

**PATOLOGIA E TERAPIA DOS EDIFÍCIOS DO TRIBUNAL DE
JUSTIÇA DO ESTADO DE MINAS GERAIS**

José Agostinho de Hipona Rodarte Assunção

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"PATOLOGIA E TERAPIA DOS EDIFÍCIOS DO TRIBUNAL DE
JUSTIÇA DO ESTADO DE MINAS GERAIS"**

José Agostinho de Hipona Rodarte Assunção

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva
DEMC - UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. José Marcio Fonseca Calixto
DEES - UFMG

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES - UFMG

Prof. Dr. Lúcio Flávio de Souza Villar
ETG - UFMG

Belo Horizonte, 29 de março de 2005

DEDICATÓRIA

*Às três jóias que garimpei nas lavras da vida,
minha mulher Maria de Fátima e minhas filhas Júlia e Clarisse.*

*À memória de minha mãe Maria de Lourdes,
a quarta jóia que sublimou para planos superiores.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus.

Agradeço aos professores José Márcio F. Calixto, Sebastião Salvador Real Pereira, Roque Luiz da Silva Pitangueira, Maria Teresa Paulino Aguilar e Gilson Queiroz que contribuíram para minha formação nesta pós-graduação, - a eles meu sincero muito obrigado.

Também agradeço ao Coordenador do curso de pós-graduação em Engenharia de Estruturas, o professor Fernando Amorim de Paula pela atenção que sempre me dispensou, e ao professor Alcebíades de Vasconcellos Filho pelo incentivo a continuar meus estudos após o curso de Especialização em Estruturas.

Agradeço às funcionárias do curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Maria Inês Miranda de Souza, Lucíola Maria Canêdo Alves e Patrícia Aparecida da Silva pelo carinho no atendimento às minhas necessidades.

Agradeço aos meus colegas, os engenheiros do TJMG, Antônio Ribeiro Martins, Gustavo C. da Fonseca, Jorge Luiz Paradela Cunha, Joubert B. da Silva, Luiz Roberto P. Moreira, Ronaldo G. da Silva, Rosana R. Lage e Sérgio Agra G. Pinto, que, de uma forma ou de outra, colaboraram ou me deram valiosas informações para enriquecimento deste trabalho.

Especialmente agradeço ao meu orientador, o professor Adriano de Paula e Silva pelas sugestões sempre acertadas, principalmente, no que tange ao aparecimento de obstáculos aparentemente intransponíveis, removendo-me as pedras do caminho.

Agradeço ao meu pai José Sebastião D'Assunção Fragoso Rodarte, literato autodidata de estilo original inconfundível, estudioso e profundo conhecedor da Língua Portuguesa, - agradecimento ditado pelo esforço e zelo com que procedeu à revisão desta obra.

SUMÁRIO

Dedicatória	iii
Agradecimentos	iv
Sumário	v
Lista de Figuras	x
Lista de Tabelas e Fichas	xiv
Lista de Abreviaturas e Siglas	xv
Lista Símbolos	xvi
Resumo	xix
Abstract	xx
Preâmbulo	xxi
1 – Introdução	1
1.1 – As Patologias Encontradas nos Fóruns de Minas Gerais.....	3
1.2 – Fissuras Causadas por Sobrecarga.....	3
1.3 – Fissuras Causadas por Deformação Excessiva.....	4
1.4 – Fissuras Causadas por Recalque de Fundação.....	5
1.5 – Outras Causas.....	5
2 – Generalidades	6
2.1 – História.....	6
2.2 – Propriedades dos Materiais.....	9
2.3 – Comportamento dos Materiais Sujeitos à Fissuração.....	10
2.4 – A Importância do Concreto para a Engenharia.....	15
2.5 – Comportamento das Estruturas.....	17
2.6 – Primeiras Fissuras que Aparecem nos Elementos de Concreto.....	17
2.7 – Mecanismo de Formação de Fissuras.....	18

2.8 – Conseqüências da Fissuração.....	19
3 – Fissuras Causadas por Sobrecarga.....	21
3.1 – Configurações Típicas de Fissuras em Elementos de Concreto Armado Provenientes de Sobrecarga.....	22
3.1.1 – Torção de Vigas.....	25
3.1.2 – Flexão de Lajes.....	26
3.1.3 – Torção de Lajes.....	28
3.1.4 – Trincas em Pilares.....	29
3.1.5 – Ruptura de Consoles.....	30
3.2 – Configurações Típicas de Fissuras em Alvenarias Decorrentes de Sobrecarga.....	31
4 – Fissuras Causadas por Deformação Excessiva.....	34
4.1 – Configurações Típicas de Trincas Provocadas pela Flexão de Vigas e Lajes.....	34
4.2 – Cálculo de Deformações de Barras.....	39
5 – Fissuras Causadas por Recalques de Fundação.....	43
5.1 – Introdução.....	43
5.2 – Recalque Diferencial Devido a Erros de Projetos.....	46
5.3 – Recalque Diferencial Devido a Erros de Execução.....	48
5.4 – Recalque Diferencial Devido a Problemas no Solo.....	50
6 – Tópicos Adicionais.....	60
6.1 – Considerações sobre Deformações.....	60
6.2 – Definição de Fluência.....	61
6.3 – O que Diz a Norma Brasileira NBR 6118:2003 sobre Fluência.....	63
6.4 – Relação entre Sobrecarga e Deformação.....	64
6.5 – O que Diz a Norma NBR 6118:2003 sobre Fissuração.....	65
6.6 – O Problema do Encunhamento nas Vedações Verticais.....	70

6.6.1 – Introdução.....	70
6.6.2 – As Vedações Verticais.....	71
6.6.3 – Encunhamento da Alvenaria na Estrutura de Concreto.....	72
6.6.4 – Conclusão.....	75
7 – Estudos de Casos.....	77
7.1 – Introdução.....	77
7.2 – Fissuras Causadas por Deformação Excessiva.....	78
7.2.1 – Sacramento.....	78
7.2.1.1 – Apresentação da Patologia.....	79
7.2.1.2 – Reforço da Laje.....	79
7.2.1.3 – Tomadas Fotográficas em 30 de Junho de 2004.....	80
7.2.1.4 – Lição a Aprender.....	82
7.2.1.5 – Conclusão deste Caso.....	83
7.3 – Fissuras Causadas por Sobrecarga.....	84
7.3.1 – Belo Horizonte (prédio do Centro Operacional – CEOP).....	84
7.3.1.1 – Descrição da Estrutura.....	85
7.3.1.2 – Apresentação do Problema.....	85
7.3.1.3 – Diagnóstico.....	86
7.3.1.4 – Terapia Adotada para Sanar o Problema.....	87
7.3.1.5 – Lições a Aprender.....	87
7.3.1.6 – Tomadas Fotográficas em 20 de Janeiro de 2005.....	88
7.3.1.7 – Conclusão deste Caso.....	91
7.4 – Fissuras Causadas por Recalque de Fundação.....	92
7.4.1 – Congonhas.....	92
7.4.1.1 – Introdução.....	93
7.4.1.2 – Apresentação do Problema.....	93
7.4.1.3 – Relatórios das Consultorias.....	94
7.4.1.4 – A Intervenção.....	96
7.4.1.5 – Tomadas Fotográficas em 24 de Março de 2004.....	96

7.4.1.6 – Lições a Aprender.....	101
7.4.1.7 – Conclusão deste Caso.....	101
7.4.2 – Sabará.....	103
7.4.2.1 – Descrição da Estrutura e Apresentação do Caso.....	104
7.4.2.2 – Primeiras Providências.....	104
7.4.2.3 – Monitoramento das Trincas.....	105
7.4.2.4 – Natureza do Subsolo.....	106
7.4.2.5 – O Reforço da Fundação.....	107
7.4.2.6 – Tomadas Fotográficas em 28 de Abril de 2004.....	108
7.4.2.7 – Lições a Aprender.....	111
7.4.2.8 – Conclusão deste Caso.....	112
7.4.3 – Cataguases.....	114
7.4.3.1 – Descrição da Estrutura Original.....	115
7.4.3.2 – Patologias Observadas.....	116
7.4.3.3 – Prospecção da Estruturas dos Balanços nas Fachadas.....	116
7.4.3.4 – O Diagnóstico.....	117
7.4.3.5 – Solução Proposta.....	118
7.4.3.6 – Lições a Aprender.....	119
7.4.3.7 – Tomadas Fotográficas em Julho de 2004.....	119
7.4.3.8 – Conclusão deste Caso.....	121
7.5 – Fissuras Causadas por Desconexão de Ligações.....	123
7.5.1 – Açucena.....	123
7.5.1.1 – Descrição da Estrutura.....	124
7.5.1.2 – Apresentação do Problema.....	125
7.5.1.3 – Justificativa da Intervenção.....	125
7.5.1.4 – A Terapia.....	126
7.5.1.5 – Lições a Aprender.....	127
7.5.1.6 – Conclusão deste Caso.....	127
7.5.1.7 – Tomadas Fotográficas em Junho de 2004.....	128

8 – Conclusão	131
9 – Referências Bibliográficas	135
Anexo A (Ficha-padrão para coleta de dados nos arquivos do TJMG e no campo)....	140
Anexo B (Tipos de Forum-padrão e Projetos arquitetônicos).....	143
Tipo 1 – Três Pilares.....	144
Tipo 3 – Padrão “L”.....	149
Tipo 4 – Retângulo.....	153
Tipo 5 – Casinha anos 50.....	156
Tipo 7 – Três Arcos.....	157
Tipo 8 – Dois Paredões.....	158
Tipo 9 – Eclético com Abóbada.....	161
Tipo 10 – “O” com 1 Pavimento.....	164
Tipo 11 – “O” com 2 Pavimentos.....	167
Tipo 14 – Antigos Diversificados (tipologias similares).....	168
Tipo N – Prédio fora de Padrão.....	169
Açucena (planta baixa e fachada).....	170
Centro Operacional (planta baixa).....	173
Tombos (planta baixa).....	179
Anexo C (Projeto-padrão PR-TRINCAS).....	182

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Código de Hamurabi (2200 a. C.).....	7
Figura 2.2 – Configurações típicas das fissurações frente às tensões básicas.....	10
Figura 2.3 – Diagrama tensão-deformação de um material elasto-plástico.....	11
Figura 3.1 – Flexão simples de viga isostática.....	23
Figura 3.2 – Fissuração típica de viga sub-armada solicitada à flexão.....	23
Figura 3.3. – Fissuras de cisalhamento em viga solicitada à flexão.....	24
Figura 3.4 – Fissuras em viga alta ou atirantada.....	24
Figura 3.5 – Fissuras em vigas superarmadas.....	25
Figura 3.6 – Fissuras devidas à torção em viga.....	25
Figura 3.7 – Configurações de fissuras em lajes simplesmente apoiadas.....	26
Figura 3.8 – Fissura de canto de laje na face inferior.....	27
Figura 3.9 – Fissuras na face superior de laje devidas a ausência de armadura negativa.	28
Figura 3.10 – Fissuras de torção em laje.....	28
Figura 3.11 – Fissuras verticais em pilar.....	29
Figura 3.12 – Fissuras horizontais em pilar.....	30
Figura 3.13 – Trinca na cabeça de pilar pré-fabricado.....	30
Figura 3.14 – Fissuração típica de alvenaria causada por sobrecarga vertical.....	31
Figura 3.15 – Trincas horizontais na alvenaria causada por sobrecarga.....	32
Figura 3.16 – Trincas inclinadas em alvenarias com aberturas.....	32
Figura 3.17 – Carga pontual sobre alvenaria.....	33
Figura 3.18 – Fissuras a partir do coxim.....	33
Figura 4.1 – Trincas em paredes de vedação.....	35
Figura 4.2 – Trincas em paredes de vedação.....	35
Figura 4.3 – Trincas em paredes de vedação.....	36
Figura 4.4 – Trincas em paredes com aberturas.....	36
Figura 4.5 – Trincas em alvenaria apoiada em balanço esbelto.....	37

Figura 4.6 – Trincas em alvenaria estrutural.....	37
Figura 4.7 – Fissuras em alvenarias.....	38
Figura 4.8 – Flechas excessivas em lajes-“zero”.....	39
Figura 4.9 – Linha elástica de viga sujeita a flexão.....	39
Figura 5.1 – Recalque diferencial de um pilar em relação a outros.....	45
Figura 5.2 – Tubulões assentados em camadas inclinadas ou de pequena espessura.....	47
Figura 5.3 – Fundações assentadas em camadas com SPT(N) diferentes.....	47
Figura 5.4 – Sistemas diferenciados de fundações.....	48
Figura 5.5 – Desvio de estacas devido a presença de matacões.....	49
Figura 5.6 – Perfis I soldados e perfil H.....	50
Figura 5.7 – Recalque diferencial devido a solo não homogêneo.....	51
Figura 5.8 – Consolidação distinta de aterro carregado.....	51
Figura 5.9 – Fundação assente sobre aterro e corte.....	52
Figura 5.10 – Recalque devido ao rebaixamento do lençol freático.....	52
Figura 5.11 – Ascensão do NA.....	53
Figura 5.12 – Desconfinamento de fundações.....	53
Figura 5.13 – Escavações adjacentes às fundações.....	54
Figura 5.14 – Adensamento de camadas profundas.....	55
Figura 5.15 – Bulbo de pressões dos prédios.....	55
Figura 5.16 – Fundações contínuas solicitadas por cargas desbalanceadas.....	56
Figura 5.17 – Fissuras em peitoris devido a carregamentos desbalanceados.....	56
Figura 5.18 – Fissura vertical ao longo de toda a altura do edifício.....	57
Figura 5.19 – Retroerosão tubular.....	58
Figura 5.20 – Recalque devido a raízes de plantas.....	59
Figura 6.1 – Tipos de encunhamentos da alvenaria na estrutura.....	73
Figura 7.2.1 – Fórum de Sacramento.....	80
Figura 7.2.2 – Viga metálica revestida com argamassa para contenção de flecha na laje	81
Figura 7.2.3 – Um dos lados da parede sobre a laje com a viga de reforço.....	81
Figura 7.2.4 – O outro lado da mesma parede sobre a laje com a viga de reforço.....	82
Figura 7.3.1 – Fachada principal do Centro Operacional.....	88

Figura 7.3.2 – Fachada posterior destacando os balanços.....	89
Figura 7.3.3 – Fachada lateral com alvenaria dotada de juntas FUGENBAND.....	89
Figura 7.3.4 – Alvenaria íntegra sobre viga do balanço após inserção de juntas.....	90
Figura 7.3.5 – Detalhe do console curto do pilar do sistema pré-fabricado.....	90
Figura 7.4.1.1 – Situação dos prédios públicos e o fenômeno ‘piping’.....	94
Figura 7.4.1.2 – Fachada principal.....	97
Figura 7.4.1.3 – Extravasor na rede de água pluvial.....	97
Figura 7.4.1.4 – Viga metálica para conter a deflexão da laje.....	98
Figura 7.4.1.5 – Trinca inclinada posterior ao reforço de fundação.....	98
Figura 7.4.1.6 – Trinca inclinada posterior ao reforço de fundação.....	99
Figura 7.4.1.7 – Trinca periférica ao grampo da costura da alvenaria.....	99
Figura 7.4.1.8 – Trinca vertical posterior ao reforço de fundação.....	100
Figura 7.4.2.1 – Locação dos furos de sondagem no Fórum de Sabará.....	106
Figura 7.4.2.2 – Fachada principal do Fórum de Sabará.....	108
Figura 7.4.2.3 – Fachada dos fundos.....	109
Figura 7.4.2.4 – Fissuras devidas a fechamento de vãos.....	109
Figura 7.4.2.5 – Fissuras devidas a fechamento de vãos.....	110
Figura 7.4.2.6 – Fissura vertical entre parede e pilar.....	111
Figura 7.4.3.1 – Córrego que passa próximo ao prédio do Fórum.....	119
Figura 7.4.3.2 – Pilar sobre a sapata a qual foi feita a prospecção.....	120
Figura 7.4.3.3 – Balanços das fachadas laterais.....	120
Figura 7.4.3.4 – Parede que foi costurada conforme o projeto padrão PR-TRINCAS.....	121
Figura 7.5.1.1 – Fachada.....	124
Figura 7.5.1.2. – Vigas dos pórticos com os tirantes perimetrais.....	128
Figura 7.5.1.3 – Detalhe da viga do pórtico e do tirante.....	129
Figura 7.5.1.4 – Trinca que apareceu após o atirantamento.....	129
Figura 7.5.1.5 – Fachada posterior.....	130
Figura 7.5.1.6 – Detalhe do atirantamento.....	130
Fachada do Forum-padrão Três Pilares.....	146
Planta do 1º pavimento do Forum-padrão Três Pilares.....	147

Planta do 2º pavimento do Forum-padrão Três Pilares.....	148
Fachada do Forum-padrão “L”.....	150
Planta do 1º pavimento do Forum-padrão “L”.....	151
Planta do 2º pavimento do Forum-padrão “L”.....	152
Planta do 1º pavimento do Forum-padrão Retângulo.....	154
Planta do 2º pavimento do Forum-padrão Retângulo.....	155
Planta do 1º pavimento do Forum-padrão Dois Paredões.....	159
Planta do 2º pavimento do Forum-padrão Dois Paredões.....	160
Planta do 1º pavimento do Forum de Sabará.....	162
Planta do subsolo do Forum de Sabará.....	163
Fachada principal do Forum-padrão “O” com 1 pavimento.....	165
Planta do 1º pavimento do Forum-padrão “O” com 1 pavimento.....	166
Fachada do Forum de Açucena.....	171
Planta do Forum de Açucena.....	172
Planta do nível S do CEOP.....	174
Planta do nível L do CEOP.....	175
Planta do nível SL do CEOP.....	176
Planta do nível 2 do CEOP.....	177
Planta do nível 3 do CEOP.....	178
Planta baixa do 1º pavimento do Forum de Tombos.....	180
Planta baixa do 2º pavimento do Forum de Tombos.....	181
Projeto-padrão PR-TRINCAS.....	183

LISTA DE TABELAS E FICHAS

Tabela 2.1 – Nomenclatura e classificação das fraturas.....	14
Tabela 6.1 – (Tabela A.1 na NBR 6118:2003) – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração.....	63
Tabela 6.2 – Flechas e rotações de vigas prismáticas em balanço.....	64
Tabela 6.3 – Flechas e rotações de vigas prismáticas biapoiadas.....	65
Tabela 6.4 – (Tabela 1 na NBR 6118:2003) – Classe de agressividade ambiental.....	66
Tabela 6.5 - (Tabela 13.3 na NBR 6118:2003) – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	67
Tabela 6.6 – (Tabela 7.2 na NBR 6118:2003) – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	68
Tabela 6.7 – Planejamento da fixação da alvenaria.....	74
Tabela 6.8 – Recomendações para fixação da alvenaria – Limitações.....	75
Ficha 7.2.1 – Sacramento.....	78
Ficha 7.3.1 – Belo Horizonte (prédio do Centro Operacional – CEOP).....	84
Ficha 7.4.1 – Congonhas.....	92
Ficha 7.4.2 – Sabará.....	103
Tabela 7.4.2.1 – Monitoramento de trincas no Fórum de Sabará.....	105
Ficha 7.4.3 – Cataguases.....	114
Ficha 7.5.1 – Açucena.....	123
Tabela 8.1 – Resumo de dados de custos das reformas dos estudos de casos.....	133
Ficha Padrão para coleta de dados nos Arquivos do TJMG e no campo (Anexo A)..	142

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT...	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a. C.....	Antes do nascimento de Cristo
ACI.....	American Concrete Institute
BPM.....	Batalhão da Polícia Militar
CA.....	Concreto Armado
CAA.....	Classe de Agressividade Ambiental
CEB.....	Comité Euro-International du Béton
CEOP...	Centro Operacional (prédio do TJMG)
DEES...	Departamento de Estruturas (Escola de Engenharia – UFMG)
ELS-D..	Estado limite de descompressão
ELS-DP	Estado limite de descompressão parcial
ELS-F...	Estado limite de formação de fissuras
ELS-W.	Estado limite de abertura de fissuras
ELU.....	Estado limite último
FIP.....	Fédération Internationale de la Précontraint
GEPRO.	Gerência de Projetos (Setor do TJMG)
IGA.....	Instituto de Geociências Aplicadas
NA.....	Nível de água, nível do lençol freático.
NB.....	Norma Brasileira
NBR.....	Norma Brasileira
PR.....	Projeto Padrão
SPT.....	Standard Penetration Test
TJMG...	Tribunal de Justiça do Estado de Minas Gerais
UFMG..	Universidade Federal de Minas Gerais

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS LATINAS

- a, b..... Lados de uma placa retangular
- a/c..... Relação entre água e cimento
- a_p Distância da face mais tracionada até a bainha de proteção
- A..... Área
- A_c Área de seção transversal
- b..... Largura de sapata
- C..... Comprimento de parede
- C_{ij} Coeficientes de matriz com i linhas e j colunas
- °C..... Graus Celcius
- E..... Módulo de elasticidade
- E_s Módulo de elasticidade do aço
- E_{cs} Módulo de elasticidade secante do concreto
- EI..... Rigidez à flexão
- $(EI)_{eq}$ Rigidez equivalente para uma avaliação aproximada de flecha imediata
- f_c Resistência à compressão do concreto
- f_{ck} Resistência característica à compressão do concreto
- f_{ckj} Resistência à compressão do concreto aos j dias
- f_{ct} Resistência do concreto à tração direta
- $f_{ct,f}$ Resistência do concreto à tração na flexão
- $f_{ctk,inf}$ Resistência do concreto à tração, inferior.
- $f_{ctk,sup}$ Resistência do concreto à tração, superior.
- $f_{ct,m}$ Resistência média à tração do concreto
- $f_{ct,sp}$ Resistência do concreto à tração indireta
- G..... Módulo de elasticidade ao cisalhamento

H.....	Força horizontal - Altura de parede - Perfil H
h_{fic}	Altura fictícia
I.....	Momento de inércia - Perfil I
I_c	Momento de inércia de seção bruta de concreto
I_{II}	Momento de inércia de seção fissurada de concreto
ℓ	Distância entre sapatas ou tubulões
L.....	Comprimento, vão
M.....	Momento fletor
M_a	Momento fletor de seção crítica
M_r	Momento de fissuração
N.....	Número de golpes numa haste padrão para obtenção de dados de sondagem
P.....	Carga concentrada, carga vertical
q.....	Carga distribuída
r.....	Raio, sendo seu inverso, a curvatura.
R.....	Força resultante
S.....	Sondagem
t.....	Idade fictícia
T_i	Temperatura média diária, em graus Celcius
U.....	Umidade relativa
u_{ar}	Perímetro externo em contato com o ar
V.....	Força vertical
w_k	Abertura de fissuras
y.....	Flecha, deslocamento vertical.
y_t	Distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada
”.....	Polegada

LETRAS GREGAS

- α Ângulo
 Fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
 Coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do concreto
- α_e Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto
- β Distorção angular (ou recalque específico)
- γ Coeficiente dependente da umidade
- δ Recalque diferencial (ou relativo)
- Δ Flecha
- Δ_c Cobrimento nominal
- $\Delta_{tef,j}$. Período, em dias, durante o qual a temperatura média pode ser admitida constante
- ϵ Deformação axial
- ϵ_{1s} ... Retração
- ϵ_p Deformação limite do regime elástico no diagrama tensão – deformação
- θ Ângulo de rotação
- ν Coeficiente de Poisson
- \emptyset ... Diâmetro
- ρ Recalque total
- ρ_a Recalque por adensamento (ou consolidação)
- ρ_i Recalque imediato
- ρ_s Recalque secundário (ou secular)
- σ Tensão normal
- σ_p ... Tensão limite do regime elástico no diagrama tensão – deformação
- σ_s Pressão no solo
- φ_{1c} .. Fluência

RESUMO

Este trabalho enfatiza as formações típicas de fissurações, normalmente encontradas nos prédios dos fóruns do Poder Judiciário do Estado de Minas Gerais, a partir das causas de sobrecarga, deformação excessiva e recalque de fundações; assuntos tratados respectivamente nos capítulos 3, 4 e 5. Neste trabalho, não se pretende dar ênfase em formulações teóricas ou experimentais com o intuito de calcular valores para deformações ou obter dimensões de aberturas de fissuras, mas sim reconhecer qualitativamente estes fenômenos, especialmente o comportamento em uso destas estruturas em concreto armado ao longo do tempo. Os capítulos 1 e 2 são introdutórios e no capítulo 6 são abordados tópicos de deformação, fissuração, norma e alvenaria. Finalmente, no capítulo 7 são apresentados os estudos de casos enfocando estes assuntos com um apanhado crítico de seis casos com o fito de concluir se as intervenções foram bem ou mal sucedidas dos pontos de vista técnico e econômico.

