significativamente os esforços nas paredes, seus efeitos só podem ser avaliados a partir de uma análise tridimensional e sem lançar mão da simetria da obra.

As análises efetuadas foram capazes de representar, por meio de modelos estruturais, os danos observados em campo, permitindo que fossem previstas as posições das fissuras.

Os valores obtidos dos desaprumos, por meio da modelagem computacional, foram na mesma ordem de grandeza daqueles medidos no local da obra.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir da modelagem computacional realizada, poderiam ser implementadas outras análises com o objetivo de melhor compreender esse tipo de edificação. Para tal, não seria necessário levar em consideração a influência dos recalques. Com a modelagem efetuada, poder-se-ia questionar recomendações normativas como são os casos de comprimentos de apoios de vergas e contravergas e análise de outros elementos estruturais. Estão relacionadas a seguir algumas sugestões para posteriores análises:

- modelar as fundações como sapata corrida, que são as mais comuns para estruturas deste tipo (prédio “caixão”) para analisar o comportamento dos edifícios com este tipo de fundação;
- modelar o solo para simular uma análise de interação solo-estrutura;
- efetuar uma análise dinâmica que contemple a influência do tráfego nos casos pertinentes, efetue a modelagem do solo e inclua seu comportamento dinâmico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCP (2002). Curso em alvenaria estrutural com blocos de concreto (apostila). São Paulo – SP.
- ABECE-PE (2005). *Checlist para vistoria de edificações em concreto armado* – ABECE-PE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, abril, 12p.
- ABIKO, A.K., *et al.* (2003). “O futuro da construção civil no Brasil – resultados de um estudo de prospecção tecnológica da cadeia produtiva da construção habitacional”. Editora Secretaria de Tecnologia Industrial Ministério do Desenvolvimento, Indústria e Comercio Exterior. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo – EPUSP. Departamento de Engenharia de Construção Civil – PCC. São Paulo – SP.
- ACCETTI, K. M. (1998). *Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria*. São Carlos. 247p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo – SP.
- ACI 531-79, (1979). *Building code requirements for concrete masonry structures*.
- ANDRADE, A. R., SANTOS, F.V. e ZIMMERMANN (2000). “Monitoramento de movimentações verticais em edificações”. COBRAC 2000 – Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário. UFSC. Florianópolis – SC.
- ARAÚJO, E. R, HOROWITZ, B. e OLIVEIRA, R. A. (1981). *Alvenaria estrutural, aplicação para habitação popular do tipo multifamiliar*. Editora Secretaria de Habitação do Estado de Pernambuco. Recife – PE.

- ARAÚJO NETO, G. N. (2006). *Influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão em prismas de alvenaria resistente de blocos de concreto*. Dissertação (Mestrado). Universidade Católica de Pernambuco. Recife – PE.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA – ABCI (1990). *Manual técnico de alvenaria*. ABCI / Projeto / PW. São Paulo – SP.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1980). *NBR-6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1982), *NBR-7173. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria sem função estrutural*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1983), *NBR-7170. Tijolo maciço cerâmico para alvenaria*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1988), *NBR-8949. Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1989), *NBR-10837. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1994), *NBR-6136. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2003), *NBR-6118. Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2005), *NBR-15270-1. Componentes cerâmicos – Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e Requisitos*. Rio de Janeiro – RJ.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2005), *NBR-15270-2. Componentes cerâmicos – Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e Requisitos*. Rio de Janeiro – RJ.
- ATAÍDE , C. A. V (2005). *Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o dos estados limites para alvenaria estrutural*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos – SP.
- BARRETO, A. S. P. (2002). *Análise numérica de painéis de alvenaria estrutural utilizando técnica de homogeneização*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia Civil. Recife – PE.
- CAMACHO, J. S. (1995). *Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – SP.
- COLARES, G. M. (2006). *Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios*. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos – SP.
- CROSS, N. (1999). “Natural Intelligence in design.” *Design studies*, v.20, n.1, pp.25-29
- DANZIGER, F. A. B *et al.* (1995). “Controle de qualidade em fundações: medidas de recalques em prédios desde o início da construção”. *ENTAC’95 Anais do Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*. v. 1, pp. 125-130. Rio de Janeiro – RJ
- DUARTE, R. B. (1999). *Recomendações para o projeto e execução de edifícios de alvenaria estrutural* 79p., Editora ANICER – Associação Nacional da Indústria Cerâmica. Porto Alegre – RS.
- EUROCÓDIGO-6 (1995). *Projeto de estruturas de alvenaria*.

- FABRÍCIO, M. M. e MELHADO, S. B. (2002). “Desenvolvimento histórico do processo de projeto na construção de edifícios”. *ENTECA 2002 III Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura*. Maringá – PR, 25 a 29 de novembro.
- FABRÍCIO, M. M., MESQUITA, M. J. M., MELHADO, S. B. (2002). “Colaboração simultânea em diferentes tipos de empreendimentos de construção de edifícios”. *ENTAC 2002 IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*. Foz do Iguaçu – PR, 7 a 10 de maio.
- FABRÍCIO, M. M. (2002). *Projeto simultâneo na construção de edifícios*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.
- GOMES, A. O. (2002). “Argamassa para revestimentos de edificações”. http://www.reciclar.ufba.br/palestras/sppg/adailton/argamassas_revestimentos.htm
Acessado em 16-06-2006.
- GOMES, I. R. (2001). *Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface*. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC.
- GONÇALVES, J. C. (2004). *Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício* Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro – RJ.
- GUSMÃO, A. D. (1990). *Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações*. Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro – RJ.
- GUSMÃO FILHO, J. A. (1998). *Fundações do conhecimento geológico aa prática da engenharia*. Editora Universitária da UFPE. Recife – PE.
- HOLLANDA JÚNIOR, O. G. (2002). *Influência de recalques em edifícios de alvenaria Estrutural*. Tese (Doutorado). EESC/USP. São Carlos – SP.

IBRACON, (2004). “Manifesto Público”, dezembro de 2004.

LIMA, I.F. e GUSMÃO, A.D. (2004). *Prática de fundações na cidade do Recife*. Relatório de Pesquisa BIBIC/POLI. Escola Politécnica de Pernambuco. Gerência setorial de pós-graduação, pesquisa e extensão. Recife – PE.

LUCENA, A. E. F. L, BEZERRA, L.B. e GUSMÃO A. D. (2005). “Monitoramento de Recalques de edifícios sobre fundações diretas desde o início da construção e avaliação da interação solo-estrutura”. *Solos e rochas*. São Paulo, 27, p.215-229. São Paulo – SP.

LOURENÇO, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Tese (Doutorado). Delft University of Technology. Delft University Press. The Netherlands.

MATTOS, L. R. S., MOLIN, D. C. C. D. e CARNEIRO. A. M. P. (2002). “Caracterização das argamassas para revestimento externo utilizadas em Belém / PA (Brasil): estudo do comportamento no estado fresco”. Revista Nº 15 pp. 63-74. Departamento de Engenharia Civil (DEC). Universidade do Minho. Portugal.