ABSTRACT

This work emphasizes the typical formations of cracking, usually found at the buildings of the Court House of the State of Minas Gerais, starting from the causes of overload, excessive deformation and differential settlement of foundations; subjects mentioned in chapters 3, 4 and 5 respectively. In this work, there is no intention to give emphasis in theoretical or experimental formulations in order to calculate values for deformations or to obtain dimensions of openings of cracks, but to recognize the quality of these phenomenons, especially the behavior of these reinforced concrete structures while in service along the time. Chapters 1 and 2 are introductory and in chapter 6, deformation topics, cracking, norm and masonry are approached. Finally, in chapter 7 the study of cases is presented focusing these subjects with a critical analysis of six cases, in order to check if the interventions were technically and economically successful or not.

PREÂMBULO

James Amrhein¹, em 1985, num encontro do ramo, proferiu uma definição original de Engenharia Estrutural: “Engenharia Estrutural é a arte e a ciência de moldar materiais que nós não entendemos completamente, em formas que nós não podemos analisar com precisão, para resistir a forças que nós não podemos prever exatamente, num determinismo tal que a grande sociedade não daria razão para a suposta extensão de nossa ignorância”.

Esta definição, a princípio, nos deixa melancólicos, mas, ao mesmo tempo, e paradoxalmente, nos lança, como de arroubo, ainda mais ao desconhecido, incitando-nos a novos desafios e a novas descobertas; saga inexorável dos homens comprometidos com o progresso. Aliás, os paradoxos parecem mover o homem nesta marcha incessante em desvendar o desconhecido. O colóquio de Amrhein parece ser um desafio, uma aposta, uma competição que cada cientista parece carregar um papel contendo uma idéia ou uma tese numa brochura para entregar ao seu sucessor na seqüência das gerações, com se fora aquele corredor de revezamento entregando o bastão para o corredor dianteiro. É assim que a

¹FELD J. & CARPER K. L. *Construction Failure*. 2nd edition. New York: John Wiley & Sons Inc. 1997. 512 p.

ciência se desenvolve. Somente assim, se pode diminuir a melancolia dos homens de escol e o sofrimento dos povos.

Nesta ciência Patologia e Terapia das Estruturas tem-se fortalecido o dizer de CÁNOVAS (1988), de que os sucessos são cantados e decantados aos quatro ventos, e os fracassos são escondidos. Nos depoimentos recebidos, nota-se a adoção deste expediente de os homens serem condescendentes consigo mesmos e rigorosos com os outros. Diante desse aspecto defensivo, desenha-se um quadro onde a velocidade de evolução dessa ciência é menor do que em outras ciências.

FELD e CARPER (1997) sinalizam que esta ciência só dará o salto que deve dar neste século que se inicia com estudos, pesquisas, investimentos e ampla divulgação das publicações do gênero que venham a contribuir com uma ciência e técnica melhores.

A lei de Slosson² cai bem para os agentes públicos quando na contratação de produtos e serviços: “A qualidade de um trabalho profissional cairá para um nível mais baixo, desde que seja aceito pelo governo”. Isto vem referendar o dizer de CUNHA et al (2001), de que “não há projetos pouco ou muito importante, só há projetos grandes ou pequenos”, ou seja, tudo que se faz por menor que seja, tem seu devido e real valor.

O autor.

² FELD J. & CARPER K. L. *Construction Failure*. 2nd edition. New York: John Wiley & Sons Inc. 1997. 512 p.

1

INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas em concreto na construção civil no Brasil é notória. Trata-se de uma prática, que se pode dizer, enraizada na cultura da engenharia nacional, senão mundial.

Os edifícios públicos do Poder Judiciário do Estado de Minas Gerais, totalizando mais de três centenas, são em quase sua totalidade, construções de concreto. Faz-se exceção ao prédio do Forum da Comarca de Ipatinga que é em estrutura metálica. Mas, mesmo assim, neste prédio, as fundações e as lajes são em concreto. Portanto, pode-se dizer que toda construção civil possui, mesmo em pequena parte, algum elemento em concreto simples, armado ou protendido, seja produzido “in loco” ou pré-fabricado.

Com a criação da Secretaria de Obras do Tribunal de Justiça no início dos anos 90, o Poder Judiciário passou a gerir suas construções e reformas com orçamento próprio. O que se verificou naquela época foi uma grande quantidade de fóruns em más e péssimas condições para uso, sendo que alguns já se encontravam abandonados. Desde então, as reformas começaram a acontecer, solucionando as mais diversas patologias com variadas técnicas e terapêuticas.

Como todas as construções em concreto podem apresentar patologias, estes prédios públicos do Tribunal de Justiça do Estado de Minas Gerais não fugiram à regra. Agora, após a primeira década de trabalhos ininterruptos realizados em mais de uma centena de prédios, é oportuno, - e por que não dizer imperativo, - que se faça uma inspeção do que foi feito, avaliando a sua eficácia.

Com a edição da nova NB-1 (NBR 6118) em abril de 2003, depara-se com uma radical mudança de paradigma em relação à postura daquilo que o desenvolvimento sustentável postula: a Durabilidade das Construções de Concreto Armado. Hoje não basta simplesmente construir. Construir com durabilidade é preciso. A nova NB-1 (NBR 6118:2003), em seu item **6.1 - Exigências de durabilidade**, preconiza: “As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e reformadas, (inserção e grifo nosso) de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil”.

Neste trabalho pretende-se analisar, avaliar, classificar, referendar ou desprezar as várias técnicas e terapêuticas utilizadas nos casos estudados. Será dada ênfase na eficácia da técnica de recuperação do dano, desde pequenas fissuras até casos de princípio de ruína. Agora, depois de passados até dez anos da reforma, reparo, reforço ou recuperação, é imperativo que se faça nova avaliação para atestar se a técnica utilizada foi eficaz ou não nos casos escolhidos para análise.

Dentre mais de uma centena de prédios reformados, aproximadamente em três dezenas deles possuíam problemas leves, médios e graves de patologia. Dentre esses, selecionaram-se seis Estudos de Casos.

1.1 – AS PATOLOGIAS ENCONTRADAS NOS FÓRUNS DE MINAS GERAIS

- a) Fissuras devidas à sobrecarga.
- b) Fissuras por falha de projeto ou mau uso da estrutura, devidas a deformações.
- c) Fissuras em elementos estruturais e de vedação devidas a recalques de fundações.
- d) Carreamento de solo devido a falhas nos sistemas de esgoto e águas pluviais, descalçando as fundações.
- e) Fissuras “vivas” e “mortas” em alvenarias.
- f) Fissuras devidas a movimentações provocadas por diferenças de temperaturas.
- g) Destacamento cerâmico em fachadas.
- h) Infiltração em coberturas.
- i) Efeitos danosos devidos a umidades superficiais e subterrâneas.
- j) Construções muito antigas, com técnicas em desuso nos dias atuais, com problemas generalizados (construções de pau-a-pique ou com blocos de adobe).
- k) Ruína parcial e
- l) Dano devido a incêndio.

Devido à extensão dos assuntos encontrados, será dada ênfase àquelas recuperações que tiveram como causa principal a fratura devida à sobrecarga (Capítulo 3), deformação excessiva (Capítulo 4) e recalques de fundação, assim como aquelas que tiveram como causa o carreamento de solo devido às falhas nos sistemas de esgoto e ou águas pluviais, descalçando as fundações (Capítulo 5), e fissuras “vivas” e “mortas” em alvenarias. Os casos de fissuras “vivas” e “mortas” aparecem distribuídas nos estudos de casos.

1.2 - FISSURAS CAUSADAS POR SOBRECARGA

Os fóruns que oferecem exemplo para as fissuras causadas por sobrecarga em estruturas de concreto armado são:

- a) Abre Campo e

b) **CEOP** (Centro Operacional em Belo Horizonte).

Para estes casos foram executados projetos especiais para recuperação da estrutura. O caso CEOP faz parte dos Estudos de Casos apresentados no Capítulo 7.

Nos casos seguintes, a sobrecarga atuou em elementos sem função estrutural, provocando fissuração em paredes de alvenaria cerâmica. Nesses casos em que os danos ocorreram tão somente nas alvenarias que não têm função estrutural, a terapêutica usada foi bandagem com tela de estuque acrescida ou não de grampeamento com aço CA50A Ø 6.3 mm de acordo com projeto-padrão para costura de trincas em alvenarias (vide projeto no ANEXO C).

- c) Entre Rios de Minas,
- d) Manhuaçu,
- e) Mercês,
- f) Ponte Nova,
- g) Prados,
- h) Raul Soares e
- i) Tombos.

1.3 - FISSURAS CAUSADAS POR DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

Os casos que oferecem exemplos para as fissuras causadas por deformação excessiva de estruturas de concreto armado são:

- a) Ipanema,
- b) Jacinto,
- c) Luz,
- d) Matozinhos,
- e) Manhumirim e
- f) **Sacramento.**

Para estes casos, executaram-se projetos específicos de reforços localizados em vigas e lajes fletidas com flechas excessivas, exceto em Ipanema, Luz e Matozinhos, que

tiveram apenas a alvenaria costurada, pois tratava-se de “trincas mortas” sem evolução. **Sacramento** foi analisado como Estudo de Caso no Capítulo 7.

1.4 - FISSURAS CAUSADAS POR RECALQUE DE FUNDAÇÃO

Os casos que oferecem exemplo para as fissuras causadas por recalque de fundação de estruturas de concreto armado são:

- a) Bueno Brandão,
- b) Carmo do Paranaíba,
- c) Cássia,
- d) **Cataguases**,
- e) **Congonhas**,
- f) Corinto e
- g) **Sabará**.

Para alguns destes casos, fez-se uso de projetos específicos para cada um deles, utilizando o reforço de fundação com tubulões poucos espaçados sob baldrame de concreto pobre ou alicerce de pedras arrumadas com o fim de se obter o efeito de arco nestas fundações rasas. Nestes casos, o reforço foi generalizado em toda a fundação do edifício. **Cataguases**, **Congonhas** e **Sabará** são apresentadas no Capítulo 7 como estudos de casos.

1.5 – OUTRAS CAUSAS

Outras causas merecem menção, por se tratar de princípio de ruína ou ruína parcial:

- a) **Açucena**,
- b) Alto Rio Doce,
- c) Bonfim e
- d) Guapé.

Açucena faz parte dos estudos de casos apresentados no Capítulo 7.

2

GENERALIDADES

2.1 - HISTÓRIA

Nos primórdios do alto neolítico superior, as madeiras e as pedras parecem ter sido os primeiros materiais de construção a serem usados pelo homem primitivo. Os primeiros megalitos aparecem há mais ou menos 3000 a.C., onde hoje se localizam a Espanha e o sul da França, sob forma de “dolmens” (mesas de pedra) (PETRUCCI, 1980). A pedra será o primeiro material importante para, no futuro, ser um dos componentes do concreto armado.

Há aproximadamente 2200 a.C., o rei e legislador assírio, Hamurabi, edita o código que leva seu nome, sendo a mais antiga lei de que se tem notícia no concernente a problemas patológicos em construções. Tem-se em mente que para a edição de tal lei, muitos problemas relacionados com ruínas e acidentes tenham acontecido naquele tempo. Mais antigo ainda, na Bíblia, em Gênesis, lê-se sobre a derrocada da Torre de Babel. A figura 2.1 apresenta o código de Hamurabi no original e com versão para a língua inglesa por F. R. Harper, de acordo como apresentado por FELD e CARPER (1997).

<p>sum-ma ba-num</p> <p>a-na a-wi-lim</p> <p>bi-tam i-bu-us-ma</p> <p>si-bi ir-su</p> <p>la u-dan-ni-in-ma</p> <p>bi-tum i-bi-su</p> <p>im-ku ut-ma</p> <p>be-el bitum</p> <p>bis fami-it</p> <p>banum su-u id-da-ak.</p>	<p>sum-ma warad be-el bitim</p> <p>us-ta-mi-it</p> <p>wardim ki-ma wardim</p> <p>d-na be-el bitum</p> <p>i-na ad-di-in.</p>	<p>im-ku -tu</p> <p>i-na sa-ga</p> <p>ra-ma-ni-su</p> <p>a-bilam im-ku-tu i-ib-bi-es.</p>
<p>B.</p> <p>sum-ma mar be-el bitim</p> <p>us-ta-mi-it</p> <p>mar banim su-a-ti</p> <p>i-du-uk-ku</p>	<p>D.</p> <p>sum-ma sa-ga</p> <p>uh-ta al-li-ik</p> <p>mi-im-ma</p> <p>sa u-hal-li-ku</p> <p>l-ri-ab</p> <p>u-as-sum bitam i-bu-su</p> <p>la u-dan-ni-nu-ma</p>	<p>E.</p> <p>sum-ma banum bitam</p> <p>ana a-wil-lim i-bu-us ma</p> <p>si-bi ir-su</p> <p>la-us-la-is-bi-ma</p> <p>igarum lik-tu-up</p> <p>ba-num su-u</p> <p>i-na kas pim</p> <p>bra-ma-ni-su</p> <p>igarum su-a-ti</p> <p>u-dan-na-art</p>
<p>FROM THE CODE OF LAWS OF HAMMURABI (2200BC) KING OF BABYLONIA</p>		
<p>A. If a builder build a house for a man and do not make its construction firm and the house which he has built collapse and cause the death of the owner of the house - that builder shall be put to death</p> <p>B. If it cause the death of the son of the owner of the house - they shall put to death a son of that builder</p> <p>C. If it cause the death of a slave of the owner of the house - he shall give to the owner of the house a slave of equal value.</p> <p>D. If it destroy property, he shall restore whatever it destroyed, and because he did not make the house which he built firm and if collapsed, he shall rebuild the house which collapsed at his own expense.</p> <p>E. If a builder build a house for a man and do not make its construction meet the requirements and a wall fall in, that builder shall strengthen the wall at his own expense.</p> <p style="text-align: right;">Translated by R.F. Harper. "Code of Hammurabi" p.83 - seq.</p> <p style="text-align: right;">Jacob Feld 1922.</p>		

Figura 2.1 – Código de Hamurabi (2200 a.C.) (FELD e CARPER, 1997)

Desde as cinzas vulcânicas usadas pelos construtores do Império Romano, passando por vários pesquisadores de todas as épocas, os aglomerantes muito evoluíram até os dias atuais. Depois de vários pesquisadores, engenheiros e químicos desenvolverem o uso do gesso, cal aérea, pozolana, cal hidratada natural ou artificial, só no final do Século XIX aparece o cimento. O inglês Joseph Aspdin, em 21 de outubro de 1824, patenteou um aglomerante pelo cozimento de mistura de argila e calcário denominando-o de “Cimento Portland” devido à semelhança de sua cor, após a pega, com a cor das pedras encontradas na localidade de Portland, mas ainda tratava-se de uma cal hidratada artificial. O cimento que hoje se conhece só foi obtido, em 1845, pelo inglês Isaac Johnson. Em 1873, o produto começou a ser aditivado com gesso cru e cloreto de cálcio, visando a regular seu tempo de pega. No final do Século XIX, na Alemanha e França, misturava-se graxa de cal ao cimento que funcionava com plastificante e hidrofugante. Estava nascendo aí a tecnologia dos aditivos. O cimento será o outro material importante para a composição do concreto armado.

O grande salto na evolução na construção foi dado com a entrada dos metais, como o cobre, o zinco, o alumínio e especialmente o aço. A tríade dos materiais mais importantes na obtenção do concreto armado, agora está completada com o aço.

Materiais pétreos, aglomerante e metal foram ajuntados pela primeira vez, por volta de 1849 – para surpresa de engenheiros e arquitetos - por um jardineiro francês de nome Monier, que viu seus vasos quebrarem-se com facilidade, e resolveu reforçá-los com arames. Estava nascendo aí o conceito de concreto armado.

No início do século passado, através de Mörsch e Ritter, foram expostas as bases científicas do estudo do Concreto Armado.

Desde os “dolmens de Stonehenge” até o túnel submarino que une a Inglaterra à França sob o Canal da Mancha, muita coisa evoluiu de maneira espetacular, assim com o Código de Hamurabi até as legislações atuais. No entanto, mesmo com toda a evolução, o que não desapareceu foi a ocorrência de patologias e acidentes na Engenharia,

provocando bilhões de dólares anuais de prejuízos (PIANCASTELLI, 1997 e REIS, 2001), e, o pior, ceifando vidas humanas.

2.2 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os materiais comumente usados em engenharia apresentam propriedades e comportamentos variados, podendo, em razão disso, ter várias classificações diferentes. Dentre algumas classificações, SOMAYAGI (1995), propõe que os materiais usados em engenharia devam estar agrupados em três grupos, segundo suas propriedades:

- a) Propriedades físicas,
- b) Propriedades mecânicas e
- c) Propriedades químicas.

Dentre as propriedades físicas, pode-se citar: densidade, porosidade, permeabilidade, textura, cor e forma.

As propriedades mecânicas são aquelas obtidas a partir de quando se aplicam cargas ou forças em uma porção de material, que são resistência, capacidade de deformação, rigidez, dureza, elasticidade, plasticidade, ductilidade, etc. A propriedade resistência é a principal delas, que subdivide em resistência à tração, à compressão, ao cisalhamento, à flexão, à torção ou ao impacto.

As propriedades químicas caracterizam-se pela composição e potencial de reação dos mesmos. A composição pode ser de óxidos, carbonatos, silicatos, etc. Outras propriedades químicas podem ser: acidez, alcalinidade e resistência à corrosão.

Outras propriedades podem ser de ordem térmica, elétrica, magnética, acústica ou óptica. A propriedade térmica é de real interesse nas deformações devido a diferenças de temperatura; as acústicas nos isolamentos de fontes sonoras; as ópticas no isolamento ou permissibilidade da passagem de luz. As propriedades elétricas e magnéticas são importantes no campo da transmissão de energia. Mesmo dentro de certa propriedade, o

enfoque pode ser mudado, por exemplo; nas propriedades térmicas pode-se dar tratamento à condutibilidade de calor, podendo os materiais serem bons ou maus condutores de calor, ou quanto ao ponto de fusão, as temperaturas podem ser altas ou baixas. Quanto à condutibilidade elétrica, podem ser condutores, isolantes ou dielétricos. Quanto à dureza, podem ser duros ou moles. Quanto ao isolamento acústico, à higroscopicidade, à maleabilidade, ao valor econômico, à beleza, à cor, ao odor, ao gosto, à toxicidade, e este rol de classificações pode-se tornar infindável, por assim dizer. Cada uma destas intermináveis classificações tem maior ou menor importância e interesse nesta ou naquela ciência. Cor e beleza são fundamentais para as artes. Toxicidade é de real interesse para a farmacologia e para as ciências da vida.