MEDEIROS, H. (2006). “Projetos Integrados”. Revista Techne Nº109, pp. 44-50.

MENDES, R. J. K. (1998). *Resistência à compressão de alvenarias de blocos cerâmicos estruturais*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC.

MOITA, G. F., SANTOS, F. A., PASSOS, M. E. (2004). “Ensaio em escala real de edifícios de 4 pavimentos em alvenaria estrutural sob carga vertical”. *Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural*. Facultad de Ingenieria. Universidade Nacional de Cuyo. Mendoza. Argentina. 17 a 21 de maio.

- MOREIRA, T. V., BATISTA, R. C., CARVALHO, E. M. L. (2004). “Influência dos painéis de alvenaria na rigidez global de edifícios de concreto armado”. *Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural*. Facultad de Ingeniería. Universidade Nacional de Cuyo. Mendoza. Argentina, 17 a 21 de maio.
- MOTA, J. M. F. (2006). *Influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão axial em prismas de alvenaria resistente de blocos cerâmicos*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife – PE.
- MOURA, A. R. L. U. (1995). *Interação solo-estrutura em edifícios*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife – PE.
- OLIVEIRA, F. L (2001). *Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo – SP.
- OLIVEIRA, R. A (1997). *Laudo Técnico – Edifício Aquarela*. Piedade. Jaboatão dos Guararapes – PE.
- OLIVEIRA, R. A. *et al.* (2000). *Laudo Técnico – Causas do desabamento do edifício Éricka*, Jardim Frágoso. Olinda – PE.
- OLIVEIRA, R. A., SOBRINHO, C.W.A.P. e MELO, L.V. (2000). *Laudo Técnico – Causas do desabamento do Bloco B do conjunto residencial enseada de Serrambi*. Bultrins. Olinda – PE.
- OLIVEIRA, R. A. e AZEVEDO, A. A. C. (2006). *Influência da argamassa de revestimento com saibro na resistência a compressão axial de alvenaria resistente de blocos cerâmicos*. Relatório de Pesquisa BIBIC/CNPQ. Universidade Católica de Pernambuco a ser publicado. Recife – PE.

- PALÁCIO, K. (2001). *Desenvolvimento e Implementação de um Software para Análise tridimensional de edifícios altos em alvenaria estrutural*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte – MG.
- PARSEKIAN, G.A. (2002). *Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo.
- PARSEKIAN, G.A.e FRANCO, L. S. (2002). “Método para distribuição de esforços verticais entre paredes de edifícios de alvenaria estrutural” *Revista Techne*. Nº 61 – pp. 48-53.
- PELETEIRO, S.C. (2002). *Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo – SP.
- PRUDÊNCIO, JR. L.R., OLIVEIRA, A. L. e BEDIN, C.A. (2002). *Alvenaria Estrutural de blocos de concreto*. 1ªEdição, Editora Pallotti., Florianópolis, SC.
- RAMALHO, M.A. e CORRÊA, M.R.S. (2003). *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. Editora PINI Ltda. São Paulo – SP.
- ROMAN, H.R., (1996). “Alvenaria estrutural” *Revista Techne*. Nº 24 pp. 49-52.
- SANCHEZ FILHO, E.S. *et al.* (2002). *Alvenaria estrutural: novas tendências técnicas e de mercado*. Editora Interciência Ltda. Engenho Novo – RJ.
- SANTOS, F.A. (2001). *Efeito do não preenchimento de juntas verticais no desempenho de edifícios em alvenaria estrutural*. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC.

SILVA, F.A.N e OLIVEIRA, R.A. e (2001). “Influência de vigas de apoio sobre os efeitos das aberturas em painéis de alvenaria estrutural”. *43º Congresso Brasileiro do Concreto, Anais do 43º Congresso Brasileiro do Concreto, 2002, v. 01, n.,pp. 1*

SILVA, J.M. (2002). “Alvenarias não estruturais patologias e estratégias de reabilitação” *Seminário sobre paredes de alvenaria*, Editores – P.B. Lourenço e H.Souza. Porto – pp.187-206.

SILVA, W.J. (2003). *Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos*. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira – SP.

THOMAZ, E (1989). *Trincas em edifícios: causas e prevenção*. 1ª Edição, Editora Pini Ltda. São Paulo, SP.

VELLOSO, D. A. e LOPES, F. R. (2004). *Fundações* Vol.1. Nova Edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP.

SITES ACESSADOS:

<http://www.arcoweb.com.br/arquitetura/arquitetura486.asp>

<http://www.greatbuildings.com>

<http://www.misteriosantigos.com/pisa.htm>

<http://www.novomilenio.inf.br/santos/h0236d.htm>

APÊNDICE

São apresentados neste apêndice, os seguintes itens:

- locação dos recalques medidos e interpolados
- gráficos dos recalques (mm)
- velocidades (micron/dia);
- locação dos pontos de recalques máximos e mínimos, com seus respectivos valores
- distorções angulares;
- desaprumos medidos “in loco”
- deslocamentos nas direções x e y.

Os deslocamentos aqui apresentados foram obtidos pela diferença entre os deslocamentos no nível superior (cota $z=11,28$) e os deslocamentos na face superior da cinta (cota $z=0$).

Os recalques foram impostos a estrutura nos nós dos apoios.

Notações utilizadas:

$\bar{x}$ = desaprumo em x medido em campo

$\bar{y}$ = desaprumo em y medido em campo

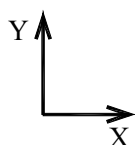
dx = Deslocamento em X (mm)

dy = Deslocamento em Y (mm)

$W_{\text{máx}}$ = recalque máximo (mm)

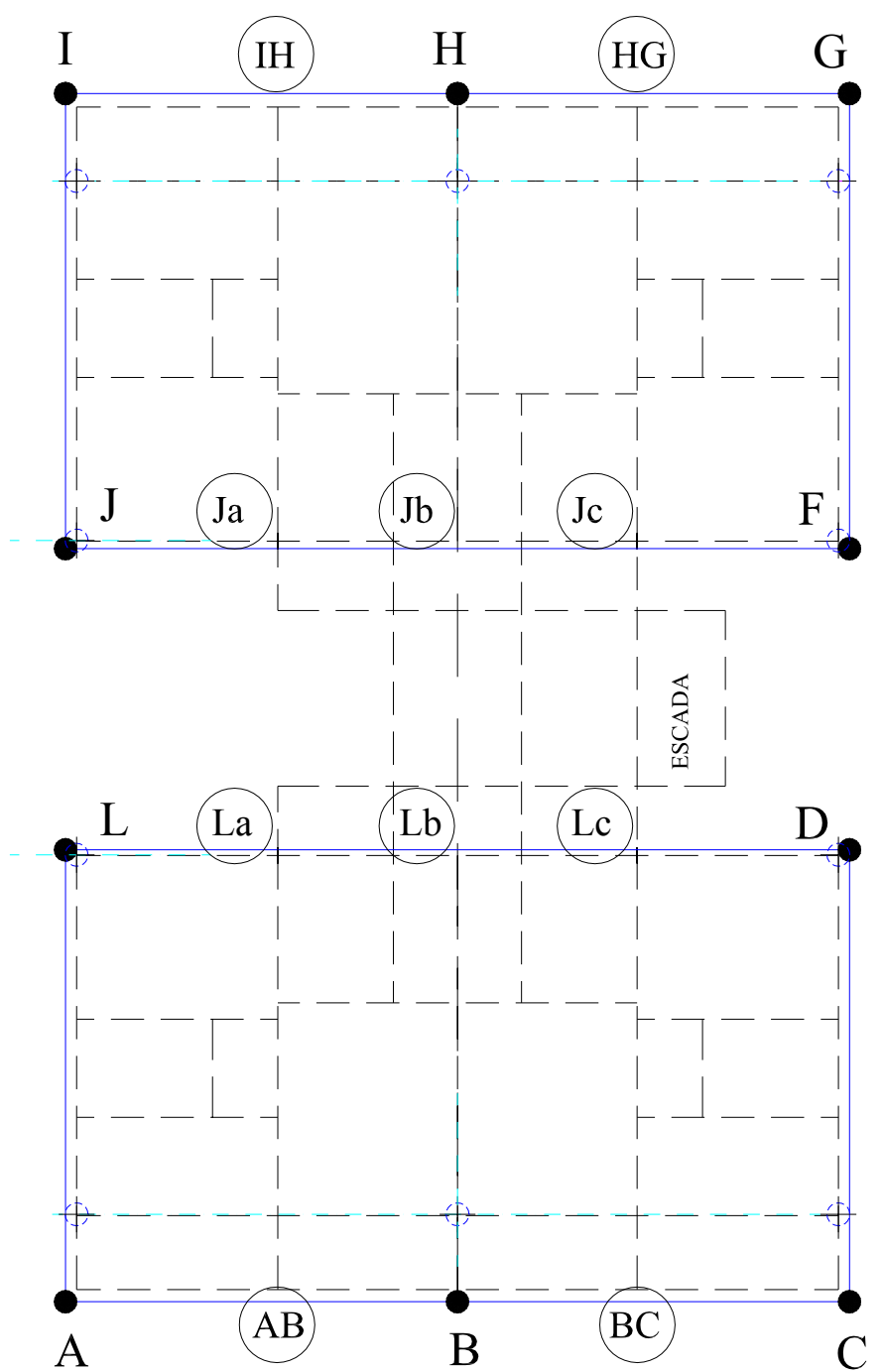
$W_{\text{mín}}$ = recalque mínimo (mm)

Sistema global de coordenadas (sentido positivo)



Sentido da inclinação do prédio



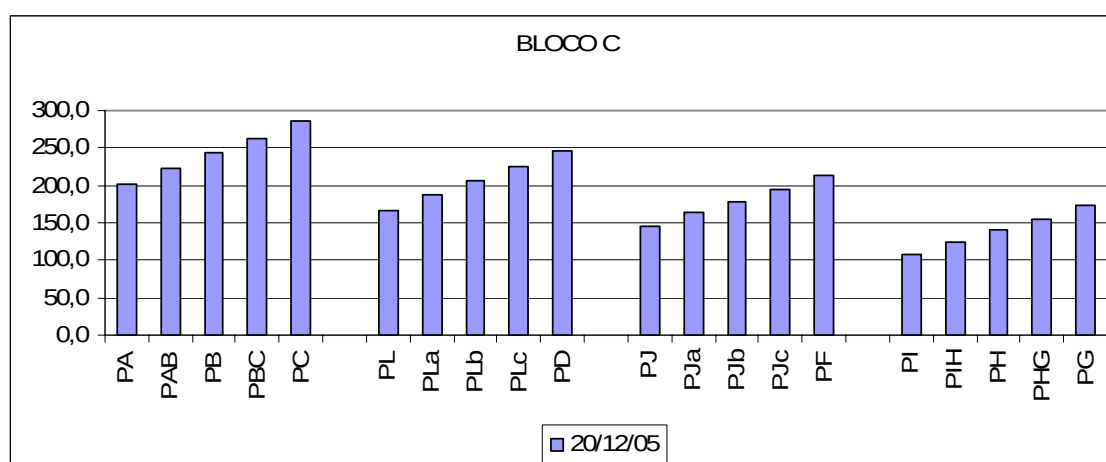
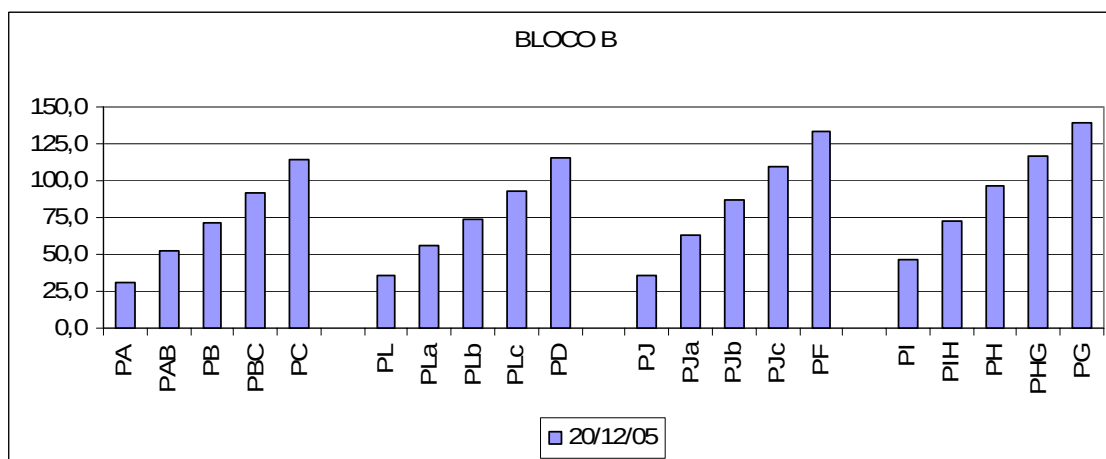
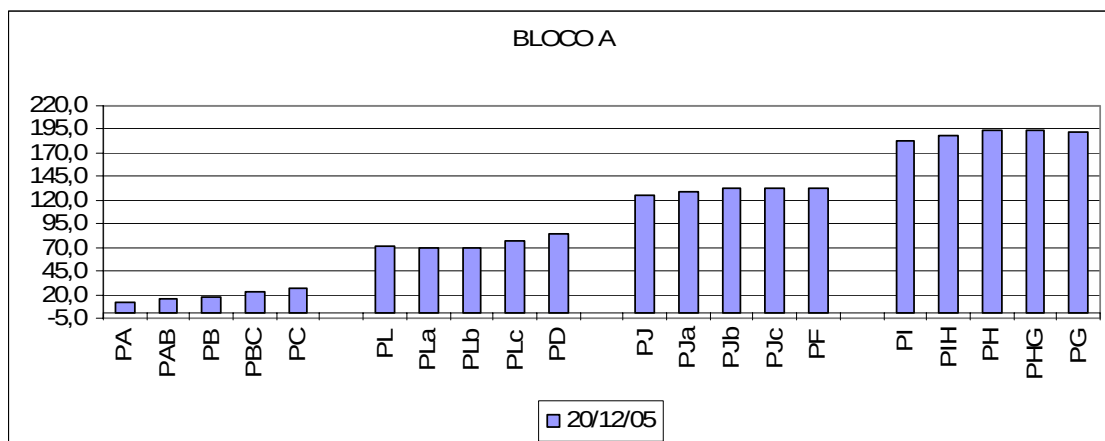


LOCAÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÃO DOS RECALQUES ●

E DOS RECALQUES INTERPOLADOS ○

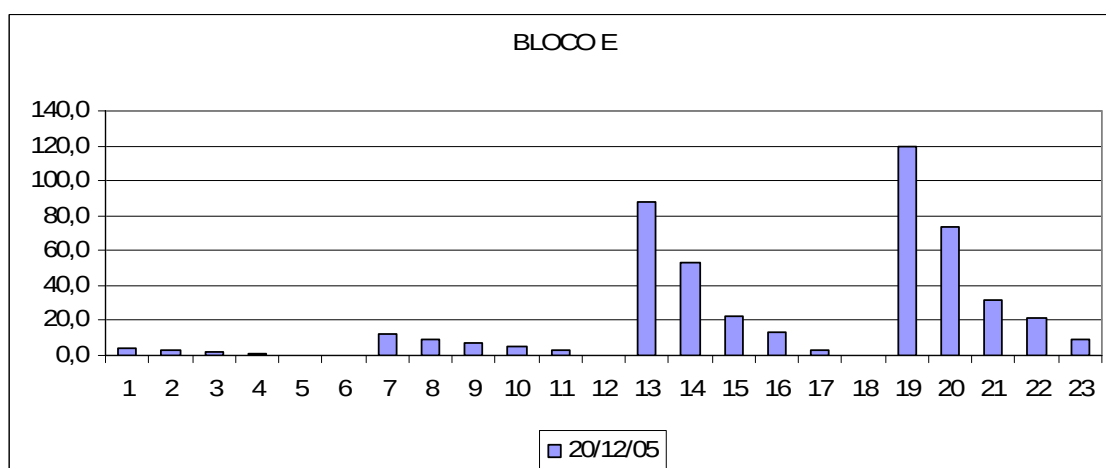
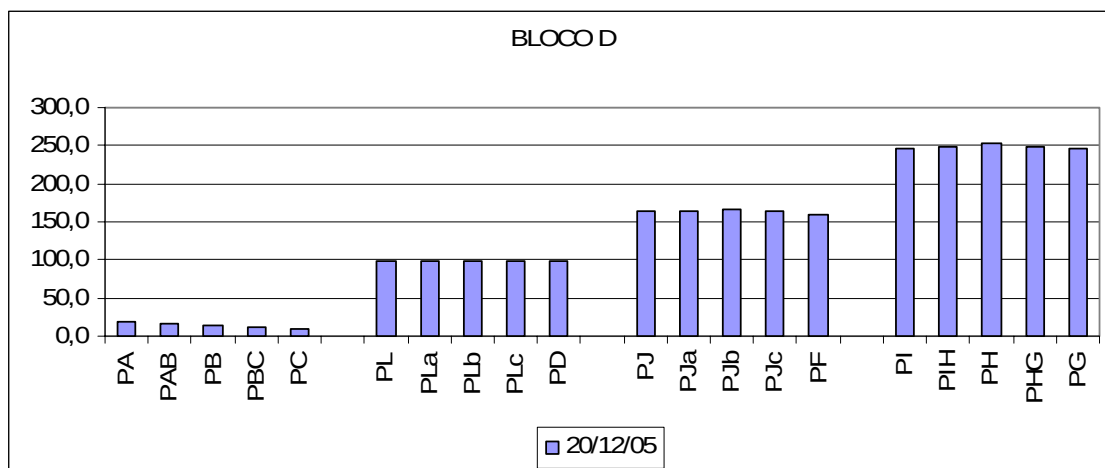
GRÁFICOS DOS RECALQUES MEDIDOS E INTERPOLADOS

(Bloco A ao Bloco C)