2.3 - COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS SUJEITOS À FISSURAÇÃO

As tensões básicas a que os corpos podem estar submetidos são as tensões normais e as tensões tangenciais. As tensões normais podem ser de tração ou de compressão. As tensões tangenciais podem ser de cisalhamento ou de torção. Flexão é a combinação em relação a um mesmo plano, de tração e compressão. Outras combinações podem aparecer: as vigas normalmente estão sujeitas à flexão e ao cisalhamento, os pilares à flexo-compressão, os tirantes à flexo-tração, etc. A figura 2.2 mostra as configurações típicas da fissuração provocada por estas sollicitações.

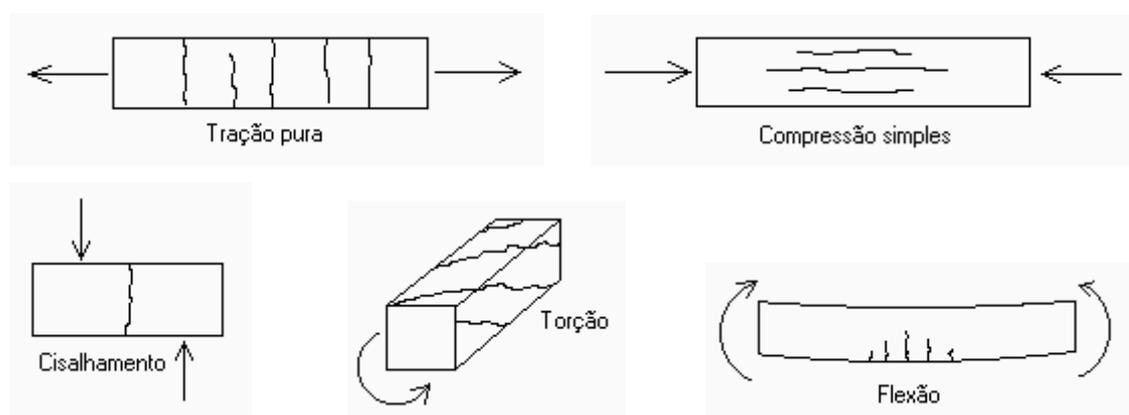


Figura 2.2 Configurações típicas das fissurações frente às tensões básicas

Os materiais usados em engenharia devem cumprir o papel de responder satisfatoriamente às solicitações a eles impostas, principalmente do ponto de vista de resistência e rigidez, ductilidade e tenacidade, elasticidade e plasticidade, e durabilidade.

Segundo DA CUNHA (2000 e 2002), o módulo de elasticidade de um material sólido qualquer está relacionado com a inclinação da tangente na origem do diagrama σ - ϵ . Os conceitos de rigidez, ductilidade, tenacidade, elasticidade e plasticidade estão relacionados ao desenvolvimento dessa curva σ - ϵ , que pode ser observada na figura 2.3, para um caso particular de um material elasto-plástico.

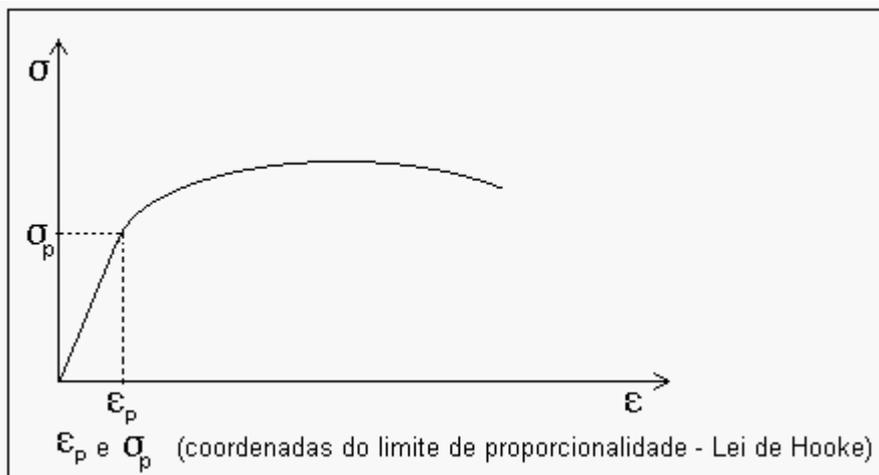


Figura 2.3 – Diagrama tensão – deformação de um material elasto-plástico

A rigidez de um material é medida em termos de seu módulo de elasticidade. O limite elástico é a máxima tensão imposta a um material, que, após a retirada dessa tensão, restitui ele suas dimensões e forma original. O módulo de elasticidade ou módulo elástico ou coeficiente de elasticidade, é definido como a relação entre a tensão e a deformação elástica reversível, dado pela Eq 2.1.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2.1)$$

Onde:

σ é a tensão e

ϵ é a deformação.

O módulo de elasticidade é chamado na literatura inglesa de *Young's modulus*, em homenagem a Thomas Young (BEAL, 2000). O módulo de elasticidade no concreto, na madeira e no ferro fundido não é constante. O módulo elástico no concreto varia de 14 a 40 GPa (MEHTA e MONTEIRO, 2001). A deformação do concreto na fratura é da ordem de $2,0 \times 10^{-3}$, sendo considerado baixo frente a deformações de outros materiais.

A relação entre a tensão de cisalhamento e a deformação por cisalhamento é chamada de módulo de elasticidade ao cisalhamento ou módulo cortante que é dado pela Eq 2.2. Devido a dificuldades de se mensurar a deformação por cisalhamento, G é dada em função de E.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.2)$$

Onde:

ν é o coeficiente de Poisson.

Coefficiente de Poisson é a razão entre a deformação lateral e a deformação axial dentro do intervalo elástico de um dado material sujeito à carga axial simples. No concreto, por exemplo, ν varia entre 0,15 e 0,20. Esta grandeza geralmente é maior em concreto saturado e carregado dinamicamente e menor em concreto de maior resistência.

Algumas propriedades e comportamentos dos materiais que são importantes face aos problemas de fraturas estão descritos adiante.

Quanto à resistência, os materiais podem ser resistentes ou pouco resistentes. Resistência é a medida de tensão exigida para romper o material. O concreto é um material relativamente resistente à compressão e, por este motivo, a resistência à compressão é comumente especificada.

Quanto à ductilidade, os materiais podem ser dúcteis ou frágeis. Entende-se por medida de ductilidade, a quantidade de deformação permanente que pode ocorrer num material antes da ruptura. Por exemplo, o aço é dúctil e o vidro é frágil. O concreto ocuparia uma posição intermediária.

Quanto à tenacidade, os materiais podem ser tenazes ou frágeis. A energia necessária para romper o material é representada pela área sob a curva tensão-deformação. O termo tenacidade é usado para medir esta energia. A diferença entre resistência e tenacidade é que, enquanto resistência é a medida de tensão para se romper um material, tenacidade é a medida de energia. Em geral, quando a resistência de um material cresce, a ductilidade e a tenacidade decrescem. Materiais com alta resistência, normalmente rompem de maneira brusca, sem que ocorra uma deformação plástica significativa.

Quanto à elasticidade e à plasticidade, os materiais podem ser elásticos, plásticos, não elásticos ou elasto-plásticos. Os materiais elásticos, depois de cessada a ação a eles imposta ou retirada da carga aplicada, retomam suas formas originais. Num plano cartesiano, onde se tem deformação na abscissa e tensão na ordenada, na fase elástica de um material, as tensões são proporcionais às deformações. Algumas borrachas sintéticas são exemplos clássicos de materiais elásticos. Os materiais plásticos são aqueles que após a retirada da carga ou ação, apresentam uma deformação residual deixando-os de forma deformada em relação à forma original. O chumbo é um material eminentemente plástico. Os materiais elasto-plásticos possuem uma fase elástica e uma fase plástica. Aqui, o melhor exemplo é o aço. O ferro fundido é um exemplo de material não elástico (BORESI e CHONG, 1987).

Quanto à homogeneidade, podem ser homogêneos quando uma porção de determinado material, ao ser reduzida a um corpo de tamanho diminuto, por menor que seja, possui as mesmas propriedades (KLEIN et al, 1999). Caso contrário, diz-se que o material é heterogêneo. Os materiais simples, geralmente são homogêneos, e os complexos são geralmente heterogêneos.

Quanto às propriedades elásticas, ao longo de seus três planos coordenados de simetria elástica, os materiais podem ser classificados em quatro grandes grupos. Um material será isotrópico, se apresentar as mesmas propriedades em quaisquer direções. Um material será ortotrópico, se os coeficientes C_{ij} da Lei de Hooke generalizada não se alterarem mediante reflexões em relação a dois planos coordenados de simetria elástica. Monoclínico será aquele material em que os coeficientes C_{ij} da Lei de Hooke

generalizada não se alterarem mediante reflexão em relação a um plano coordenado de simetria elástica. Finalmente, um material que não guarda nenhuma constância entre os coeficientes C_{ij} da Lei de Hooke generalizada mediante reflexão de qualquer plano, é conhecido como sendo um material anisotrópico (QUEIROZ, 2003)¹. O concreto armado é um compósito de pedra britada, areia e aglomerante, enrijecido com barras de aço. A distribuição dos componentes do compósito é aleatória, e as barras de aço estão concentradas em alguma parte da peça; portanto, trata-se de um caso de material heterogêneo e anisotrópico.

Quanto à massa específica, os materiais podem ter maior ou menor densidade. Esta propriedade é importante na obtenção das sobrecargas.

No caso das fissuras, trincas, rachaduras, fendas, brechas e qualquer outro termo que caracterize fratura, a atenção se volta para a ductilidade, a homogeneidade, a elasticidade e a plasticidade, assim como seu comportamento em relação aos planos de simetria elástica. Segundo KLEIN et al (1999), a tabela 2.1 define os termos de fissuras a brechas com respeito à dimensão das aberturas.

Tabela 2.1 - Nomenclatura e classificação das fraturas

Fraturas	Abertura em (mm)
Fissura	até 0,5
Trinca	de 0,5 até 1,5
Rachadura	de 1,5 até 5,0
Fenda	de 5,0 até 10,0
Brecha	acima de 10,0

Obs: A partir da fenda, a passagem de luz já é possível de ser observada.

¹ QUEIROZ, Gilson. Notas de aula da disciplina Introdução à Teoria da Elasticidade e à Mecânica do Contínuo dos cursos de pós-graduação de Mestrado e Doutorado. DEES – UFMG, Belo Horizonte – MG.

2.4 - A IMPORTÂNCIA DO CONCRETO PARA A ENGENHARIA

O concreto é o material estrutural de maior importância para a engenharia na atualidade. Segundo MEHTA e MONTEIRO (2001), o consumo de concreto em 1985 foi da ordem de 5,5 bilhões de toneladas por ano, ou seja, cerca de uma tonelada por ser humano por ano. BRUNAUER e COPELAND² apud MEHTA e MONTEIRO (2001) afirmam que o “homem não consome nenhum outro material em tal quantidade, senão a água”. Em muitos países, o consumo de concreto é de 10 vezes o consumo de aço, em massa.

O concreto possui excelente resistência à água, ao contrário da madeira e do aço comum. Tal capacidade, sem deterioração séria, faz dele um material ideal para estruturas destinadas a controlar, estocar e transportar água, tais como barragens, portos, canais, adutoras, reservatórios, plataformas marítimas, estações de tratamento de esgotos, tanques para rejeitos industriais agressivos, e elementos estruturais sujeitos a umidade como estacas, tubulões, sapatas, pisos, radiers, cintas, coberturas e fachadas.

É notória a facilidade com que elementos estruturais de concreto podem ser executados numa variedade de formas e tamanhos. A trabalhabilidade do concreto fresco permite moldá-lo em formas dos mais variados tamanhos e formas, com a reutilização das formas depois de o concreto conferir resistência com o endurecimento.

O material é relativamente barato se comparado com outros materiais estruturais (de dois a oito centavos de dólar por quilograma, dependendo da região, segundo MEHTA e MONTEIRO, 2001). Os ingredientes são facilmente encontrados em qualquer parte do mundo e sua preparação é de fácil produção no canteiro de obras.

No que se refere ao desenvolvimento sustentado, é possível o uso de rejeitos industriais reciclados para a produção de concretos como a substituição de parte do aglomerante por cinzas volantes. As escórias de alto forno são usadas na produção de cimento e para uso de agregado do próprio concreto. As estruturas de concreto demolidas podem ser transformadas em agregados graúdos através de britadores ou areias através de moinhos.

² BRUNAUER, S. E COPELAND, L. E., artigo publicado pela “Scientific American” em abril de 1964

Comparado com outros materiais estruturais, o concreto requer consideravelmente menor quantidade de consumo de energia em sua produção.

O grande sucesso das Estruturas de Concreto reside nas grandes vantagens que possui (FELD e CARPER, 1997). Podem-se listar resumidamente as seguintes vantagens:

- a) Alta resistência à compressão,
- b) Boa resistência ao fogo e à água,
- c) Considerável rigidez,
- d) Requer poucos cuidados de manutenção,
- e) Material economicamente viável para pequenas e grandes estruturas,
- f) Grande potencial arquitetônico com inúmeras possibilidades de formas,
- g) Material facilmente encontrado em qualquer parte do mundo,
- h) Requer pouca qualificação do operariado, e
- i) Grande durabilidade para concretos densos e impermeáveis, eis a grande vantagem do material.

Mas, além das vantagens apontadas, o mais importante material da Engenharia Civil poderia delas desfrutar, e as desvantagens também precisam ser citadas (FELD e CARPER, 1997). Podem-se listar resumidamente as seguintes desvantagens:

- a) Compósito formado por materiais diferentes com propriedades diversas,
- b) Baixa tensão de tração e cisalhamento quando não armado,
- c) Necessidade de formas e escoramentos,
- d) Baixa resistência por unidade de massa, comparado com o aço, por exemplo,
- e) Baixa resistência por unidade de volume,
- f) Grande variabilidade das propriedades devida a grande variabilidade dos componentes,
- g) Problemas de variabilidade dimensional devida à retração e fluência,
- h) Carência em ductilidade quando não armado,
- i) Tendência à fissuração, sendo uma das mais sérias desvantagens,
- j) Peso próprio elevado e
- k) Dificuldades em demolições e reformas.

2.5 - COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS

Na concepção das estruturas, a maioria dos modelos estruturais é idealizada levando-se em conta estruturas hiperestáticas, onde há redistribuição de esforços. Exceção se faz nas estruturas pré-fabricadas, onde este critério não é possível, pelo fato de que os nós são rótulas que não têm condições favoráveis para redistribuir esforços. Mas esta redistribuição de esforços nas estruturas hiperestáticas não acontece indefinidamente, limitando-se ao critério e à modelagem estrutural concebida e aos níveis de tensões compatíveis com a capacidade resistente de cada material. Em outras palavras, tal limitação se encontra sobre as duas colunas mestras em que toda a Análise Estrutural se sustenta: Equilíbrio de Forças e Resistência dos Materiais. No equilíbrio das forças, a análise é concebida de tal modo que não venha a existir instabilidade global ou localizada, ou sistemas hipostáticos ou estruturas sujeitas a grandes deformações. Na resistência dos materiais é observada a capacidade resistente de cada material com os coeficientes de segurança adequados.

2.6 - PRIMEIRAS FISSURAS QUE APARECEM NOS ELEMENTOS DE CONCRETO

O material concreto, devido a sua natureza, apresenta fissuração mesmo antes de a peça ser solicitada. As primeiras fissuras podem ocorrer ainda na fase do concreto fresco, ainda em idade precoce, cerca de algumas horas, bem como no final da pega com o início na fase de endurecimento da massa de concreto nos primeiros dias após a concretagem (TERZIAN, 2001). A composição química e o grau de finura do cimento, a relação água/cimento, a geometria da peça, as condições de umidade relativa do ar, idade de carregamento e, principalmente, as condições de cura são os principais fatores que influenciam a retração e, por conseqüência, numa maior ou menor fissuração por retração. “Não há dúvida de que ocorriam menos trincas na época em que se usavam concretos com menor consumo de cimento...” (RIPPER, 1996). De imediato, a estrutura a ser colocada em trabalho geralmente se apresenta fissurada; portanto, o concreto possui esta limitação inicial, e isto é motivo de estudo e pesquisa desde a fase de

projeto, tecnologia do concreto, construção e manutenção ao longo de toda a vida útil da estrutura.

A outra questão se relaciona com o desempenho desigual que o concreto possui quando solicitado à tração e à compressão. O concreto possui uma resistência à tração em relação à compressão da ordem de 7 a 11%, dependendo da classe do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2001). Sendo assim, as estruturas de concreto armado são projetadas na condição que se denomina Estádio II. Isto significa que parte da seção transversal da peça em concreto que se apresenta tracionada, portanto, fissurada, é desprezada no cálculo. As duas tipologias de fissuração ora citadas não serão abordadas neste trabalho.

As fissuras causadas por sobrecargas, flechas excessivas e recalques de fundação são as causas mais comuns para o aparecimento desta patologia.

As tipologias a serem abordadas neste trabalho serão, portanto:

Fissuras causadas por sobrecarga (Capítulo 3),

Fissuras causadas por deformação excessiva (Capítulo 4) e

Fissuras causadas por recalque de fundação (Capítulo 5).

2.7 - MECANISMO DE FORMAÇÃO DE FISSURAS

Quando uma viga entra em serviço, a princípio, seu peso próprio provoca a flecha elástica imediata, hipoteticamente ainda no Estádio I (peça não fissurada). Em seguida, esta viga é solicitada através da sobrecarga, quando aparecem as primeiras fissuras, agora no Estádio II (seção fissurada), por conseguinte o momento de inércia é sensivelmente diminuído e a capacidade resistente também o será, pois a peça se torna mais flexível. Se a peça se apresenta mais flexível, mais susceptível à deformação ela o será, e novas fissuras aparecem, e que fazem com que as deformações aumentem mais. Percebe-se logo um caso de círculo vicioso. Nota-se, de imediato, que os fenômenos de deformação e fissuração estão intimamente ligados. Nas duas primeiras tipologias de fissuras devidas às sobrecargas e deformações excessivas, chega-se à conclusão de que

não são dois casos isolados e distintos, ao contrário, estas causas estão intimamente ligadas e quase sempre uma realimenta a outra e a outra potencializa a primeira. Pode-se considerar um círculo vicioso onde haja um processo de realimentação.

Esta introdução é válida para mostrar que os mecanismos em engenharia de estruturas e comportamento de materiais não aparecem separados ou isolados, mas, sim, concomitantemente e, não raro, de maneira complexa.

No entanto, em engenharia, em pesquisa e em análise não é usual estudar um fenômeno variando ao mesmo tempo todos os parâmetros. É necessário que varie o primeiro parâmetro e se fixem os demais; varia o segundo e se fixam os demais, e assim, sucessivamente, tantas vezes quantas se fizerem necessárias para a consumação de todos os parâmetros. Talvez, seja esta a razão pela qual duas das principais causas de fissuração (sobrecarga e deformação excessiva) aparecem separadamente na literatura técnica pertinente ao assunto. De acordo com o exposto, as fissuras causadas por sobrecargas e deformações excessivas serão estudadas separadamente, mas, quando ficar claro que as duas causas ocorreram simultaneamente na concorrência do dano, o caso será apontado.

2.8 - CONSEQÜÊNCIAS DA FISSURAÇÃO

A primeira idéia que vem à mente, quando se depara com uma fissura, é a sensação de insegurança, principalmente quando se trata de leigo, culminando de imediato na idéia de ruína. A princípio, sabe-se que isto não é verdade, mas também o problema não pode ser ignorado por completo.

Uma fissura aparentemente normal ou inofensiva à vida útil da estrutura pode desencadear outras patologias, com a entrada de água líquida ou em forma de vapor que em contato com as armaduras provoca oxidação. CARMONA (2000) afirma que os óxidos de ferro têm volumes muito maiores em relação à forma metálica. Segundo CASCUDO (1997), a armadura despassivada pela frente de carbonatação ou pelo ataque

dos cloretos ou por ambos, ao mesmo tempo, fica a armadura vulnerável à corrosão. Os produtos da corrosão são óxidos e hidróxidos de ferro que passam a ocupar volumes que podem chegar de 3 a 10 vezes o volume do aço em seu estado metálico original, podendo causar tensões maiores do que 15 MPa. CÁNOVAS³ apud CASCUDO (1997), afirma que as tensões no concreto devidas a esses aumentos de volumes podem chegar a 40 MPa. Com o aumento de volume, aparece de forma localizada um trecho de recobrimento submetido a esforço de tração com valor muito acima daquele suportado pelo concreto, ocasionando o que se denomina destacamento do cobrimento da armadura. Neste estágio, um quadro patológico grave é observado, requerendo uma intervenção imediata; caso contrário, haverá uma diminuição progressiva da capacidade resistente da peça, podendo levá-la à ruína.

Segundo CÁNOVAS (1988), de todas as sintomatologias que se deparam, a fissuração é aquela que pode ser de muita valia na definição e elaboração do diagnóstico, podendo-se levar a conclusões exatas na definição de um diagnóstico.

³ CÁNOVAS, Manuel. F. *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. 1ª ed. São Paulo: Editora PINI, 1988. 522 p.

3

FISSURAS CAUSADAS POR SOBRECARGA

O carregamento devido às cargas gravitacionais é a principal carga atuante nos prédios dos fóruns do Estado de Minas Gerais; haja vista as edificações baixas, onde as cargas horizontais de vento não são importantes. A outra carga horizontal equivalente é aquela devida aos esforços oriundos de movimentos sísmicos, que são até então inexistentes em nosso Estado.

As fissuras causadas por sobrecarga têm duas origens distintas. Primeiramente, erros no cálculo das cargas na fase de projeto (exemplos de prédios de Fóruns: Cássia, Carmo do Paranaíba, Manhumirim, Sacramento e Jacinto). Em segundo lugar aparece o caso de mau uso da estrutura com salas repletas de estantes com caixas cheias de documentos do piso ao teto, com sobrecarga semelhante àquelas atuantes em bibliotecas. Não raro, observa-se um determinado pavimento projetado previamente para salas de escritório público como secretarias ou cartórios, contadoria ou defensoria pública, promotoria ou gabinete de juiz, sendo transformado em arquivos com estantes, pouco espaçadas umas das outras, lotadas de papéis de baixo a cima. Esta prática nefanda para a estrutura causa fissuração, principalmente em elementos sujeitos à flexão como vigas e lajes. (exemplo: Abre Campo).

Quando uma estrutura é solicitada por ações, os membros da estrutura sofrem deformações ou deslocamentos, ou pequenas mudanças em sua forma original e, em consequência, os pontos da estrutura assumem novas posições. Em geral, todos os pontos da estrutura sofrem deslocamentos, exceto os apoios totalmente fixos. O cálculo desses deslocamentos é uma parte essencial da Análise Estrutural, como de fato é a base para a análise estrutural no consagrado método clássico da rigidez.

CÁNOVAS (1988) comenta que, às vezes, os efeitos de sobrecargas excessivas não se manifestam imediatamente, podendo aparecer depois de meses e até de anos após a estrutura em uso. Isto se deve à concomitância do efeito da sobrecarga com evoluções progressivas, tais como deformações por fluência, corrosão das armaduras ou envelhecimento precoce do concreto em atmosfera corrosiva.

3.1 – CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE FISSURAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO PROVENIENTES DE SOBRECARGA

As configurações típicas de fissuração em peças de concreto armado apresentam geralmente, dimensões bastante reduzidas, às vezes até imperceptíveis a olho nu; no entanto, se essas fissuras tomarem maiores proporções, fogem da normalidade, tendo com causas, por exemplo:

- a) Estruturas mal projetadas,
- b) Sobrecarga acima daquela prevista no projeto,
- c) Modelo de concepção estrutural adotado e que não condiz com o real funcionamento da estrutura, e
- d) Colocação da estrutura em serviço em idade precoce, normalmente com a ocorrência do descimbramento com a resistência do concreto favorável, porém com o módulo de elasticidade baixo, o bastante para provocar grandes deformações.

Numa viga isostática biapoiada submetida à flexão, a teoria da treliça clássica de Morsch e Ritter mostra-se apropriada para a descrição do fenômeno. Esta teoria,

apresentada no início do século passado, muito pouco foi modificada até os dias atuais. Os esforços de vigas na flexão simples podem ser representados pela figura 3.1, sendo que nas linhas tracejadas desenvolvem esforços de compressão e nas linhas cheias, que são perpendiculares às tracejadas, desenvolvem esforços de tração (SÜSSEKIND, 1987).

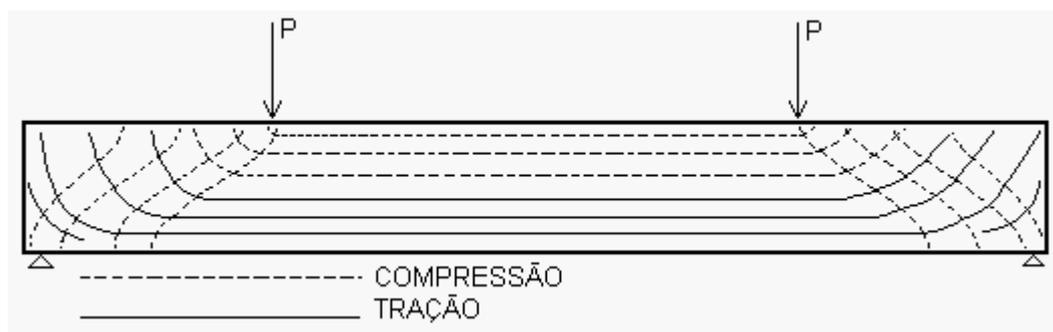


Figura 3.1 – Flexão simples de viga isostática (SÜSSEKIND, 1987)

Na viga apresentada na figura 3.1, as fissuras ocorrerão perpendicularmente aos esforços de tração. As fissuras apresentam-se verticais no terço médio do vão e começam a inclinar à medida que se aproximam dos apoios, sendo que nestes chegam inclinadas na ordem de 45°. As aberturas apresentam-se maiores na face inferior da viga e terminam na linha neutra, que é o divisor entre esforços de tração e compressão. A figura 3.2 ilustra a descrição acima.

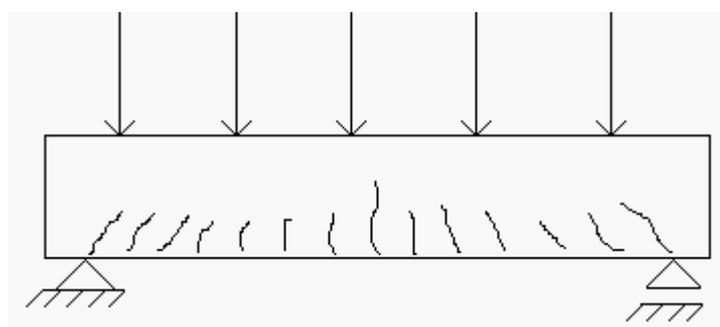


Figura 3.2 - Fissuração típica de viga sub-armada solicitada à flexão (THOMAZ, 1996 e SÜSSEKIND, 1987)

A magnitude das fissuras, assim como a quantidade, é função de variáveis, tais como: grau de esbeltez da peça, intensidade da sobrecarga e resistência do concreto.

Na flexão simples, a limitação das tensões de cisalhamento é importante, quando a resistência do concreto é o parâmetro básico. Para que se processe o mecanismo de combinação de esforços de tração e compressão, concebido por Morsch em seu modelo, a armadura longitudinal, os estribos e as bielas comprimidas de concreto devem formar os sucessivos triângulos caracterizando sua treliça clássica. Se uma viga for mal dimensionada ao cisalhamento, ou mesmo com ancoragens deficientes das armaduras, apresentará suas primeiras fissuras nas regiões dos apoios, conforme figura 3.3.

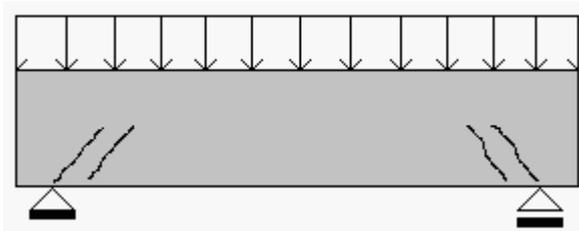


Figura 3.3 – Fissuras de cisalhamento em viga solicitada à flexão (THOMAZ, 1996)

Segundo THOMAZ (1996), outras causas de fissuras em vigas podem ser observadas, tais como nas vigas altas ou atirantadas, onde as fissuras se ramificam em direção à fibra mais tracionada, havendo, portanto, redistribuição de tensões devida à presença da armadura. Normalmente, neste caso as fissuras são em grande número e de aberturas com dimensões diminutas. A figura 3.4 ilustra o caso.

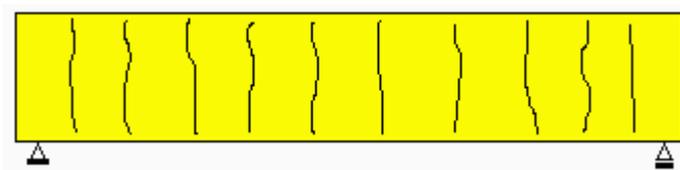


Figura 3.4 – Fissuras em viga alta ou atirantada

Outro caso de fissuração em vigas pode aparecer por esmagamento do concreto na região de compressão, resultante da baixa resistência do concreto ou até mesmo de um mau dimensionamento de viga superarmada, de acordo com a figura 3.5.

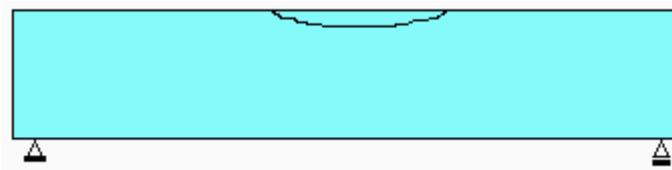


Figura 3.5 – Fissuras em vigas superarmadas

3.1.1 – TORÇÃO DE VIGAS

As fissuras devidas à torção de vigas são raramente encontradas nas obras correntes de concreto armado; no entanto, quando aparecem, apresentam-se inclinadas por volta de 45° nas faces laterais das vigas periféricas, segundo retas reversas, como podem ser vistas de acordo com a figura 3.6. As causas destas trincas são devidas ao excesso de deformação de lajes geralmente de grandes vãos ou vigas transversais a estas vigas periféricas, também de grandes vãos com grandes deformações ou recalques diferenciais das fundações ou ainda balanços especialmente na forma de marquises, nas quais se engastam em vigas que não foram suficientemente armadas a torção. Na figura 3.6, as fissuras em linhas cheias são aquelas que são observadas no primeiro plano, ao passo que as tracejadas são aquelas observadas na face oculta da viga.

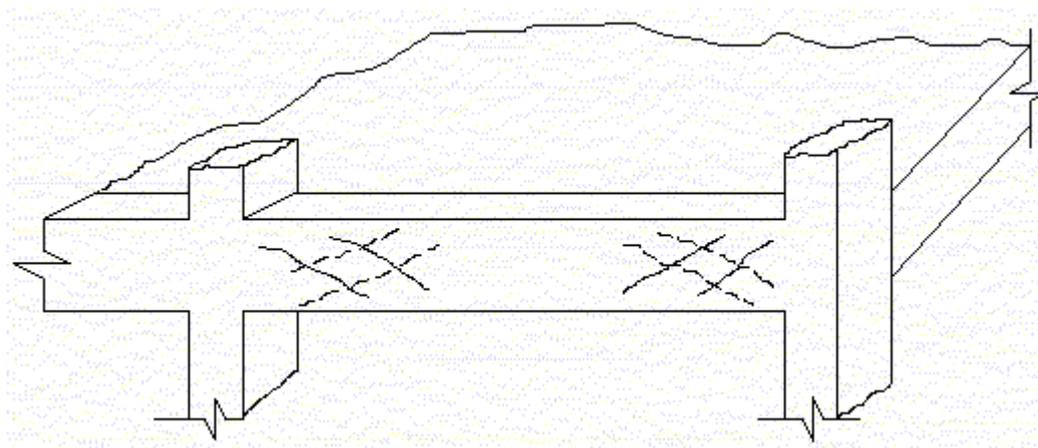


Figura 3.6 – Fissuras devidas à torção de viga (THOMAZ, 1996)

3.1.2 – FLEXÃO DE LAJES

Segundo THOMAZ (1996), as configurações de fissuras em lajes variam de acordo com as condições de contorno da placa que pode ser engastada, apoiada ou de bordo livre; a relação a/b , onde a e b são os lados da placa retangular; o tipo de armação e a natureza e intensidade das ações.

Os desenhos que aparecem na figura 3.7 dizem respeito a configurações de fissuras que aparecem em lajes simplesmente apoiadas segundo os autores: SOUZA (1988), HELENE (1992), THOMAZ (1996), KLEIN (1999) e CARMONA (2000). O primeiro desenho apresenta fissuras perpendiculares à bissetriz do ângulo de canto da face superior de uma laje simplesmente apoiada, como mostra a figura 3.7.

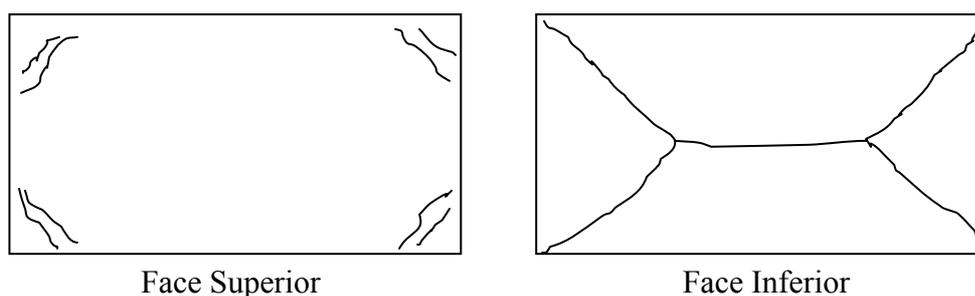


Figura 3.7 – Configurações de fissuras em lajes simplesmente apoiadas, segundo SOUZA (1988), HELENE (1992), THOMAZ (1996), KLEIN (1999) e CARMONA (2000).

No entanto, a foto a seguir (figura 3.8) mostra que podem aparecer também na face inferior de uma laje simplesmente apoiada fissuras perpendiculares à bissetriz do ângulo de canto, devido a outras tensões concorrentes com aquelas previstas nas condições de contorno e carregamentos; como tensões decorrentes de movimentações térmicas e por retração do concreto. Na foto, pode-se observar que, através da trinca, houve considerável vazão de água, possivelmente por vazamento na cobertura. Conclui-se então que a trinca desenvolveu-se por toda a seção de concreto da laje. Neste caso, crê-se que a seção não foi devidamente armada e detalhada para combater este esforço, sugerindo uma falha de projeto ou uma execução em desacordo com o previsto.

A tomada fotográfica foi obtida pelo autor na laje de cobertura no prédio do Forum da Comarca de Piranga. Este mesmo caso se repetiu num dos cantos da laje de cobertura do Forum de Sacramento.



Figura 3.8 – Fissura de canto de laje na face inferior

Outra situação de fissuração em lajes pode ser entendida através da figura 3.9, por descuido de quem projeta ou executa uma laje e não disponibiliza armadura negativa nos painéis de lajes contínuas de forma correta ou suficiente. As armaduras de lajes geralmente são de ferragens relativamente finas, fáceis de se vergarem na etapa de concretagem quando o tráfego de operários é intenso. Além do pisoteamento, os equipamentos como galeotas ou carrinhos de mão carregados do próprio concreto tiram estas ferragens da posição correta de projeto. As lajes são, normalmente, placas finas, tendo altura reduzida; assim sendo, qualquer pequeno desvio da armadura negativa em direção ao fundo da forma diminui a distância que deve existir entre a armadura negativa de tração e o trecho da face inferior comprimida. Sem esta disposição correta

da armadura negativa, o braço de alavanca do binário de forças equilibradas fica sensivelmente diminuído, provocando assim a fissuração mostrada na figura 3.9.

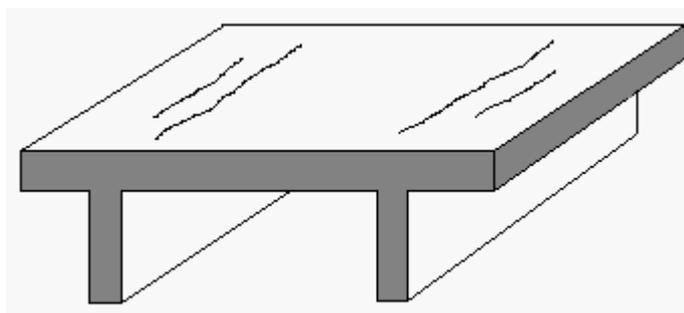


Figura 3.9 – Fissuras na face superior de laje devidas a ausência de armadura negativa (THOMAZ, 1996)

3.1.3 – TORÇÃO DE LAJES

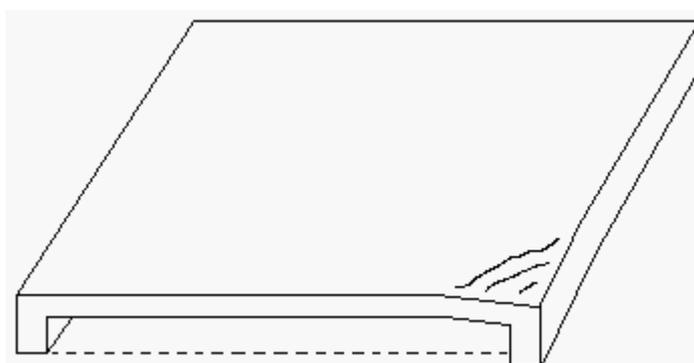


Figura 3.10 – Fissuras de torção em laje (THOMAZ, 1996)

Torção em lajes tem como causa os recalques diferenciais das fundações provocando deslocamentos nas peças onde as lajes se apóiam, podendo ter trincas muito mais significativas que aquelas desenvolvidas na flexão. Estas trincas se desenvolvem de acordo com a figura 3.10.

3.1.4 – TRINCAS EM PILARES

As trincas em pilares, apesar de raras, seu enfoque toma maior importância; haja vista o caso de peças que trabalham predominantemente à compressão, onde o bom funcionamento do material concreto é fundamental.

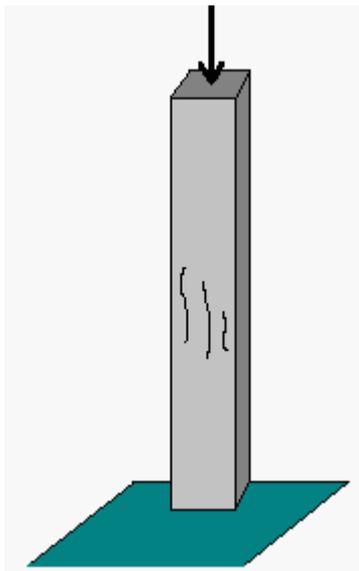


Figura 3.11 – Fissuras verticais em pilar (THOMAZ, 1996)

As causas de fissuração em pilares são:

- a) Falhas construtivas, principalmente de concreto segregado nos pés dos pilares, quando se requer um reforço imediato, já que o pilar terá diminuído sua capacidade resistente de projeto,
- b) Mau dimensionamento com insuficiência dos estribos, provocando fissuras verticais, como se vê na figura 3.11,
- c) Fissuras horizontais ou ligeiramente inclinadas dão a idéia de que os pilares estão solicitados a flexo-compressão, ou, numa pior situação, podem ser indicativas de flambagem, isto é, o que a figura 3.12 ilustra.

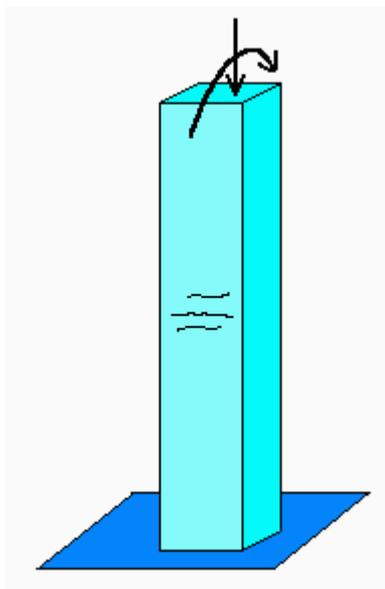


Figura 3.12 – Fissuras horizontais em pilar

3.1.5 – RUPTURA DE CONSOLES

Outro caso bastante comum é observado nas trincas que chegam a lascamentos e deslocamentos nas cabeças de pilares ou consoles de peças pré-fabricadas.

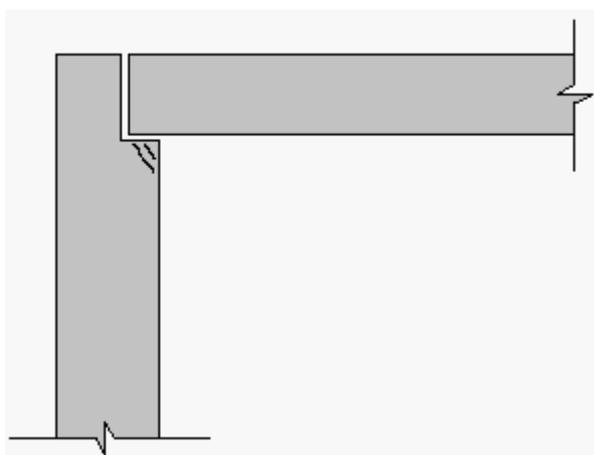


Figura 3.13 – Trinca na cabeça de pilar pré-fabricado (THOMAZ, 1996)

A concentração de tensões normais e tangenciais por falta de aparelhos de apoio e ou ausência de armadura adicional transversal na região de apoio da viga pré-fabricada são as causas de ruptura de consoles. A figura 3.13 ilustra o caso.

3.2 – CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE FISSURAS EM ALVENARIAS DECORRENTES DE SOBRECARGA

Muitos engenheiros se angustiam ao ver uma parede trincada e não saber qual a sua causa. Para tanto, o texto seguinte, de forma sucinta, procura explicar esses fenômenos.

As trincas em alvenarias podem ser verticais, horizontais, ou inclinadas. As trincas verticais são devidas à deformação transversal da argamassa sob ação das tensões de compressão ou da flexão local dos componentes da alvenaria (THOMAZ, 1996), isto é, devido ao efeito de Poisson, onde o encurtamento no plano da ação provoca alongamento no sentido perpendicular a esta ação, como se vê na figura 3.14.

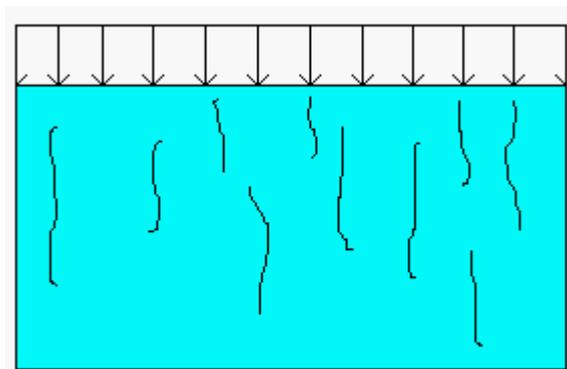


Figura 3.14 – Fissuração típica de alvenaria causada por sobrecarga vertical (THOMAZ, 1996)

As trincas horizontais são provenientes da ruptura por compressão dos componentes de alvenaria ou da argamassa de assentamento, ou de solicitações de flexo-compressão da parede, de acordo com a figura 3.15.