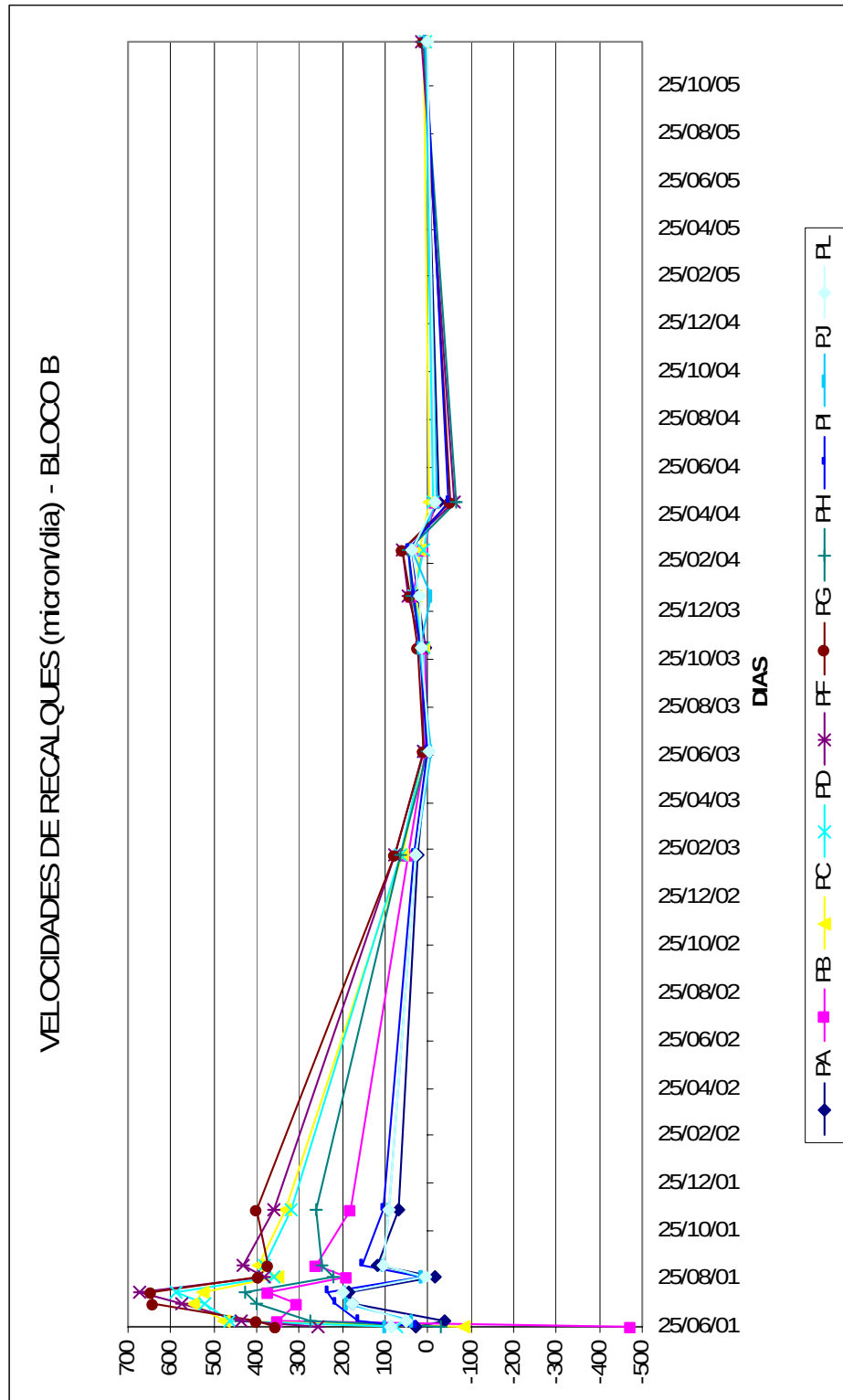


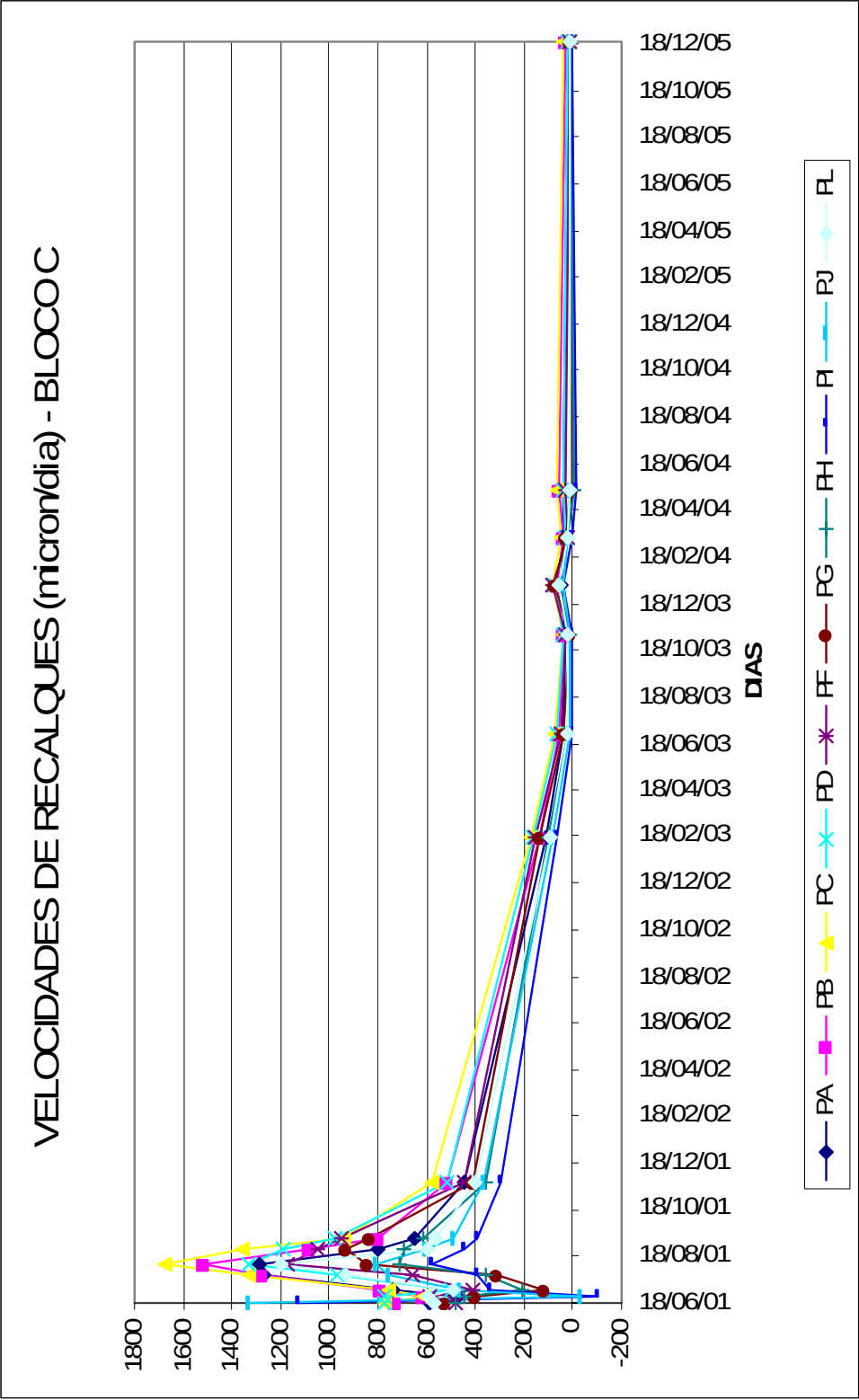
GRÁFICOS DOS RECALQUES MEDIDOS E INTERPOLADOS

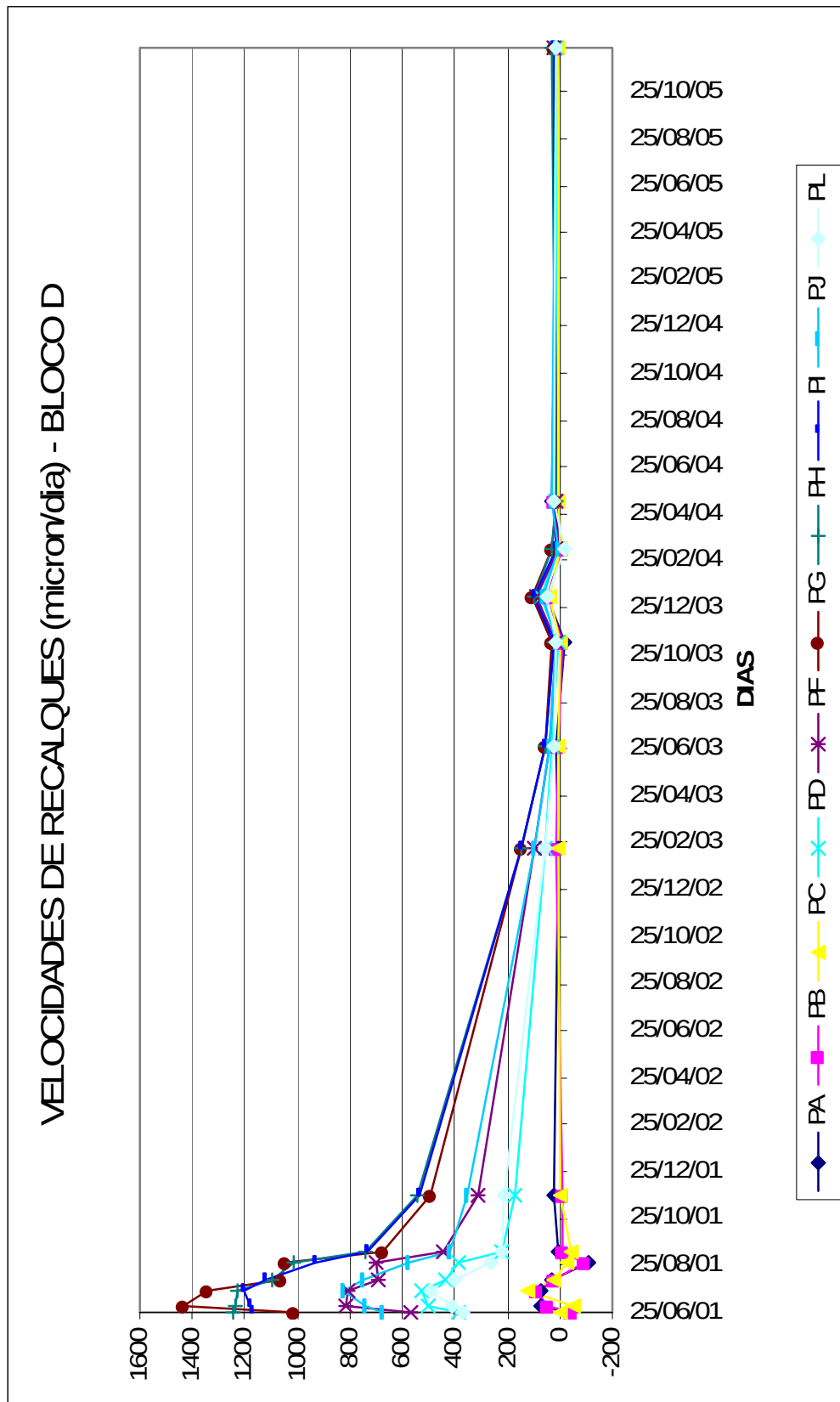
(Bloco D e Bloco E)