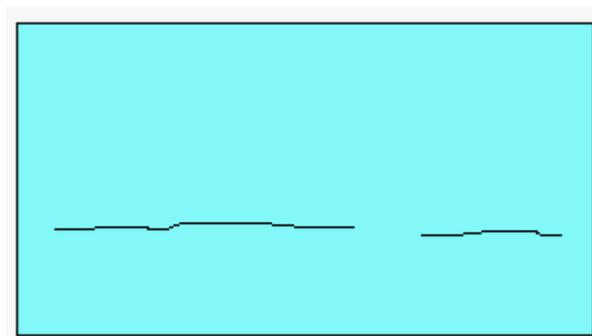


Figura 3.15 – Trincas horizontais na alvenaria causada por sobrecarga (THOMAZ, 1996)

As trincas inclinadas são normalmente observadas nas aberturas de janelas, portas ou outras aberturas na alvenaria resultantes de concentrações de tensões nos cantos. A figura 3.16 mostra como estas trincas aparecem.

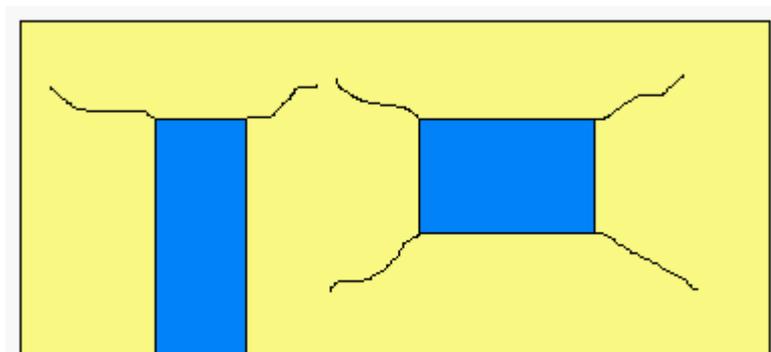


Figura 3.16 – Trincas inclinadas em alvenaria com aberturas (THOMAZ, 1996)

Essas trincas em aberturas poderão manifestar-se de diferentes formas, posições e tamanhos, oriundos de vários fatores que influenciam, tais como: tamanho da abertura, posição da abertura, espessura da parede, relação entre o comprimento e a largura da parede, rigidezes das vergas e contravergas, anisotropia dos materiais envolvidos no conjunto, etc.

Outra situação localizada é a atuação de carga pontual diretamente sobre a alvenaria, provocando o esmagamento localizado neste ponto da alvenaria irradiando fissuras a

partir deste ponto. A figura 3.17 mostra a configuração das fissuras provocadas por uma carga pontual diretamente sobre um painel de alvenaria.

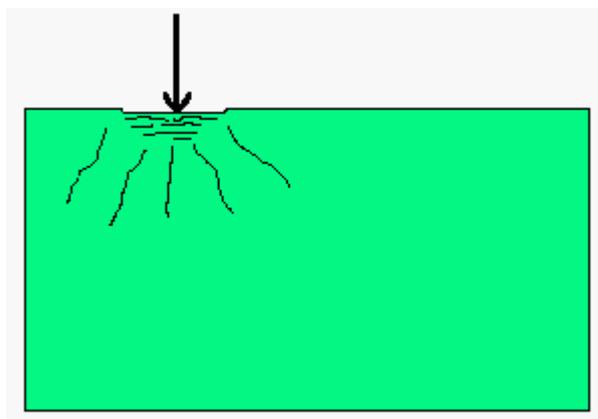


Figura 3.17 – Carga pontual sobre alvenaria (THOMAZ, 1996)

Quando há necessidade de tal expediente, adota-se a construção de coxim para ‘espraiar’ a carga concentrada. Têm-se observado, inclusive nos prédios do Tribunal de Justiça do Estado de Minas Gerais, coxins curtos ou mal dimensionados provocando fissuras a partir de seus terminos. A figura 3.18 ilustra o caso.

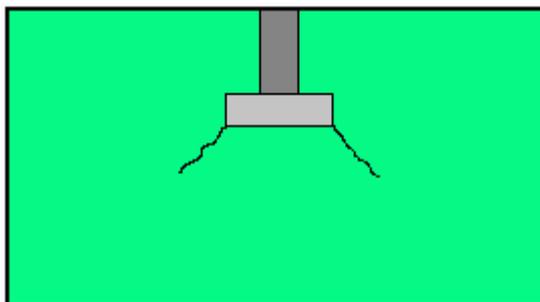


Figura 3.18 – Fissuras a partir do coxim

4

FISSURAS CAUSADAS POR DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

A deformação excessiva é outra importante causa de aparecimento de fissuras, especialmente em elementos não estruturais como o caso das alvenarias.

CÁNOVAS (1988) comenta que, às vezes, os efeitos das patologias não se manifestam imediatamente, podendo aparecer depois de meses e até de anos após a estrutura em uso. Isto se deve à concomitância de efeito da sobrecarga com evoluções progressivas, tais como deformações por fluência, corrosão das armaduras ou envelhecimento precoce do concreto em atmosfera corrosiva.

4.1 - CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE TRINCAS PROVOCADAS PELA FLEXÃO DE VIGAS E LAJES

THOMAZ (1996) também salienta que as alvenarias são os componentes mais suscetíveis à fissuração. Para paredes sem aberturas de vãos são três as configurações diferenciadas que podem aparecer, a saber:

a) O componente de apoio deforma-se mais que o componente superior (Figura 4.1). Surgem trincas inclinadas nos cantos superiores da parede, oriundas do carregamento não uniforme da viga superior sobre o painel, já que existe a tendência de ocorrer maior carregamento junto aos cantos da parede. Na parte inferior do painel normalmente surge uma trinca horizontal. Quando o comprimento da parede é superior à sua altura aparece o efeito de arco e a trinca horizontal desvia-se em direção aos cantos inferiores do painel (comumente, o que se pode observar, em suma, é somente o trecho horizontal da trinca). Para alvenarias com boa resistência à tração e ao cisalhamento, o painel pode permanecer apoiado nas extremidades da viga (efeito de arco), resultando uma fresta entre a base da alvenaria e a viga.

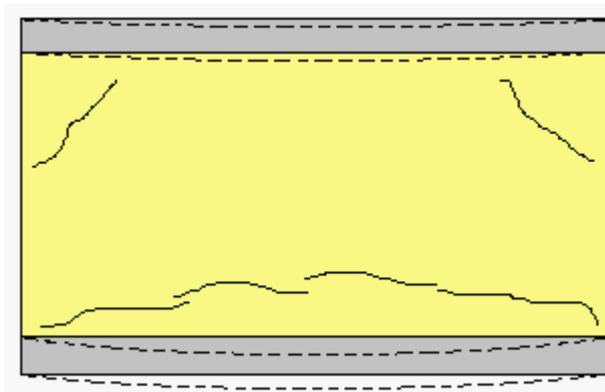


Figura 4.1 – Trincas em paredes de vedação (THOMAZ, 1996)

b) O componente de apoio deforma-se menos que o componente superior (Figura 4.2)

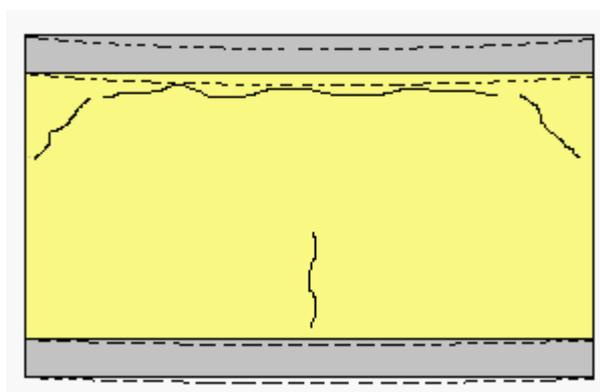


Figura 4.2 – Trincas em paredes de vedação (THOMAZ, 1996)

Neste caso, a parede comporta-se como viga, resultando fissuras semelhantes às que aparecem para o caso de flexão de vigas de concreto armado.

c) Os componentes apresentam deformações aproximadamente iguais (Figura 4.3)

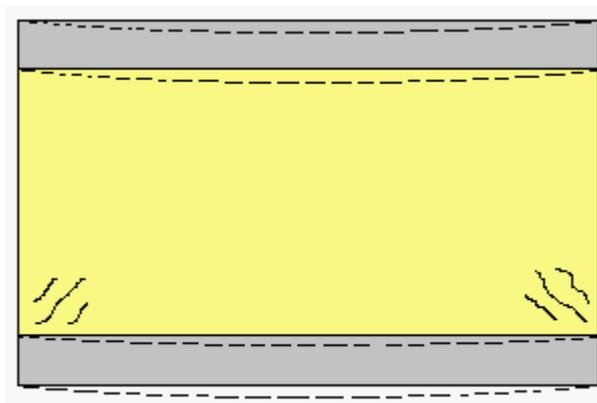


Figura 4.3 – Trincas em paredes de vedação (THOMAZ, 1996)

Neste terceiro caso, a parede é submetida principalmente a tensões de cisalhamento, comportando-se o painel de maneira idêntica àquela para vigas de concreto, deficientemente armadas contra o cisalhamento. As fissuras iniciam-se nos cantos inferiores, propagando-se aproximadamente a 45°.

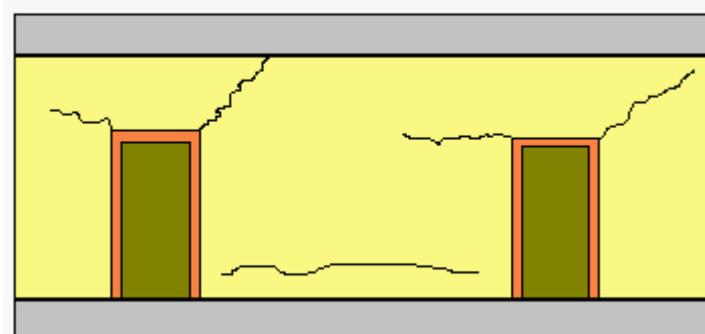


Figura 4.4 – Trincas em parede com aberturas (THOMAZ, 1996)

No entanto, as alvenarias podem apresentar aberturas para janelas, portas, condicionadores de ar, etc. As fissuras podem apresentar configurações diversas, em função da extensão da parede, da intensidade da movimentação, do tamanho e da posição destas aberturas; em geral podem aparecer conforme se vê na Figura 4.4. A

figura 4.4 mostra o caso de aparecimento de fissuras em paredes com aberturas devidas a deformações dos elementos estruturais.

Dois outros casos merecem menção no que tange aos efeitos danosos de deformações excessivas em elementos estruturais. No caso de balanços esbeltos apresentam, na ponta do balanço, deformações com valores significativos. Nos edifícios, onde o balanço é projetado com a intenção de diminuição do momento positivo do tramo central, observa-se um caso particular de fissuração das alvenarias, de acordo com a configuração apresentada na figura 4.5.

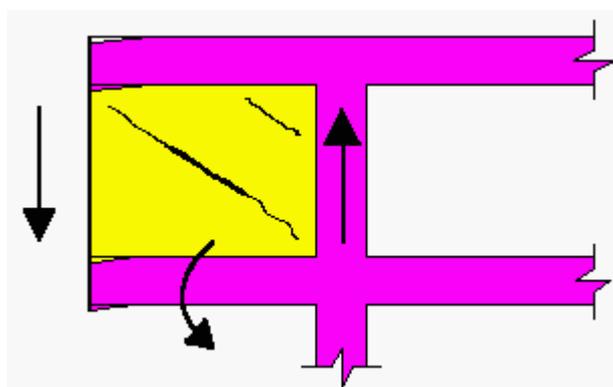


Figura 4.5 – Trincas em alvenaria apoiada em balanço esbelto (THOMAZ, 1996)

Um segundo caso particular é, no dizer de THOMAZ (1996), um contra-senso. Quando a deformação da laje apoiada em alvenaria estrutural é excessiva, provoca flexão na alvenaria com função estrutural da maneira com se observa na figura 4.6.

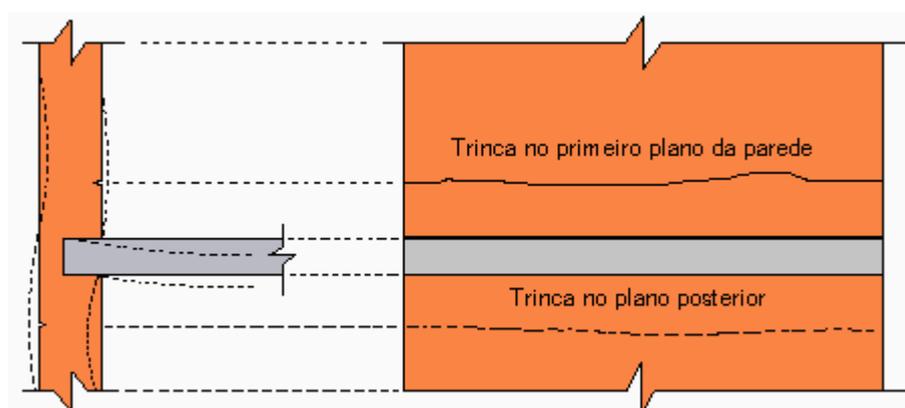


Figura 4.6 – Trincas em alvenaria estrutural (THOMAZ, 1996, modificado)

Observam-se trincas horizontais na parede fletida sem capacidade de absorver estes esforços alternados de tração e compressão em uma mesma seção. Tal é a argumentação calcada no contra-senso do autor ora citado.

Dois outros problemas, citados por THOMAZ (2001), são interessantes, pois trazem consigo certa sutileza.

Os prédios construídos no sistema pilar-laje, muito em moda nos dias atuais, quando apresentam balanços para diminuir o momento positivo no vão central, podem apresentar a seguinte sucessão de eventos. Primeiro, a deformação excessiva dos balanços provoca fissuras nas alvenarias. Com a progressão das flechas nas extremidades dos balanços, as lajes passam a apoiar-se nas alvenarias periféricas, aumentando consideravelmente o momento positivo no meio do vão central que deixara de ser aliviado pelos balanços. A deformação excessiva não prevista do vão central provoca o incremento das flechas neste vão, permitindo a formação de fissuração nas paredes internas, como pode ser visto na figura 4.7.

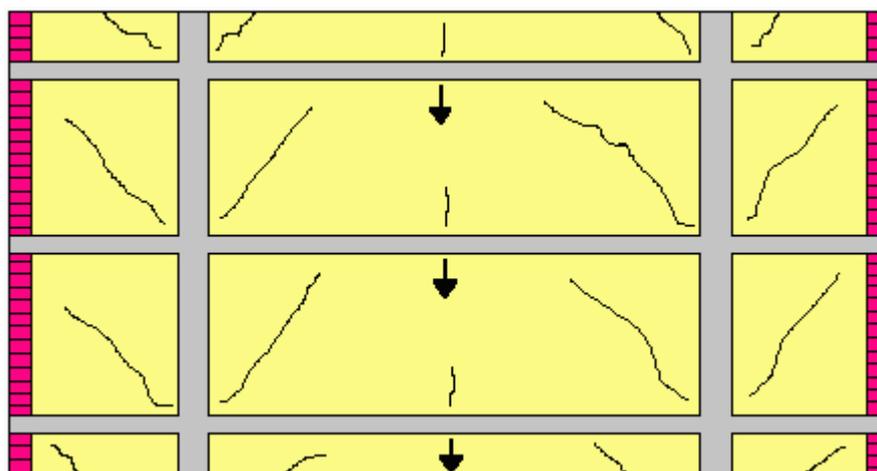


Figura 4.7 – Fissuras em alvenarias (THOMAZ, 2001, modificado)

Outro caso sutil é a “laje-zero”, - novidade que apareceu com uma boa dose de sucesso, mas também carregando problemas com o aumento de flechas. As “lajes-zero” executadas com régua vibratória ou “laser screed” dispensam camada de regularização; portanto, são mais esbeltas. A camada de regularização que contribuía no acréscimo da altura útil nas lajes de outrora, já não se conta mais. Na execução, a contra-flecha é dada

como prevê o projeto. Verifica-se então uma maior flecha do que aquela esperada pelo cálculo, devido a diminuição da seção da laje no meio do vão, com se vê na figura 4.8.

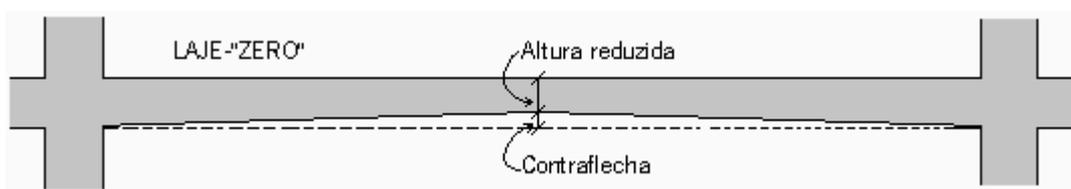


Figura 4.8 – Flechas excessivas em lajes- “zero” (THOMAZ, 2001)

4.2 – CÁLCULO DE DEFORMAÇÕES DE BARRAS

Todo cálculo das deformações de barras, referente à flexão; tem como base a equação diferencial da linha elástica, conforme Eq (4.1).

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{r} \quad (4.1)$$

Onde:

r é o raio e seu inverso é a curvatura;

y é a ordenada da linha elástica, correspondente a abscissa x , ou seja, a flecha.

A figura 4.9 ilustra e resume o disposto acima.

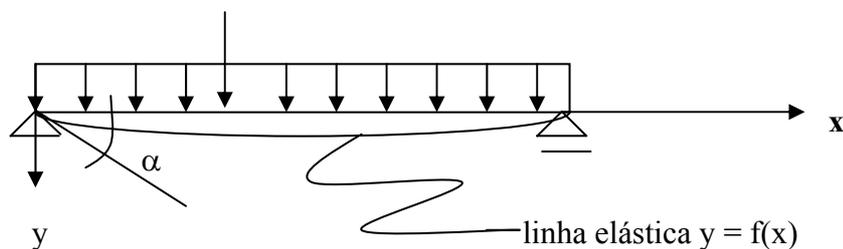


Figura 4.9 – Linha elástica de viga sujeita a flexão

Nas peças de concreto armado, sujeitas à flexão, ocorre a fissuração da parte tracionada das seções transversais, passando a valer o Estádio II, com o concreto apenas parcialmente ativo, o que representa, em geral, enorme diminuição da rigidez à flexão.

A atitude mais realista no cálculo das deformações é considerar o concreto armado como sendo um material fissurado, colocando-se diante de estruturas quase sempre com inércia variável, uma vez que, mesmo quando se mantém constante a seção geométrica, em geral há variação na seção de armadura. O valor da rigidez está, pois, vinculado à posição da linha neutra; com isto aparece com um problema inicial, ou seja, o cálculo das deformações é feito para cargas em serviço, isto é, sem serem afetadas pelos coeficientes de majoração de cargas, o que caracteriza, para as situações correntes, o funcionamento em regime elástico, de modo que se tornaria incoerente considerar uma posição de linha neutra calculada nas hipóteses básicas, referentes ao ELU, pressupondo plastificações do concreto e do aço que não ocorrem para as cargas de serviço.

As vigas das edificações correntes são, em sua maioria, vigas contínuas hiperestáticas tendo no meio dos vãos um comportamento de viga T (mesa comprimida) e, nos apoios, uma seção retangular (mesa tracionada). Assim, num cálculo mais preciso dever-se-ia levar em conta a variação da inércia dentro de um mesmo vão, podendo-se imaginar uma variação em saltos.

Nas vigas de concreto armado, as seções estão sujeitas a diversos valores de momentos fletores, de acordo com as várias combinações de carregamentos. Nas vizinhanças onde o momento fletor é nulo, isto é, onde há troca de fibras inferiores e superiores tracionadas, nota-se que as seções nestas imediações ainda se encontram no Estádio I (seção não fissurada). Este fato contribui muito mais para a rigidez do conjunto do que a integridade de seções de concreto entre fissuras. Segundo ALVIM e FUSCO, nas vigas de concreto armado, nem todas as seções se apresentam fissuradas. A redistribuição de esforços com a formação de fissuras requer um certo espaçamento entre elas, onde o concreto tracionado continua íntegro e contribuindo para a rigidez do conjunto. Desse modo, a altura da linha neutra e a curvatura variam ao longo do comprimento da peça, sendo necessária a adoção de um valor de rigidez médio (ALVIM e FUSCO, 1998). Isto

aparentemente vem complicar em demasia qualquer cálculo de deformações que se pretende empreender.

Segundo MacGREGOR (1993) e FRANCO (1995)⁴ apud ALVIM e FUSCO (1998), a rigidez efetiva à flexão situa-se entre 30 e 50% em relação à rigidez de referência, considerando-se seção homogênea no Estádio I.

A NBR 6118:2003 em seu item 17.3.2.1.1 propõe a expressão de rigidez equivalente para uma avaliação aproximada da flecha imediata, conforme Eq (4.2).

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \{ (M_r/M_a)^3 \cdot I_c + [1 - (M_r/M_a)^3] \cdot I_{II} \} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (4.2)$$

Onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II, calculado com

$$\alpha_e = E_s / E_{cs};$$

M_a é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações consideradas nesta avaliação;

M_r é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido a metade no caso de utilização de barras lisas;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto.

E_s é o módulo de elasticidade do aço.

O momento de fissuração é dado pela Eq (4.3).

$$M_r = \frac{(\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c)}{y_t} \quad (4.3)$$

Onde:

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

⁴ MacGREGOR, James. G. *Design of Slender Concrete Columns – Revisited*. ACI Structural Journal, vol 90 – S32 (1993). FRANCO, Mário. *Global and Local Instability Concrete Tall Buildings*. São Paulo (1995).

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T e

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares.

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

I_c é o momento de inércia da seção bruta do concreto.

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto, conforme o item 8.2.5 da norma com o quantil apropriado a cada verificação particular. Para determinação do momento de fissuração, deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissura e o $f_{ct,m}$ no estado limite de deformação excessiva.

Na seção 8.2.5 desta norma vê-se que a “resistência à tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $0,9f_{ct,sp}$ ou $0,7f_{ct,f}$ ou, na falta de ensaios para obtenção de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, pode ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio das equações (4.4), (4.5) e (4.6):

$$f_{ct,m} = 0,3(f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (4.4)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} \quad (4.5)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m} \quad (4.6)$$

Onde:

$f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em Megapascal.

Sendo $f_{ckj} \geq 7$ MPa, estas expressões podem também ser usadas para idades diferentes de 28 dias.”

5

FISSURAS CAUSADAS POR RECALQUES DE FUNDAÇÃO

5.1 - INTRODUÇÃO

Os solos são constituídos por partículas sólidas, de granulometria variada, água, ar e, às vezes, material orgânico. Quando os solos são submetidos a cargas externas, eles se deformam mais ou menos de acordo com suas características e propriedades. Geralmente, quando os solos são submetidos a tensões, aparecem os recalques, que nada mais são do que o deslocamento vertical do conjunto estrutura/fundação ou parte desse conjunto devido à deformação do solo.

O fenômeno do adensamento das fundações sobre argilas é, num primeiro momento, transmitido à água intersticial, a qual, sob pressão, tende a escoar através dos poros do solo. À medida que a água intersticial escoar, a pressão externa vai sendo transferida para a estrutura dos grãos de solo e essa vai se deformando, diminuindo o volume dos poros intersticiais. Quando toda a pressão externa for transmitida para os grãos, a água deixa de escoar, pois já não estará sob pressão. Como os solos são pouco permeáveis, a vazão da água nos poros é lenta, acarretando uma defasagem entre a aplicação das pressões e a conseqüente redução dos vazios. Isso faz com que os recalques por

adensamento se processem ao longo do tempo. Dois fatos então ocorrem: primeiro, a compressão do solo corresponde a uma diminuição do volume de seus poros, isto é, do índice de vazios do solo; segundo, o escoamento necessário da água, para que se dê a compressão, retarda o recalque, diferindo-o no tempo. Por isso, os recalques devidos ao adensamento ao longo do tempo são chamados recalques diferidos (VARGAS, 1978). Nas areias que são altamente permeáveis, verificam-se recalques primários em períodos rápidos; no entanto, no caso das argilas que são solos menos permeáveis, a consolidação só se dará em tempo de médio a longo, podendo chegar a muitos anos.

TEIXEIRA e GODOY (1998) demonstram que o recalque total da fundação será a soma dos recalques imediato, por adensamento e secular, segundo a expressão 5.1.

$$\rho = \rho_i + \rho_a + \rho_s \quad (5.1)$$

Onde:

ρ = recalque total (ou absoluto);

ρ_i = recalque imediato calculado por formulação da Teoria da Elasticidade (em argilas e areias);

ρ_a = recalque por adensamento (ou consolidação) e

ρ_s = recalque secular (ou secundário, parcela importante em solos orgânicos e turfosos).

δ = recalque diferencial (ou relativo) e

$\beta = \delta/l =$ distorção angular (ou recalque específico) onde l é a distância entre elementos de fundação. Relação usada para critério de danos.

A cessação dos recalques absolutos ou diferenciais só acontecerá quando se consumir o fenômeno conhecido como consolidação, o qual consiste na expulsão da água existente por entre as partículas que compõem o solo. Segundo FELD e CARPER (1997), os maiores problemas aparecem em solos expansivos, solos orgânicos e solos contaminados.

As fissuras causadas por recalques de fundação estão intimamente ligadas às movimentações da fundação e da estrutura, principalmente àqueles recalques chamados

recalques diferenciais, isto é, quando algum pilar ou pilares recalcam diferentemente em relação aos demais. Esse fenômeno consiste numa deformação de uma porção da estrutura em relação à estrutura como um todo, proporcionando tensões diferenciadas a ponto de provocar fissuração de grandes proporções em alvenarias, nos próprios elementos estruturais, e, em caso extremo, o inevitável colapso de todo o prédio. A figura 5.1 ilustra o fenômeno.



Figura 5.1 – Recalque diferencial de um pilar em relação a outros (THOMAZ, 1996)

De acordo com THOMAZ (1996), as fissuras causadas por recalques diferenciais são geralmente inclinadas, por vezes confundindo-se com fissuras provocadas por deformações de componentes de suporte destas alvenarias. No entanto, as fissuras causadas por recalques possuem aberturas maiores, “deitando-se” em direção onde houve maior recalque. Essas fissuras caracterizam-se também por esmagamentos localizados e deslocamentos produzidos por tensões de cisalhamento. Em recalques diferenciais de grande significância, é notória a observação de variação da dimensão da abertura da fissura. Esta tipologia de fissuração provoca fissuras de aproximadamente 45° e algumas fissuras verticais nas alvenarias (CARMONA, 2000). Não raro se encontram tais fissuras nos prédios dos fóruns do Poder Judiciário de Minas Gerais, por serem edificações relativamente de pequeno porte e quase sempre sobre fundações rasas. Assim sendo, não há nos arquivos do TJMG, documentos que comprovem a realização de sondagens, investigações geotécnicas e relatórios no sentido de fornecer maiores informações a respeito destes imóveis construídos há várias décadas.

Os casos mais comuns de fissuras causadas por recalques de fundações, segundo THOMAZ (1996 e 2001) e KLEIN et al (1999), são apresentados a seguir.

5.2 - RECALQUE DIFERENCIAL DEVIDO A ERROS DE PROJETOS

Os recalques diferenciais entre elementos verticais podem acontecer em pilares, tubulões e estacas, devido a erros de projeto. Com a construção de prédios cada vez mais altos, maior será a tensão no solo e, por conseguinte, maiores serão os recalques. Sendo assim, para os edifícios de grande porte; MELLO⁵ apud THOMAZ (2001) recomenda que é indispensável a previsão dos recalques. Nos projetos que não consideram a insuficiência de levantamentos, sondagens ou ensaios, a falta de homogeneidade do terreno, presença de aterro ou entulho, fossas, flutuações do NA, ocorrência de crateras ou vazios em solos calcários, ou lixiviação de solos em virtude da presença forçada de rompimento de tubulações, correm grande risco de ter graves problemas por recalques acentuados. Podem-se considerar ainda outras causas para o aparecimento de recalques, tais como incorreções nos levantamentos geotécnicos, com superestimação do SPT por presença de matacões ou por problemas de dissipação de energia no amostrador que perdeu a linearidade provocando o efeito de mola ao ser golpeado, como refere o professor SILVEIRA⁶.

O problema da taxa de tensão no terreno quando não é constante. No caso de tubulões assentados numa mesma cota devem ter os alargamentos de base de acordo com cada carga no mapa de cargas, onde a relação (5.2) se mantenha constante para todos os tubulões.

$$\sigma_s = \frac{P}{A} = \text{constante} \quad (5.2)$$

Onde;

σ_s = pressão no solo,

P = carga atuante em cada tubulão, e;

A = área do alargamento da sapata do tubulão.

⁵ MELLO, Victor. F. B. e TEIXEIRA, A. H. *Fundações e Obras de Terra*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1971.

⁶ SILVEIRA, José Ernani da S. Notas de aulas do curso de extensão Estruturas de Fundação. Departamento de Estruturas da UFMG, Belo Horizonte – MG, 2001.

Outro caso de erro de projeto seria assentar tubulões em camada rochosa inclinada, podendo causar movimentação horizontal devido a componente de força H. Ou ainda confiar numa camada pouco espessa de rocha como se fossem lajes naturais que romperiam por punção quando sob este lajedo há solos moles ou fofos. A figura 5.2 mostra estes dois casos.

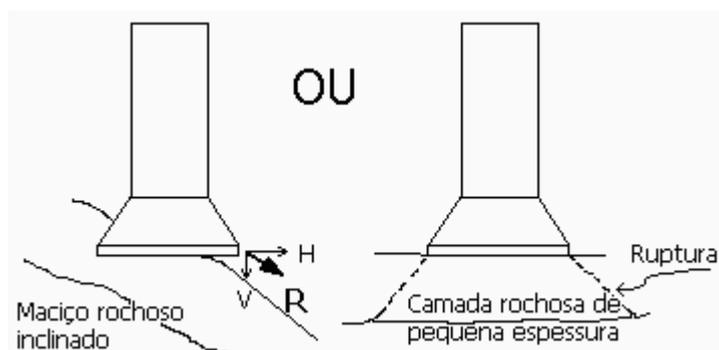


Figura 5.2 – Tubulões assentados em camadas inclinadas ou de pequena espessura

O atrito negativo em estacas cravadas em seções de aterro e o efeito de estacas cravadas uma perto das outras (efeito de grupo) também são duas outras causas de recalques em fundações (DÉCOURT, 1998).

Fundações profundas, especialmente estacas pré-fabricadas cravadas com o mesmo comprimento, porém parando em camadas distintas, com número de golpes diferentes de SPT, podem causar recalques diferenciais. A figura 5.3 ilustra o caso.

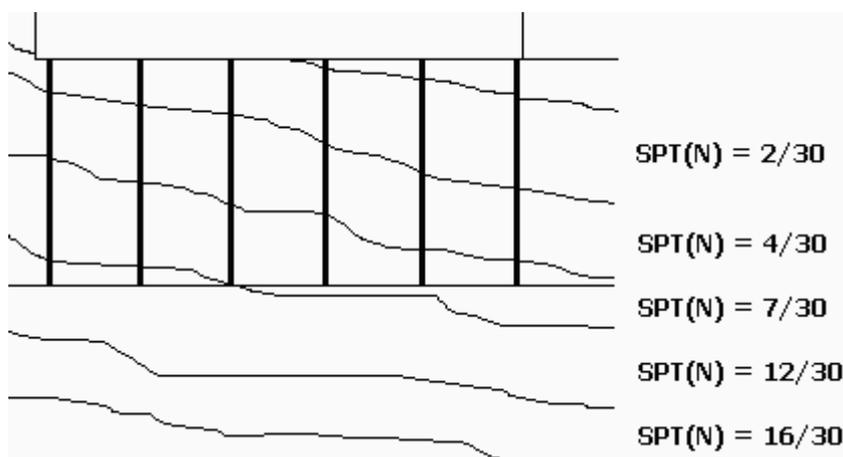


Figura 5.3 – Fundações assentadas em camadas com SPT(N) diferentes

Obra assente sobre duas fundações de rigidezes diferenciadas pode ter problemas de grandes fissuras. Um procedimento que deve ser evitado é a construção de um edifício, sendo adotados sistemas diferenciados de fundações, ainda pior se assentados em cotas diferentes. Geralmente, na interface destes dois sistemas, surgem trincas verticais com grande abertura, separando o prédio em dois corpos rígidos. A figura 5.4 mostra a situação acima descrita.

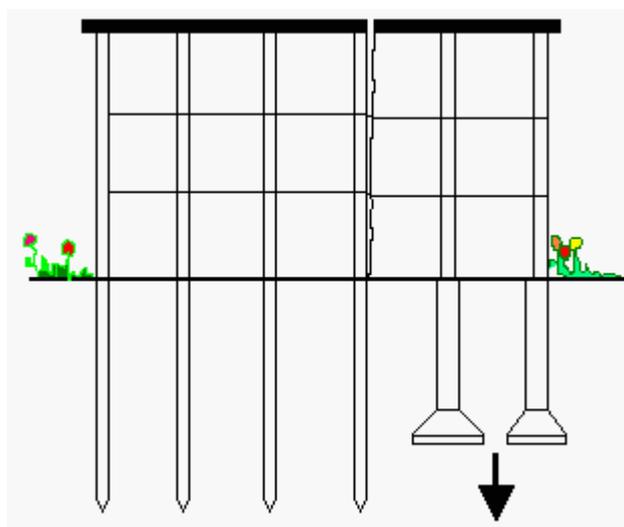


Figura 5.4 – Sistemas diferenciados de fundações (THOMAZ, 1996)

Esse mesmo problema de trincas verticais pode ser observado em edificações onde um corpo principal (mais carregado) e um corpo secundário (menos carregado), ainda assim com um mesmo sistema de fundação adotado para toda a planta do edifício.

5.3 - RECALQUE DIFERENCIAL DEVIDO A ERROS DE EXECUÇÃO

Os recalques diferenciais entre elementos verticais tais como, pilares, tubulões e estacas podem acontecer devido a erros de execução. Os recalques diferenciais por erros de execução terão uma lista infindável de motivos, que seria pretensioso em demasia querer esgotá-la aqui. Os casos aqui citados são alguns daqueles que podem existir.

O caso de recalque em fundações profundas com estacas escavadas de grandes diâmetros, em função da presença de terra solta ou lama betonítica na base da estaca, merece menção.

O desvio da ponta da estaca metálica ou pré-fabricada de concreto devido a presença de matacões, de acordo com mostra a figura 5.5.



Figura 5.5 – Desvio de estacas devido a presença de matacões (THOMAZ, 2001)

Recalque de sapatas assentadas sobre areia pode acontecer por causa de vibrações de estacas cravadas nas vizinhanças, tais como estacas metálicas, pré-fabricadas de concreto e tipo FRANKI, nesta ordem crescente de importância. Quanto ao efeito das pressões neutras, será ausente nos casos de fundações em areias. Entretanto, no caso em que se estabeleça sob a fundação um estado de areia movediça, provocado por um fluxo ascendente de água, a capacidade de carga será parcial ou totalmente anulada. Portanto, em toda fundação sobre areia será necessária a verificação da possibilidade de fluxo de água em seu entorno ou de processos erosivos (VARGAS, 1978).

CUNHA et al (2001) narra um caso curioso de equívoco na execução de uma fundação. Num determinado projeto de fundação, foi definido o uso de estacas metálicas compostas por dois perfis I soldados como se observa na figura 5.6. A construtora teve dificuldades de obter os perfis especificados, e resolveu substituir o perfil composto por outro perfil H de área equivalente de seção de aço. A cravação das novas estacas foi

iniciada, porém, a nega não era obtida senão em profundidades muito maiores do que as previstas no projeto. A explicação reside no fato de que o perfil H entra no solo como uma “cavadeira”, abrindo caminho, aprofundando cada vez mais, sem obter nega. No entanto, as estacas caixão formam, durante a cravação, uma bucha de solo em sua extremidade, o que dificulta a penetração e oferece nega em menores profundidades. A figura 5.6 compara os perfis metálicos de área de seção reta equivalentes, porém com capacidade portante diferente quando cravados numa mesma profundidade.

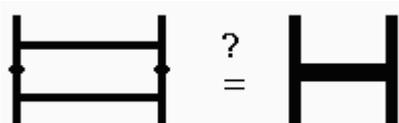


Figura 5.6 – Perfis I soldados e perfil H

5.4 - RECALQUE DIFERENCIAL DEVIDO A PROBLEMAS NO SOLO

Os recalques sempre serão um problema de interação estrutura/solo. Segundo THOMAZ (1996) e YAZIGI (2002), os recalques diferenciais são os fatores mais importantes para o aparecimento de fissuras, recebendo várias influências. Dentre os casos que merecem maiores cuidados são: edifícios muito longos ou com planta de geometria irregular, sistemas de fundações diferentes, carregamentos diferentes, cotas de apoio diferentes e fases de construção em épocas diferentes. Podem-se observar vários casos de recalques diferenciais que geram fissuração em paredes. Estes casos serão tratados a seguir.

Recalques diferenciais por falta de homogeneidade do solo podem acontecer entre elementos verticais tais como pilares, tubulões e estacas, solicitando, destarte, alvenarias com tensões incompatíveis com sua capacidade de absorver tais deformações. Haverá recalque diferencial em solos onde não houver homogeneidade, como na figura 5.7. “Em um terreno, deve-se procurar aquilo que é diferente, e não aquilo que representa a homogeneidade” (MELLO, 2004).

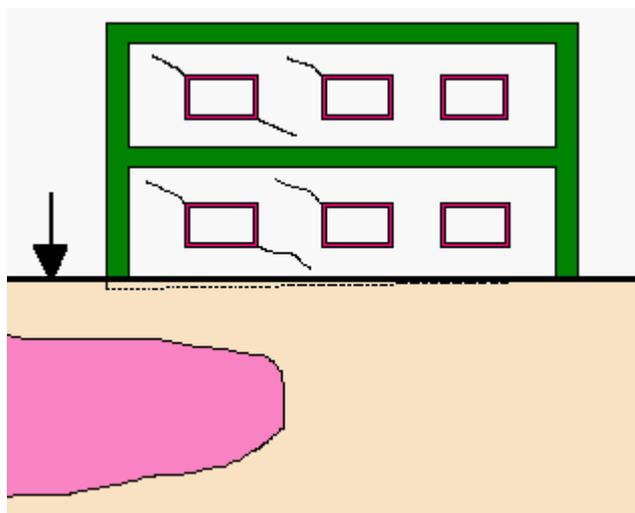


Figura 5.7 – Recalque diferencial devido a solo não homogêneo (THOMAZ, 1996)

Consolidação distinta do aterro carregado. Quando se tem por fim nivelar encostas, onde o aterro terá alturas variáveis, o recalque diferencial pode acontecer, conforme se vê na figura 5.8. As camadas mais altas de aterro recalcam mais que as mais baixas.

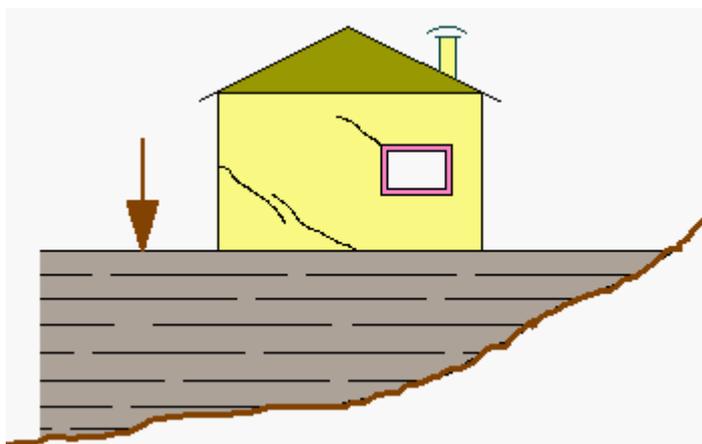


Figura 5.8 – Consolidação distinta de aterro carregado (THOMAZ, 1996)

Fundação assente tanto sobre aterro e corte tende a provocar trincas em alvenarias devidas a fundações assentadas nestas seções. A figura 5.9 ilustra este caso. Este caso é semelhante ao anterior, talvez agravado, pois aqui, na maioria das vezes, aparece uma grande trinca vertical onde a seção muda de aterro para corte, sugerindo a separação da edificação em dois corpos.

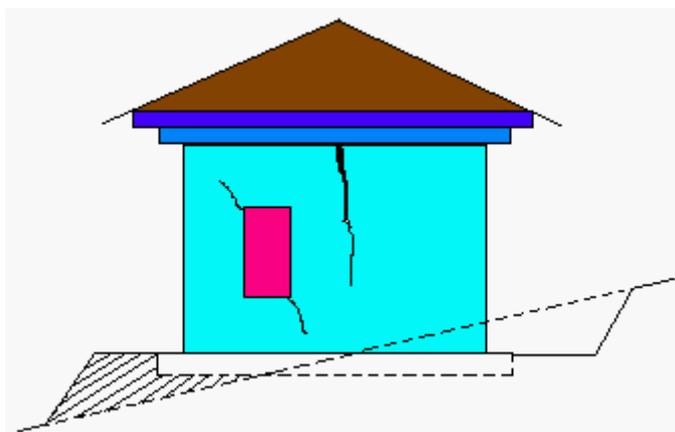


Figura 5.9 – Fundação assente sobre aterro e corte (THOMAZ, 1996)

Rebaixamento do lençol freático é outro caso bastante comum que tende a causar recalque diferencial quando há necessidade desse expediente, de acordo como se vê na figura 5.10. O lado da edificação, que se localiza onde houve maior rebaixamento do lençol, sofre maiores danos. Segundo FELD e CARPER (1997), num rebaixamento de lençol freático, se o estaqueamento for de madeira, ocorrerão problemas de retração do solo e o estaqueamento sofrerá diminuição de seção por perda de água, reorganizando-se em nova acomodação, podendo aparecer trincas na edificação em referência.

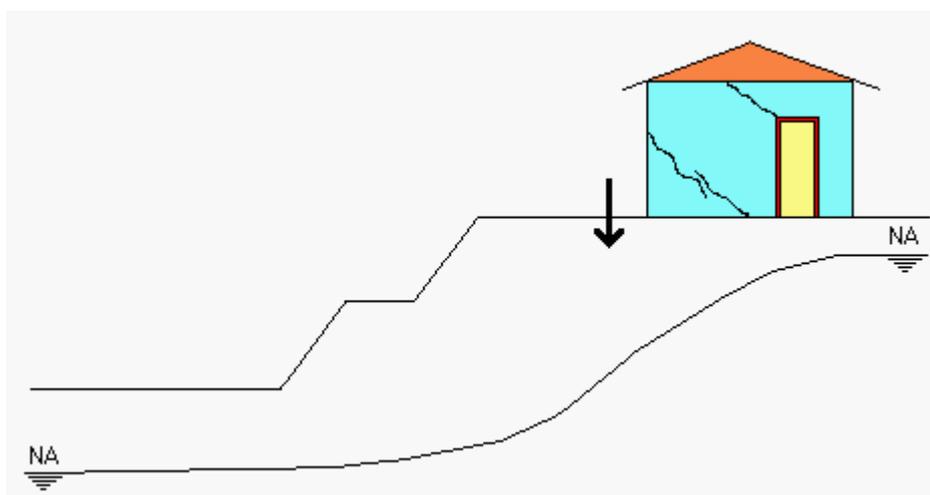


Figura 5.10 – Recalque devido ao rebaixamento do lençol freático (THOMAZ, 1996)

A ascensão do nível do lençol freático é um caso raro, mas que pode colocar em risco uma vila ou cidade inteira com o enchimento de lagos formados a partir de barragens. Com a ascensão do NA, a presença de água nas fundações aumenta a deformabilidade em solos argilosos (THOMAZ, 2001). O efeito da água em solos argilosos é bastante danoso que podem tomar consistência mole ou muito mole diminuindo por completo sua capacidade de carga. Este fato se torna mais grave em solos colapsíveis. THOMAZ (2001) relata que no Estado de São Paulo e no Distrito Federal, verificaram-se casos como o a que se alude aqui. A figura 5.11 ilustra o exposto.