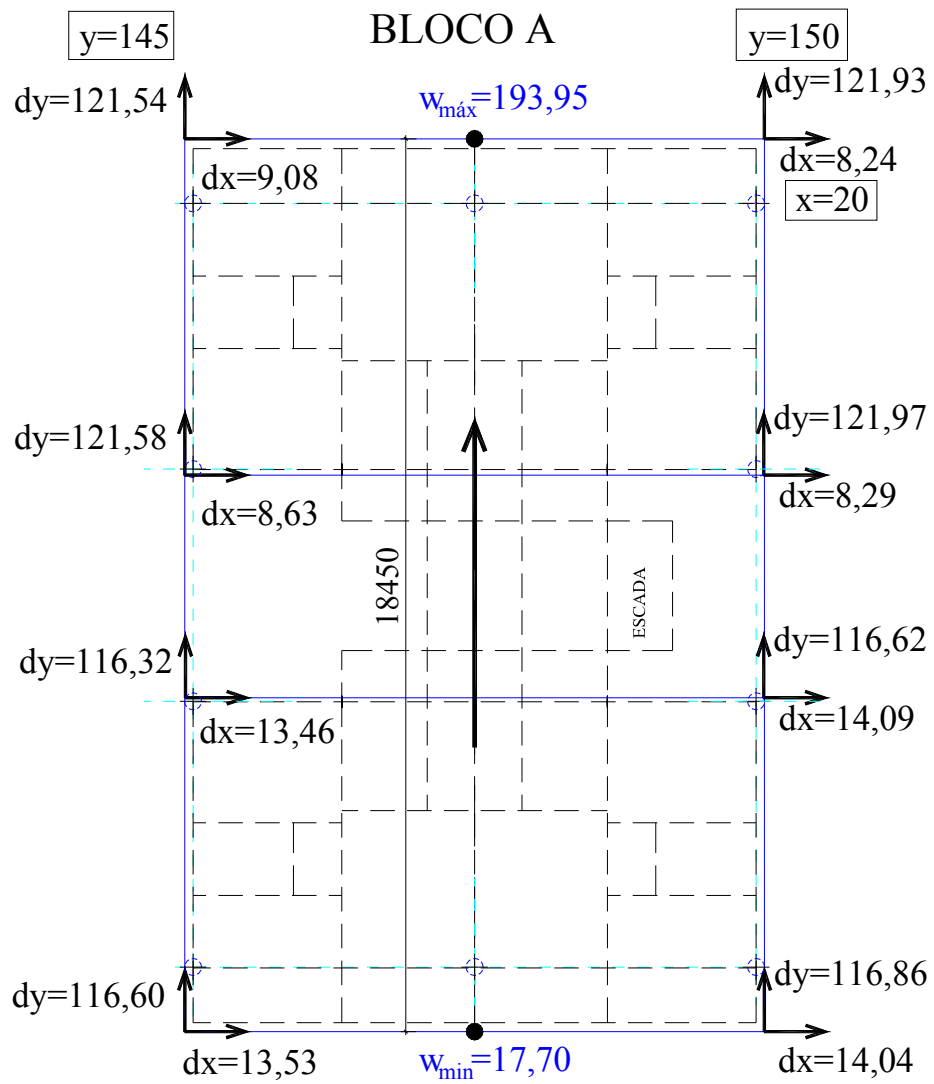






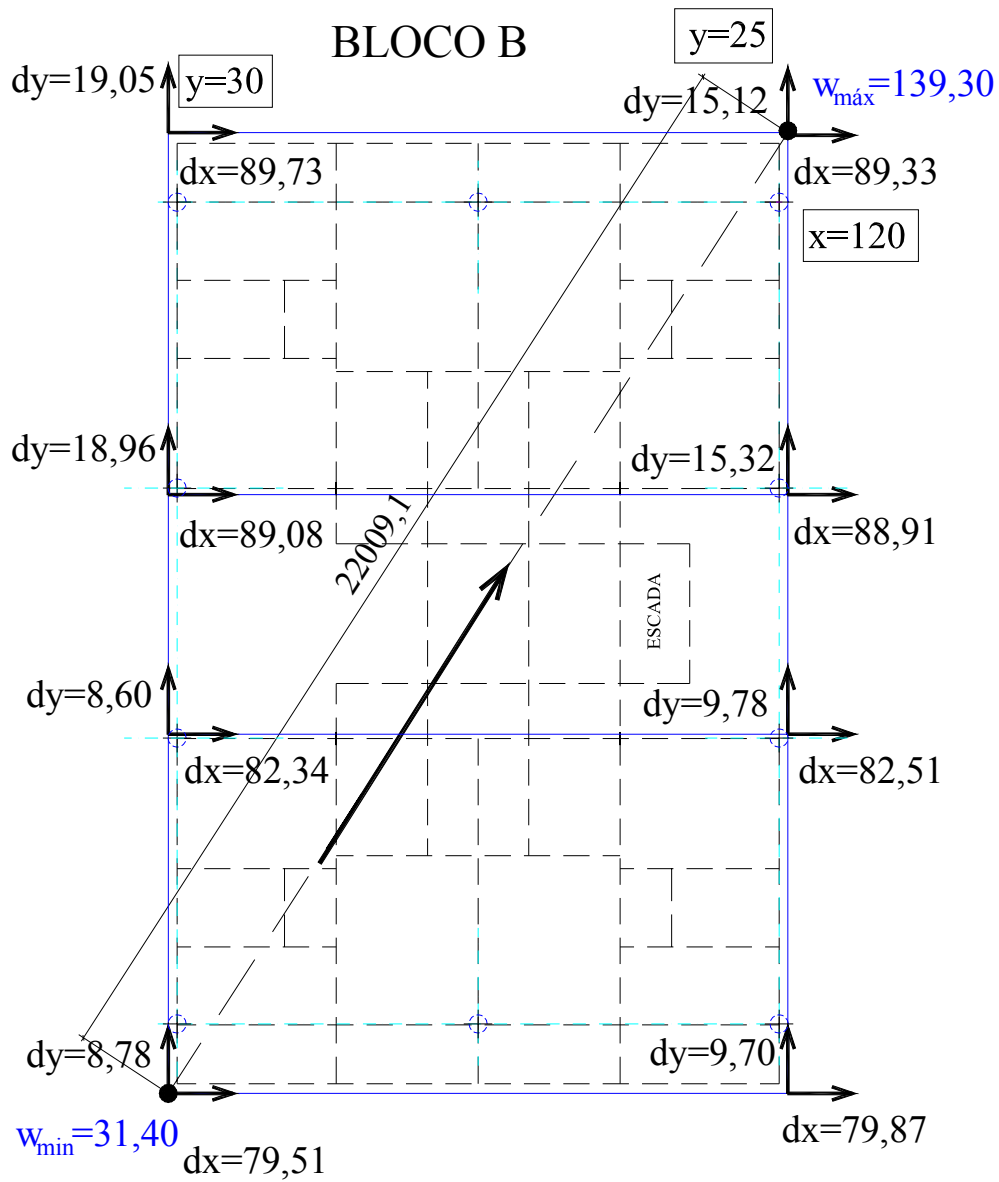






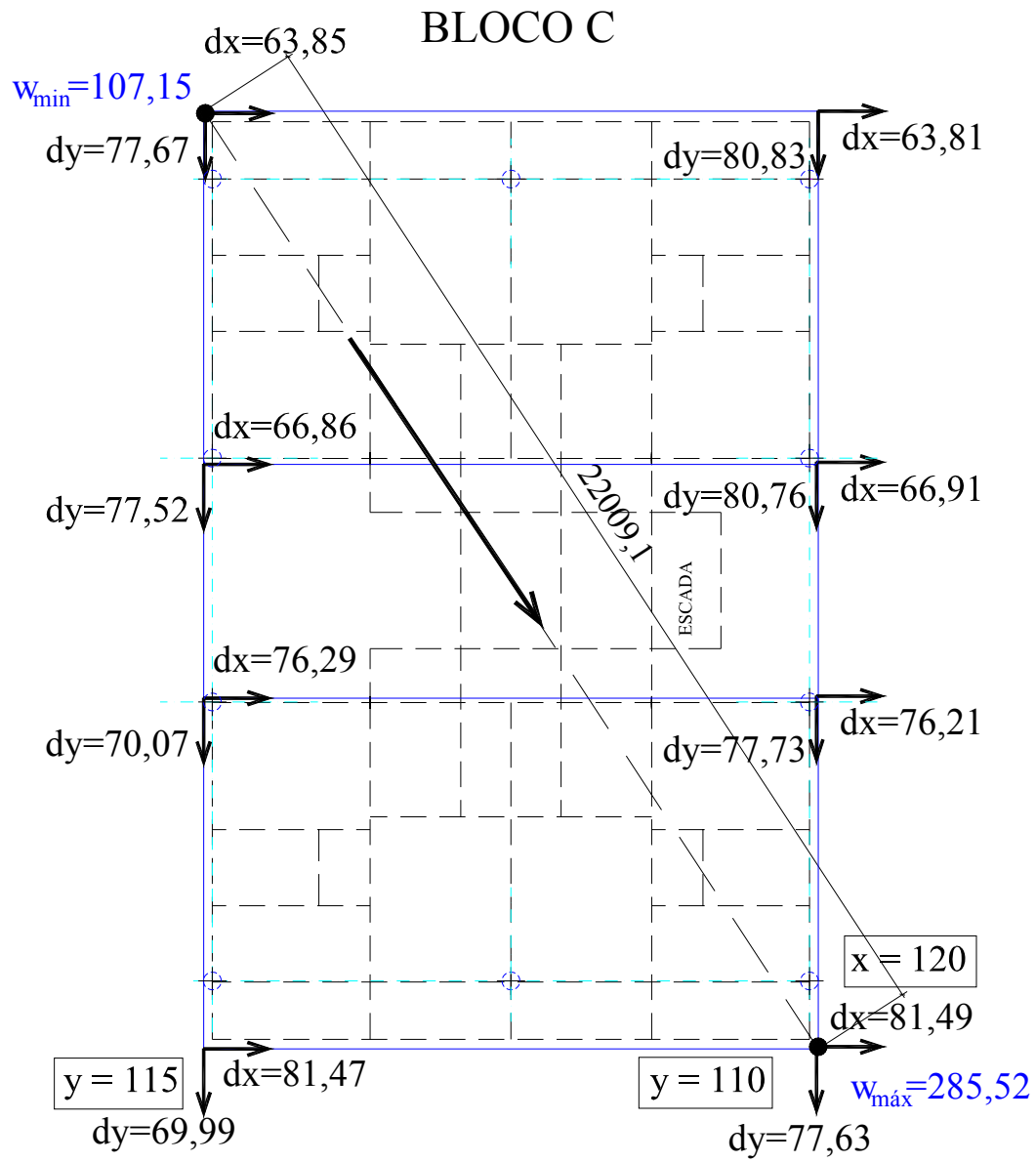
DISTORÇÃO ANGULAR

$$\frac{193,95 - 17,70}{18450} = \frac{176,25}{18450} = 9,553\text{‰}$$