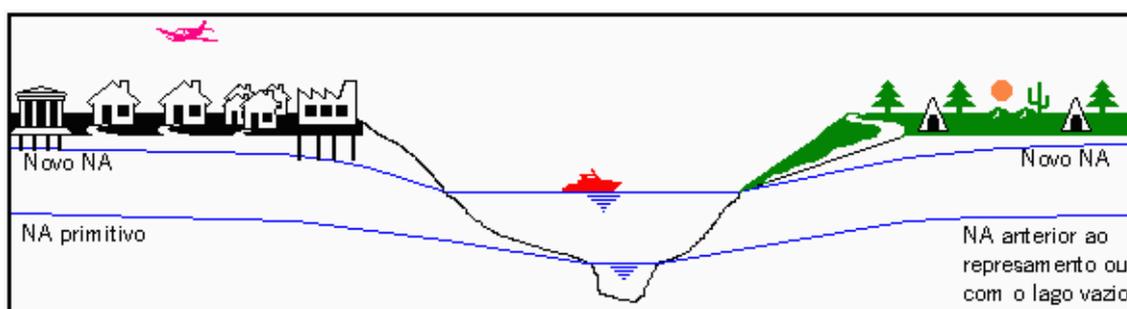


Figura 5.11 – Ascensão do NA

O desconfinamento de fundações rasas pode causar recalque nas sapatas diminuindo a capacidade resistente do solo de suporte. No que se refere ao desconfinamento, também se pode relacionar a escavação de dois ou três níveis de subsolo bastante próximo de edifício já construído, como é mostrado na figura 5.12.

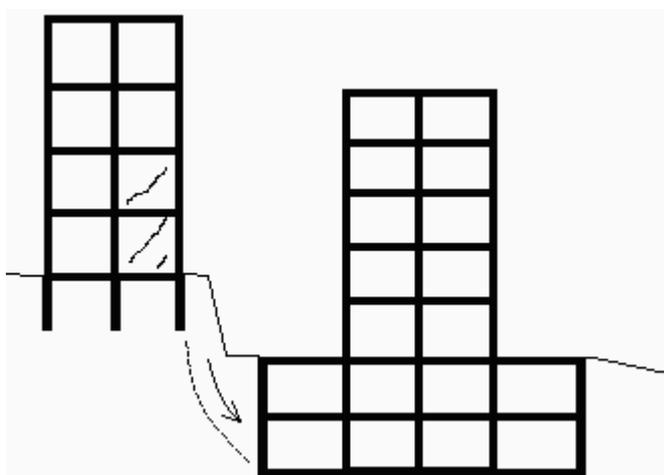


Figura 5.12 – Desconfinamento de fundações (THOMAZ, 2001)

A execução de escavações de valas no perímetro da edificação para a instalação de malhas para pára-raios é uma prática comum nas obras de reformas nos prédios do Poder Judiciário do Estado de Minas Gerais. As escavações adjacentes a fundações, formando taludes, são de grande risco. Este procedimento provoca flambagem das fundações profundas lineares, especialmente as estacas que são de seções reduzidas. As estacas metálicas ou tipo strauss podem flambar nessas condições. O problema se agrava quando o prédio é sobre pilotis e não há cintamento de travamento entre a estrutura e a fundação. A figura 5.13 mostra as trincas provocadas pela flambagem do conjunto pilar-estaca.

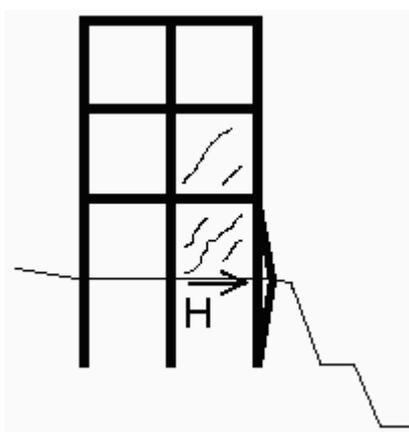


Figura 5.13 – Escavações adjacentes às fundações (THOMAZ, 2001)

Recalque por adensamento de camadas profundas, de acordo com o ensino do professor SILVEIRA⁷, os perfis de terreno que apresentam camadas subjacentes com SPT menor que na camada sobrejacente, podem causar recalques. Portanto, caso ocorram solos de menor valor do SPT adotado abaixo da cota de apoio da fundação, uma análise de recalques pelo processo teórico será indispensável. O bulbo de pressões⁸ de um elemento de fundação pode chegar a comprimir uma camada de argila mole abaixo da camada de areia compacta na qual foi assentado. No caso de uma sapata, por exemplo, o bulbo de pressões estende-se até a uma profundidade de $2b$, onde b é a largura da sapata (TEIXEIRA e GODOY, 1998). A figura 5.14 mostra a influência do bulbo de pressões

⁷ SILVEIRA, José Ernani da S. Notas de aulas do curso de extensão Estruturas de Fundação. Departamento de Estruturas da UFMG, Belo Horizonte – MG, 2001.

⁸ Denominam-se isóbaras as superfícies obtidas, ligando-se os pontos sob mesma pressão. Este conjunto de superfícies isóbaras forma o que se chama bulbo de pressões.

sobre as camadas de um perfil de solo. Recalques de sapatas assentadas sobre argilas são exemplos nos casos dos fôruns de Cássia e Carmo do Paranaíba.

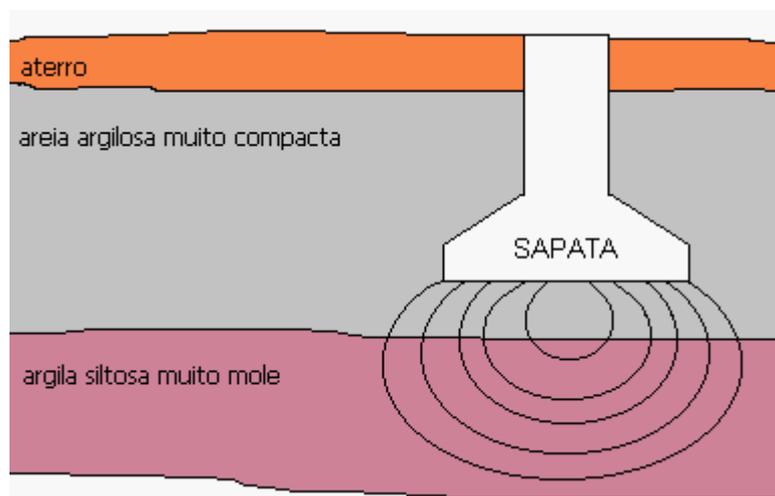


Figura 5.14 – Adensamento de camadas profundas

Recalque na construção menor devido ao bulbo de pressão da obra maior construída posteriormente influenciando no recalque do prédio menor. Este é um caso clássico de recalque diferencial, onde há interseção dos bulbos de pressões de prédios de tamanhos diferentes construídos em épocas distintas. A figura 5.15 exemplifica o fato.

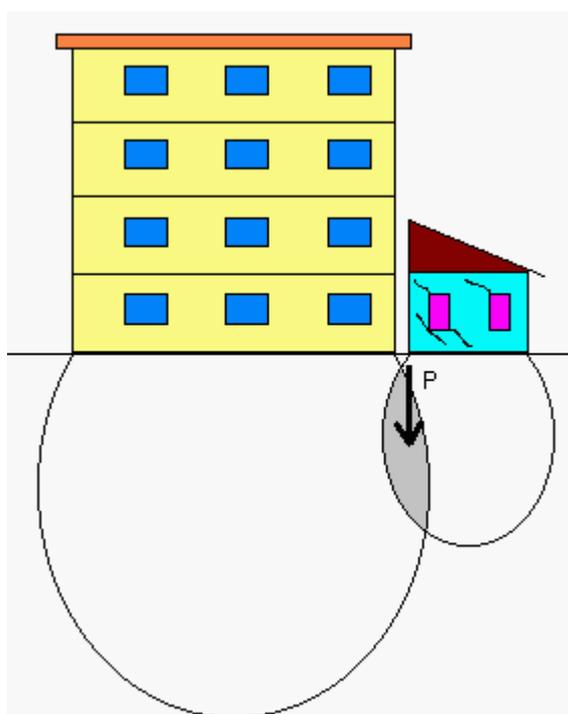


Figura 5.15 – Bulbo de pressões dos prédios (THOMAZ, 1996)

Recalque devido a carregamento desbalanceado com parte da estrutura mais carregada do que outra. O trecho mais carregado apresenta maior recalque, originando-se trincas de cisalhamento. A figura 5.16 apresenta um painel onde o carregamento provocou cisalhamento, podendo ter sido originado da interação estrutura/solo.

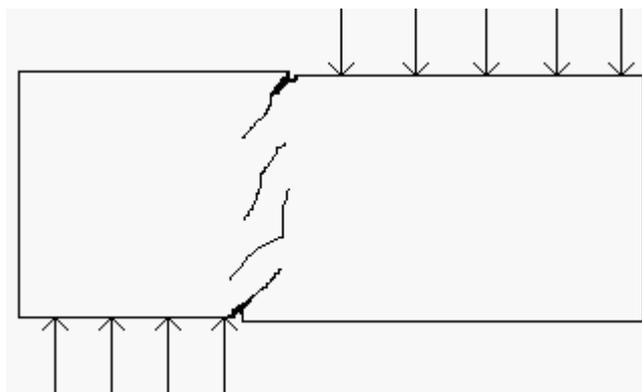


Figura 5.16 – Fundações contínuas solicitadas por cargas desbalanceadas (THOMAZ, 1996)

A configuração de fissuras apresentada pela figura 5.17 pode ser encontrada em peitoris de janelas, onde as trincas começam no peitoril partindo até certa altura, sem, contudo, alcançar o nível do piso. Esse tipo de recalque se dá também por um caso particular de carregamentos desbalanceados, pois as laterais das janelas de vários pavimentos numa mesma prumada proporcionam cargas maiores rentes às laterais do que no meio do vão do peitoril. Esse caso é encontrado em edificações de alvenarias autoportantes.

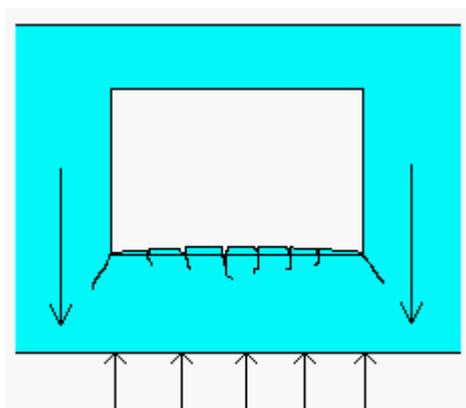


Figura 5.17 – Fissuras em peitoris devidas a carregamentos desbalanceados (THOMAZ, 1996)

Recalque devido a movimento de corpo rígido em parte da estrutura, geralmente em virtude da construção de anexos ou de acréscimos em épocas muito diferentes daquela em que foi construído o primeiro prédio. A fissura aparece na justaposição entre prédios construídos com o fito de formarem um mesmo corpo. A fissura aparece de cima para baixo, sendo mais evidente em cima e diminuindo à medida que alcança níveis inferiores. Não raro se observa essa prática nos prédios dos fóruns de Minas Gerais. (exemplo: prédio do Forum da Comarca de Santos Dumont). A figura 5.18 apresenta a configuração da fissura vertical entre as duas etapas da construção.

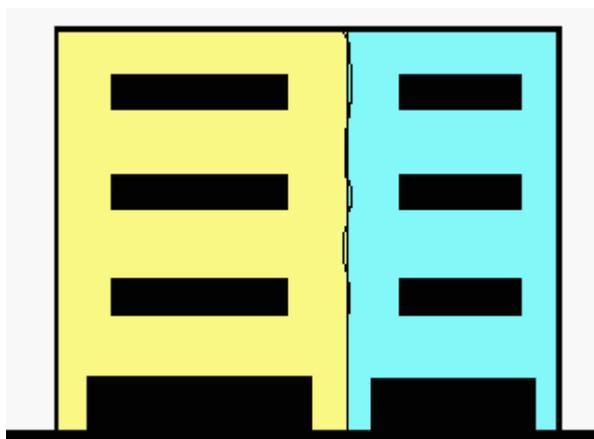


Figura 5.18 – Fissura vertical ao longo de toda a altura do edifício

Um fato interessante a ser mencionado é o comportamento do edifício frente à interação estrutura-fundação-solo. Uma mesma estrutura poderá ter comportamento flexível se apoiada em solo pouco deformável e tenderá a ser um corpo rígido se apoiada em solo muito deformável. Diante deste exemplo, constata-se a condição de relativo no que tange a conceitos de rígido e flexível.

A penetração de corpos estranhos por entre as fundações, tais como raízes de plantas, formigueiros e cupins, aumento ou diminuição de água sob as fundações advindas de redes de esgoto ou águas pluviais, pode provocar danos de grande monta para as edificações. Os casos seguintes tratam destes assuntos.

O fenômeno da erosão regressiva, seriamente comprometedor da estabilidade dos maciços terrosos, podendo mesmo destruí-los completamente, é o que se denomina erosão tubular ou retroerosão tubular ou “piping”. O termo vulgarmente utilizado é a

palavra inglesa “piping”, que significa formação de tubos. Com a redução do caminho de percolação e conseqüente aumento do gradiente hidráulico e, portanto, das pressões de percolação, o processo de erosão é acelerado com o tempo (CAPUTO, 1977). A proteção contra o “piping” nas fundações é feita facilitando a saída da água através de filtros e reduzindo sua velocidade de infiltração. Para a proteção contra o “piping”, através do terreno de fundação, recomenda-se, o emprego de um tapete impermeabilizante a montante, a construção de uma trincheira de vedação (“cut-off”) ou a construção de drenos de alívio (CAPUTO, 1977). Geralmente, adotam-se estes três expedientes em conjunto.

A figura 5.19 exemplifica o estudo de caso Congonhas, onde se discorre sobre a erosão tubular de solo sob a fundação por água pluvial e por rompimento de adutora de água potável, que passa pela rua da fachada principal desse Fórum. As águas penetraram por baixo da edificação, descalçando as fundações. Veja-se o estudo do caso de Congonhas.

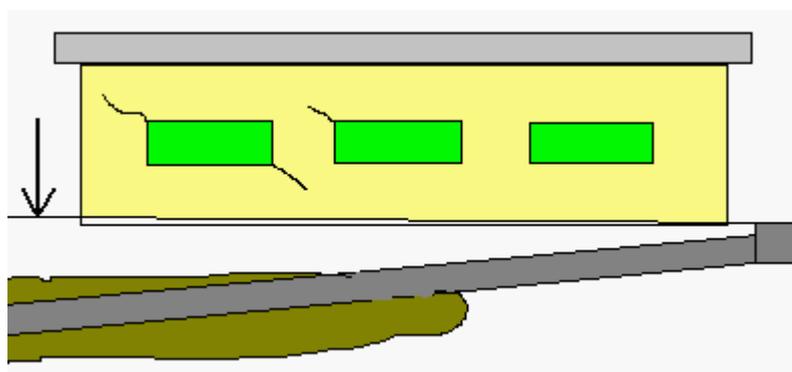


Figura 5.19 – Retroerosão tubular

No caso de Cataguases, o rompimento se deu na rede de esgoto. Neste tipo de ruptura hidráulica, inicia-se num ponto de emergência de água onde o tubo de esgoto se rompeu, e progride para trás carreando os grãos do solo em torno de um filete de água, cujo gradiente é suficiente para arrastar os grãos. Neste caso o processo foi lento, diferentemente do anterior que foi brusco. Como o resultado é a formação de um tubo ao longo de um filete crítico de água, também se trata de um caso de “piping”. Uma tubulação de esgoto ou drenagem, com juntas ou superfícies de contatos não protegidos, sob as fundações, pode desencadear o fenômeno “piping” (VARGAS, 1978).

Os formigueiros aprofundam-se no solo de dois a três metros do nível do terreno, retirando quantidades consideráveis de solo. Diante deste quadro, as fundações rasas, como as sapatas isoladas ou corridas e os radiers, estarão sujeitas à perda do suporte sob suas bases. Fundações que se aprofundarem além de três metros, a princípio, estarão livres desse problema, desde que não haja desconfinamento ou perda do atrito lateral. Como exemplo tem-se o prédio do Forum de Presidente Olegário que, neste caso, por motivo de viabilidade técnica e econômica, optou-se pela demolição do prédio.

Recalque devido à penetração de raízes de árvores e plantas. Segundo RANSOM (1981) e JOHNSON (2002), a ação das raízes das plantas é mais danosa em solos argilosos. As raízes das plantas, especialmente de algumas árvores, podem extrair grande quantidade de água do solo, provocando intensas retrações nas argilas, em ciclos de secagem e umedecimento do solo. As raízes das árvores, via de regra, podem estender-se a uma distância até sua altura, mas algumas árvores, como o salgueiro, podem estender-se até duas vezes a sua altura. As fissuras causadas por raízes, geralmente, são diagonais afetando o revestimento e até os tijolos, ocorrendo mais acentuadamente nos cantos das edificações e em fundações rasas.

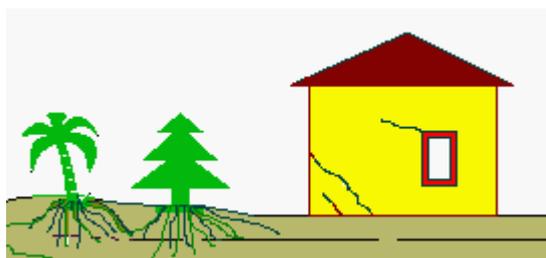


Figura 5.20 – Recalque devido a raízes de plantas
(RANSOM, 1981 e JOHNSON, 2002)

6

TÓPICOS ADICIONAIS

6.1 - CONSIDERAÇÕES SOBRE DEFORMAÇÕES

É oportuno discorrer um pouco mais a respeito de deformações. As deformações na estruturas de concreto podem ser elásticas, que são regidas pela teoria clássica da linha elástica, ou plásticas. As deformações elásticas são as mais conhecidas e de um possível maior controle. As deformações diferidas, conhecidas como deformação lenta ou fluência, ocorrem a partir das primeiras idades e, teoricamente, ao longo de toda a vida da estrutura de concreto armado. Tanto as formulações da NBR 6118:2003 como do CEB-FIP Model Code/1990 apresentam aproximação assintótica estabilizando a deformação por fluência na idade de 10^4 dias, ou seja, cerca de 30 anos. Portanto, neste intervalo de tempo, as estruturas, e, por conseguinte, as alvenarias solidárias àquelas estarão cada vez mais solicitadas, devido à deformação lenta, conhecida por fluência.

O tema é de suma importância, tendo em vista que vários prédios de Fóruns vistoriados em todo o Estado de Minas Gerais apresentam deformações em vigas e lajes incompatíveis com a capacidade de deformação de alvenarias e revestimentos. Como discorrido anteriormente, a deformação lenta do concreto é uma característica intrínseca

do material. Segundo THOMAZ (1996), vigas e lajes deformam-se naturalmente sob ação do peso próprio, das demais cargas permanentes e acidentais e sob efeito da retração e da fluência do concreto. Os componentes estruturais admitem flechas que não comprometem em nada sua própria estética, estabilidade e resistência da construção; tais flechas, entretanto, podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de alvenarias e revestimentos como foi verificado em nossos prédios. FRANÇA (2002) afirma que o esmagamento de alvenarias em decorrência da deformação lenta dos pilares pode gerar fissuras em alvenarias e descolamento de revestimentos das paredes. É intrínseco em obras de concreto armado o encurtamento dos pilares unidos rigidamente nas vigas que transferem as cargas para as paredes.

Segundo CUNHA et al (2001), o advento do cálculo à ruptura veio a otimizar dimensões, ou seja, aumentando os vãos e diminuindo as seções das peças, em relação àquelas praticadas segundo os métodos tradicionais de cálculo de tensões em serviço. Com isso, a deformabilidade das estruturas se torna significativamente mais importante que outrora. É comum que as flechas instantâneas estejam dentro de limites aceitáveis; todavia, as flechas diferidas podem dobrar e até triplicar em poucos anos, tornando-se incompatíveis com o funcionamento de alvenarias, caixilhos e revestimentos. As antigas edificações com cálculo baseado em tensões de serviço apresentavam elevada robustez, e, por conseguinte, baixo índice de esbeltez. Diante disto, vislumbrava-se um quadro de deformações insignificantes e até imperceptíveis nos casos correntes de edifícios construídos até os anos 70 do século passado.

6.2 - DEFINIÇÃO DE FLUÊNCIA

A fluência ou deformação lenta de uma peça em concreto armado é o aumento de deformação com o tempo, sob tensão constante. Para o concreto, a relação entre tensão e deformação depende do tempo de carregamento. Se um corpo de prova ou elemento estrutural for submetido, durante um longo tempo, a uma tensão constante (por exemplo, de 50% da tensão máxima de ruptura), este elemento de concreto apresentará deformação plástica.

Segundo a NBR 6118:2003, o valor da fluência no concreto depende de:

- a) Umidade relativa do ambiente.
- b) Consistência do concreto no lançamento.
- c) Espessura fictícia da peça; dada pelas Eq (6.1) e (6.2).

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (6.1)$$

Onde:

γ é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%) (ver tabela A.1),

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) \quad (6.2)$$

Onde:

A_c é a área da seção transversal da peça e

u_{ar} é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

- d) Idade fictícia do concreto no instante de aplicação da carga.