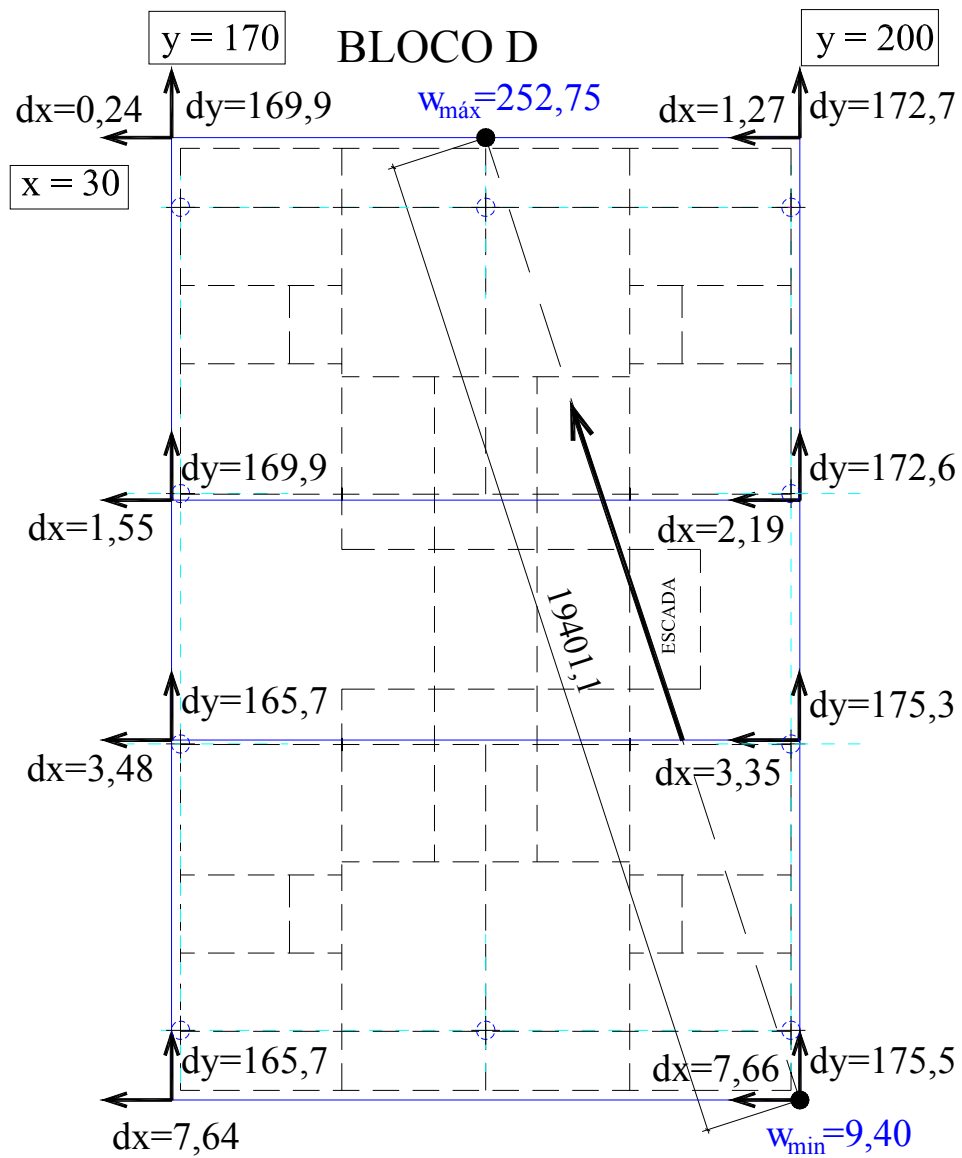
DISTORÇÃO ANGULAR

$$\frac{139,30-31,40}{22009,1} = \frac{107,90}{22009,1} = 4,903\%$$



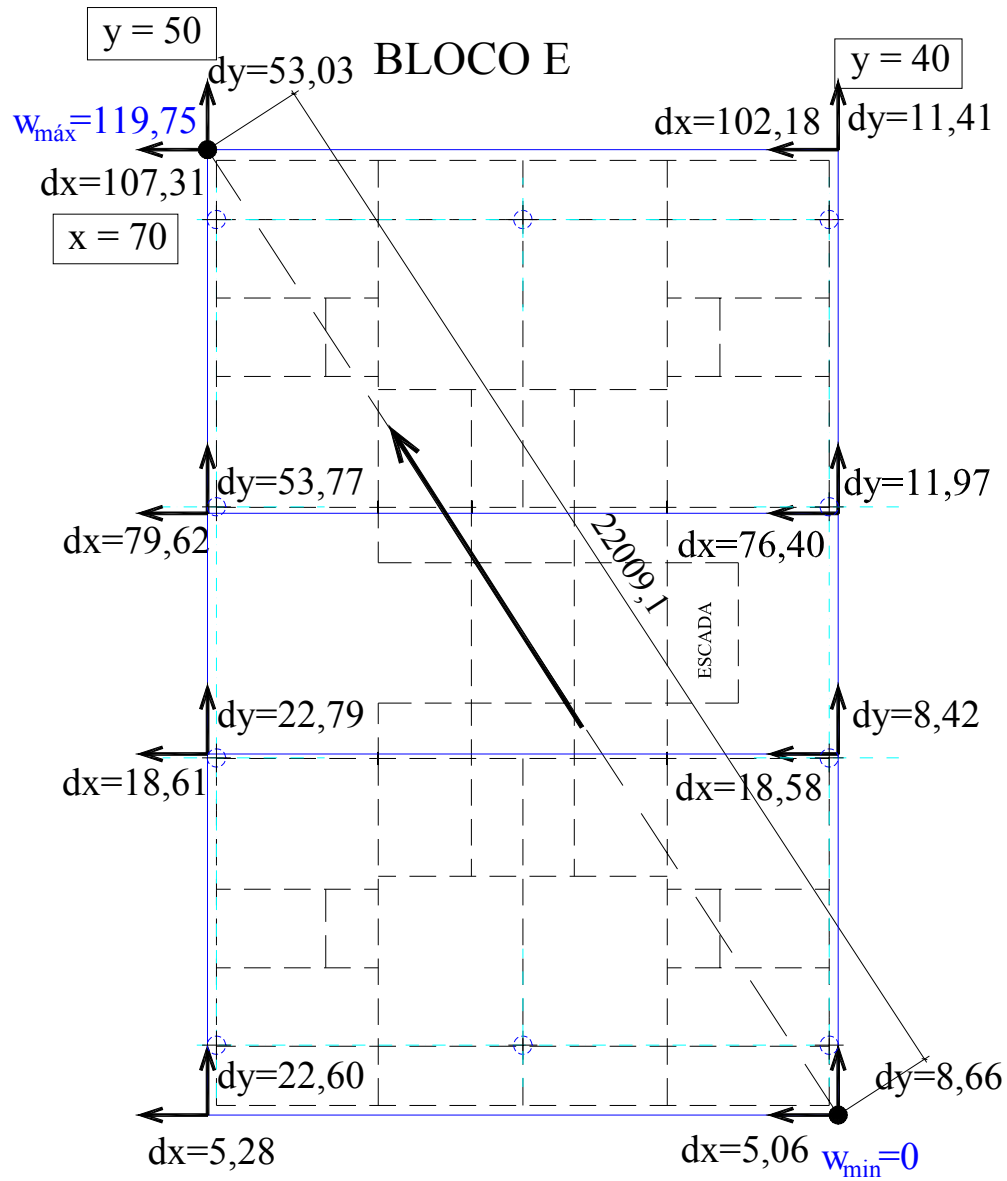
DISTORÇÃO ANGULAR

$$\frac{285,52 - 107,10}{22009,1} = \frac{178,37}{22009,1} = 8,104\%$$



DISTORÇÃO ANGULAR

$$\frac{252,75 - 9,40}{19401,1} = \frac{243,35}{19401,1} = 12,543\text{‰}$$



DISTORÇÃO ANGULAR

$$\frac{119,75-0,00}{22009,1} = \frac{119,75}{22009,1} = 5,441\text{‰}$$