A idade a considerar é a idade fictícia ($\alpha \cdot t_{ef}$), em dias, quando o endurecimento se faz à temperatura ambiente a 20° C e, nos demais casos, quando não houver cura a vapor, a idade a considerar é a idade fictícia dada pela Eq (6.3).

$$t = \alpha \cdot \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \quad (6.3)$$

Onde:

t é a idade fictícia, em dias;

α é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais permite-se o emprego dos valores constantes da tabela A.2;

T_i é a temperatura média diária do ambiente, em graus Celcius e

$\Delta t_{ef,i}$ é o período, em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_i , pode ser admitida constante.

- e) Idade fictícia do concreto no instante considerado.

6.3 - O QUE DIZ A NORMA BRASILEIRA NBR 6118:2003 SOBRE FLUÊNCIA

Onde não for necessária grande precisão e o concreto estiver submetido a tensões menores que $0,5f_c$, os valores finais do coeficiente de fluência e da deformação específica da retração podem ser obtidos em função da tabela 6.1, apresentada no Anexo A – Efeito do tempo no concreto estrutural da NBR 6118:2003.

Tabela 6.1 – (Tabela A.1 na NBR 6118:2003 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração)

Ambiente	Umidade U %	Fluência φ_{1c} ¹⁾			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$ ²⁾			γ ⁴⁾
		Abatimento de acordo com a NBR NM 67 (cm)						
		0 - 4	5 - 9	10 - 15	0 - 4	5 - 9	10 - 15	
Na água	-	0,6	0,8	1,0	+1,0	+1,0	+1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	-1,0	-1,3	-1,6	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	-2,5	-3,2	-4,0	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	-4,0	-5,2	-6,5	1,0

¹⁾ $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de (5 a 9) cm e $U < 90\%$.
²⁾ $10^4 \varepsilon_{1s} = -6,16 - (U/484) + (U^2/1590)$ para abatimentos de (5 a 9) cm com $U < 90\%$.
³⁾ Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90\%$ e abatimento entre (0 e 4) cm são 25% menores e para abatimentos entre (10 e 15) cm são 25% maiores.
⁴⁾ $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$ para $U \leq 90\%$.

Notas:
 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.
 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

Como se vê, na tabela 6.1, para um concreto com ‘slump’ entre 5 e 9 cm, em ambiente seco, a fluência pode chegar a três vezes o valor referente à deformação elástica.

Grande parte da fissuração que ocorre em alvenarias é devida às deformações excessivas na estrutura. Devem-se considerar, neste caso, duas medidas para evitar o problema: prever tais deformações por fluência na fase de projeto e adotar medidas e técnicas de execução de alvenarias de modo a evitar este tipo de patologia. Segundo CARMONA (2000), deve-se tomar uma ou outra medida acima, mas, na realidade,

devem-se tomar ambas. Tendo isto como premissa, a fluência nos elementos estruturais de concreto não pode ser ignorada nunca.

Diante destas considerações, constata-se que a solidarização das alvenarias através dos encunhamentos rígidos com a estrutura provoca grandes tensões nas alvenarias, e, por conseguinte, fissurações, a princípio desnecessárias e evitáveis. Esta causa, sem dúvida, é a mais freqüente entre os casos estudados nos prédios reformados pela Secretaria de Obras do TJMG.

6.4 - RELAÇÃO ENTRE SOBRECARGA E DEFORMAÇÃO

O argumento de que as duas tipologias de fissuração por sobrecarga e por deformação excessiva podem acontecer em concomitância, pode ser observado abaixo, nas tabelas de flechas e rotações (GERE e WEAVER, 1987), onde a carga é diretamente proporcional à flecha, exceto no caso 4 da tabela 6.3, - uma exceção à regra.

Tabela 6.2 – Flechas e rotações de vigas prismáticas em balanço

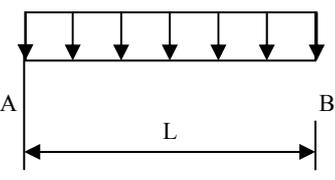
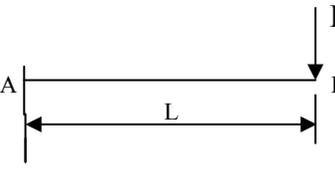
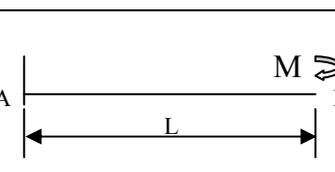
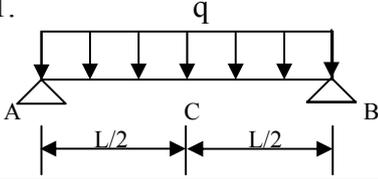
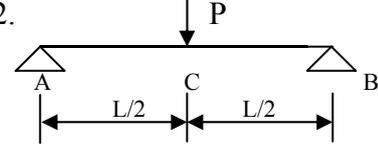
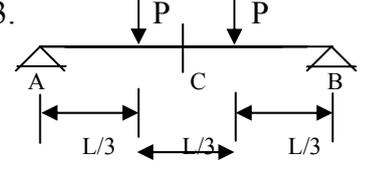
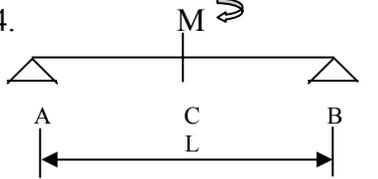
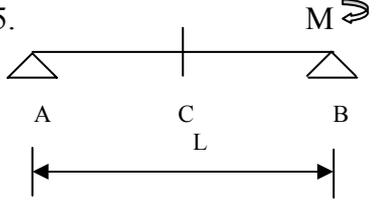
VIGA EM BALANÇO (engaste no ponto A)	FLECHAS (positivas para baixo)	ROTAÇÕES (positivas no sentido horário)
1. 	$\Delta_B = \frac{qL^4}{8EI}$	$\theta_B = \frac{qL^3}{6EI}$
2. 	$\Delta_B = \frac{PL^3}{3EI}$	$\theta_B = \frac{PL^2}{2EI}$
3. 	$\Delta_B = \frac{ML^2}{2EI}$	$\theta_B = \frac{ML}{EI}$

Tabela 6.3 – Flechas e rotações de vigas prismáticas biapoizadas

VIGAS (biapoizadas)	FLECHAS (positivas para baixo)	ROTAÇÕES (positivas no sentido horário)
1. 	$\Delta_c = \frac{5qL^4}{384EI}$	$\theta_A = -\theta_B = \frac{qL^3}{24EI}$
2. 	$\Delta_c = \frac{PL^3}{48EI}$	$\theta_A = -\theta_B = \frac{PL^2}{16EI}$
3. 	$\Delta_c = \frac{23PL^3}{648EI}$	$\theta_A = -\theta_B = \frac{PL^2}{9EI}$
4. 	$\Delta_c = 0$	$\theta_A = \theta_B = \frac{ML}{24EI}$
5. 	$\Delta_c = \frac{ML^2}{16EI}$	$\theta_A = \frac{ML}{6EI}$ $\theta_B = -\frac{ML}{3EI}$

6.5 - O QUE DIZ A NORMA NBR 6118:2003 SOBRE FISSURAÇÃO

O item 13.4.2 Limites para fissuração e proteção das armaduras quanto à durabilidade da Norma Brasileira NBR 6118:2003, diz:

“A abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, sob ação das combinações freqüentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas”.

“Na tabela 6.5 são dados valores limites da abertura característica w_k das fissuras, assim como outras providências visando garantir proteção adequada das armaduras quanto à corrosão. Entretanto, devido ao estágio atual dos conhecimentos e da alta variabilidade das grandezas envolvidas, esses limites devem ser vistos apenas como critérios para um projeto adequado de estruturas”.

“Embora as estimativas de aberturas de fissuras feitas nessa norma devam respeitar estes limites, não se deve esperar que as aberturas de fissuras reais correspondam estritamente aos valores estimados, isto é, fissuras reais podem eventualmente ultrapassar estes limites”.

As classes de agressividade ambiental dessa norma são dadas através da tabela 6.4.

Tabela 6.4 – (Tabela 1 na NBR 6118:2003) – Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração na estrutura
I	Fracá	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ¹⁾²⁾	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ¹⁾²⁾	
IV	Muito forte	Industrial ¹⁾³⁾	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuvas em ambientes predominantemente secos, ou em região onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 6.5 - (Tabela 13.3 na NBR 6118:2003) – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II a CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração c/ CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação freqüente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação freqüente
		ELS-D ¹⁾	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ¹⁾	Combinação freqüente

¹⁾ A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm (figura 3.1)

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens

ELS-W é estado limite de abertura das fissuras

ELS-F é estado limite de formação de fissuras

ELS-D é estado limite de descompressão

ELS-DP é estado limite de descompressão parcial

A tabela 6.5 acima é a mesma tabela apresentada na nova norma NBR 6118:2003, que trata das exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Ainda em consideração à fissuração no item **13.4.3 Controle da fissuração quanto à aceitabilidade sensorial** e utilização, lê-se: “Por controle de fissuração quanto à aceitabilidade sensorial, entende-se a situação em que as fissuras passam a causar desconforto psicológico aos usuários, embora não representem perda de segurança da estrutura. Limites mais severos de abertura de fissuras podem ser estabelecidos com o contratante, devendo, porém, ser considerado o possível aumento significativo do custo da estrutura”.

Ainda com relação a esta nova versão da norma NBR 6118:2003, no capítulo **7 Critérios de projeto visando a durabilidade**, seção **7.6 Controle da fissuração**, item **7.6.1**, lê-se: “O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura da armadura. Aberturas características limites de fissuras na superfície do concreto dadas em 13.4.2 em componentes ou elementos de concreto armado, são satisfatórias para as exigências de durabilidade”.

A tabela 7.2 da norma NBR 6118:2003 define as espessuras dos recobrimentos para os elementos comumente projetados em concreto estrutural.

Tabela 6.6 – (Tabela 7.2 na NBR 6118:2003) – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.4)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobertura nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto Protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobertura nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios e cordoalhas, sempre superior ao especificada para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitando um cobertura nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobertura nominal ≥ 45 mm.

A norma NB-1 evoluiu em relação à sua versão NBR 6118:1978 no sentido de que aquela tratava a espessura de cobertura somente em função deste ou daquele elemento estrutural e se revestidas ou não. Esta nova norma NBR 6118 enfoca o assunto tendo como parâmetros principais quatro classes de agressividade do meio ambiente com os cobrimentos sendo proporcionais a estas classes de agressividade: a localização da obra, a classe do concreto e a relação água/cimento. Outras mudanças relevantes, segundo FRANÇA (2004), foram:

- a) aparição de um capítulo exclusivamente para tratar de durabilidade;
- b) tratamento numa mesma norma dos assuntos de concreto simples, armado e protendido;
- c) f_{ck} mínimo de 20 MPa para concreto armado e 25 MPa para concreto protendido, e no máximo 40 MPa para ambos;
- d) permissão de maiores aberturas de fissuras em meio de baixa agressividade;
- e) flechas admissíveis estipuladas em função dos diferentes elementos que interagem com a estrutura;
- f) incorporação de novos elementos e avanços em outros procedimentos, como, por exemplo, na punção;
- g) fim da separação em elementos – visão estrutural unificada, e
- h) pequenas diferenças no cálculo das armaduras de flexão e força cortante e detalhamento das armaduras.

No aspecto de visão estrutural unificada são oportunas as críticas de VASCONCELOS⁹ que diz: “a NBR 6118:2003, praticamente, obriga o uso de computador”. E de BITTENCOURT¹⁰: “com o uso de softwares mais evoluídos, passou-se dos modelos bidimensionais para os tridimensionais. Quando se sofisticou demais o modelo estrutural, este se torna mais sensível do ponto de vista global. Se um elemento falhar, pode trazer problemas sérios, pois passa a existir uma interdependência entre eles. Hoje o projeto estrutural é muito mais realista do ponto de vista da deformabilidade. Não se pode subestimar este dado, sob o risco de gerar patologias e problemas de segurança”. A NBR 6118:2003 quando trata dos limites de deformação (veja-se tabela 13.2 desta norma) é mais rígida que sua versão anterior. Extraí-se dessa tabela, por exemplo, que

⁹ VASCONCELOS, Augusto C. Revista Técnica n° 86. Mai/2004 p 24 – 30.

¹⁰ BITTENCOURT, Túlio N. Revista Técnica n° 90. Set/2004 p 16 – 17.

nos elementos estruturais (vigas e lajes) sujeitos à flexão que suportam alvenarias estão limitados a se deslocarem no máximo em $1/500$, onde 1 é o vão no sentido em que a parede se desenvolve, ou 10 mm, ou ainda uma rotação de 0,0017 rad nesses elementos.

6.6 - O PROBLEMA DO ENCUNHAMENTO NAS VEDAÇÕES VERTICAIS

6.6.1 - INTRODUÇÃO

Desde os anos 90, quando a Secretaria de Obras começou a reformar os prédios do Poder Judiciário, tem-se deparado com uma maioria esmagadora de casos de fissuração em elementos de vedação vertical nesses prédios que foram motivos de reformas. Estes elementos de vedação em quase sua totalidade são paredes de alvenarias em tijolos cerâmicos. Tem sido grande a preocupação neste sentido por todo o corpo técnico deste órgão. Esta causa, sem dúvida, é a mais freqüente entre os casos de fissuração em elementos de vedações verticais em alvenaria cerâmica nos prédios reformados e a serem reformados pelo TJMG.

Antes de conclusões precipitadas, é imperativo o entendimento do comportamento das estruturas no âmbito da análise estrutural, de fenômenos inerentes às estruturas de concreto desde a concepção do projeto, passando pela execução, uso e manutenção ao longo de toda vida útil da edificação. As configurações típicas de trincas provocadas pela flexão de vigas e lajes foram apresentadas no Capítulo 3.

A alvenaria é o componente da obra mais suscetível à ocorrência de fissuras pela deformação do suporte (THOMAZ, 1996). “Há cerca de quinze anos, as estruturas eram menos deformáveis e a transmissão de cargas para as alvenarias era menor do que hoje quando vigas e pilares são construídos com concreto de maior resistência com peças mais flexíveis e com maior deformações” (FRANCO, 2004),

6.6.2 - AS VEDAÇÕES VERTICAIS

Segundo LORDSLEEM (2001), considerando somente o custo da vedação em relação ao edifício como um todo, pode-se alcançar 6% do custo total da obra. No entanto, levando-se em conta suas inter-relações com esquadrias, instalações elétricas, de informática, hidrossanitária, revestimentos e pintura, o custo mencionado poderá atingir 40% do valor total da obra (LORDSLEEM, 2001). Tendo estes percentuais em mente, não é nenhum exagero dar a devida atenção a estes elementos de vedação. Ainda segundo LORDSLEEM (2001), é consenso que a racionalização de alvenaria deve iniciar-se pela elaboração de um projeto construtivo, ou projeto para produção, o que permitiria a adoção de soluções adequadas e racionalizadas durante a execução, planejamento e controle, bem como a incorporação de técnicas executivas otimizadas (grifo nosso). Portanto, algumas medidas, sempre que possível, devem ser tomadas:

- a) Evitar nos projetos de estruturas concepções onde a alvenaria funcione como travamento da estrutura.
- b) Utilizar sempre que possível um maior número de ‘shafts’ verticais para manter ao máximo possível a integridade das vedações internas e externas.
- c) Dar preferência para divisórias removíveis desvinculadas do suporte superior, que, além do caso estrutural em questão, quando há muita mudança de ‘lay out’, esta será a opção mais indicada.

Os prazos mínimos descritos abaixo também devem ser respeitados de acordo com LORDSLEEM (2001), com o objetivo de permitir que ocorra uma parcela significativa das deformações da estrutura de concreto armado, minimizando o seu efeito na alvenaria de vedação. São eles:

- a) Concretagem do pavimento executada há pelo menos 45 dias.
- b) Retirada total do escoramento da laje do pavimento há pelo menos 15 dias.
- c) Ter sido retirado completamente o escoramento da laje do pavimento superior.
- d) Realização do chapisco há pelo menos 3 dias.

LORDSLEEM (2001) ainda recomenda que nem todas as paredes deverão estar ligadas aos pilares por dispositivos de fixação. Na maioria dos casos, a fixação lateral das alvenarias aos pilares deverá ser feita apenas pelo preenchimento da junta vertical de

argamassa. Caso contrário, deverá ser prevista a amarração metálica. Nos casos em que os elementos de ligação estrutura/alvenaria estiverem previstos em projeto, deve-se realizar tal ligação através de tela metálica eletrossoldada de malha 15 x 15 mm e fio de 1,65 mm. As situações em que se recomenda o uso de tela metálica são:

- a) Paredes sobre lajes em balanço (com ou sem viga).
- b) Paredes com comprimento superior a 12 m.
- c) Paredes com comprimento (C) entre 5 e 12 m sobre elementos muito deformáveis (lajes com espessura menor que $C/60$ e vigas com altura inferior a $C/16$).
- d) Trechos de parede com extremidade livre (sem ligação com outra parede ou outro pilar em pelo menos metade da altura H da parede), com comprimento inferior a $2H/3$. É válido também para trechos de paredes que ficam seccionadas em toda a altura por embutimento de prumadas em toda a espessura da parede.
- e) Paredes submetidas a vibração contínua, como, por exemplo: com aparelhos de ar condicionado suspenso ou a elevadores que se ligam aos pilares-parede.
- f) Paredes com extremidade superior livre.
- g) Paredes do primeiro pavimento em edifícios sobre pilotis.
- h) Situações que podem gerar intensos esforços na interface do pilar com a alvenaria.

Para início da elevação da alvenaria devem ser observados os prazos mínimos ideais: estarem concretadas pelo menos quatro lajes acima do pavimento e estarem totalmente desformadas duas lajes acima do pavimento.

6.6.3 - ENCUNHAMENTO DA ALVENARIA NA ESTRUTURA DE CONCRETO

Ao final da elevação das paredes de alvenaria tem-se o início da etapa de encunhamento, que nada mais é que a fixação superior da alvenaria à estrutura de concreto, com o objetivo de prendê-la à própria estrutura.

Em razão da solicitação e da concepção do projeto, é possível a ocorrência de três situações para fixação da alvenaria, conforme listado abaixo:

- a) A alvenaria funciona como travamento da estrutura.
- b) A alvenaria não funciona como travamento da estrutura e a estrutura que a envolve é deformável.
- c) A alvenaria não funciona como travamento da estrutura e a estrutura que a envolve é pouco deformável.

No primeiro caso, quando a alvenaria funciona como contraventamento da estrutura, é necessário que exista uma ligação efetiva e rígida entre elas. As paredes estarão submetidas a um estado elevado de tensões transmitidas pelas estruturas. Dessa forma, devem apresentar características de resistência mecânica compatível com as solicitações. O projetista de estruturas deve definir se as paredes estão sendo utilizadas como contraventamento ou não.

Para o encunhamento da alvenaria na estrutura, existem três técnicas básicas, ilustradas na figura 6.1.



Figura 6.1 – Tipos de encunhamentos da alvenaria na estrutura

- a) Cunhas de concreto pré-fabricadas: permite o maior aperto na alvenaria fazendo com que trabalhe rigidamente ligado à estrutura.
- b) Encunhamento por meio de tijolos cerâmicos maciços inclinados: possui efeito sobre a alvenaria bastante semelhante ao das cunhas pré-fabricadas de concreto.

- c) Preenchimento com argamassa expansiva: deve-se deixar uma abertura para fixação de 2 a 3 cm. Esta técnica pode ocasionar pontos com solicitações diferenciadas, com concentrações de tensões que podem trazer problemas à alvenaria.

O problema se agrava quando a alvenaria está envolta por uma estrutura deformável (pórticos de grande vão, lajes de grande vão tipo cogumelo, etc.) e não é utilizada como contraventamento; os procedimentos para fixação são bem diferentes. A fixação deverá dar-se com um material que tenha elevada capacidade de absorver deformações. Duas alternativas são recomendadas: a aplicação da espuma de poliuretano ou a aplicação de uma argamassa rica em cal e com baixo teor de cimento, como, por exemplo, uma argamassa 1:3:12 (cimento:cal:areia, em volume). É possível também o emprego de argamassas prontas para uso em assentamento, comumente aditivadas com polímeros, o que melhora as características de maior capacidade de absorver deformações.

No quadro a seguir são apresentadas duas possíveis situações para o planejamento da fixação da alvenaria à estrutura.

Tabela 6.7 – Planejamento da fixação da alvenaria (LORDSLEEM, 2001)

SITUAÇÕES	
IDEAL	ALTERNATIVA RECOMENDADA
a) Execução da estrutura até o último pavimento	a) Execução da estrutura de pelo menos quatro pavimentos, livre de escoramentos.
b) Execução da elevação da alvenaria do pavimento superior anterior aos inferiores	b) Início da elevação da alvenaria, de cima para baixo (do 4º para o 1º pavimento). Para execução da estrutura de mais de 4 pavimentos
c) Fixação da alvenaria de cima para baixo	c) Repetem-se as operações anteriores até que se tenha pelo menos 50% da elevação da alvenaria executada d) Inicia-se a fixação de cima para baixo

Para a execução da fixação ainda são recomendadas as limitações apresentadas no quadro a seguir

Tabela 6.8 – Recomendações para a fixação da alvenaria – Limitações
(LORDSLEEM, 2001)

Para a execução da fixação
<p>a) Último dos quatro pavimentos de alvenaria deverá ter sido executado há pelo menos 30 dias.</p> <p>b) Estarem executadas as alvenarias dos três pavimentos acima do pavimento mais alto do lote de quatro.</p> <p>c) Respeitar um prazo mínimo de 24 horas entre o término da fixação de uma parede no pavimento superior e a fixação da parede correspondente ao pavimento inferior.</p> <p>d) Em edifícios sobre pilotis recomenda-se que a fixação das paredes do primeiro pavimento seja postergada ao máximo.</p>
Para a fixação do último lote de pavimentos
<p>a) A elevação da alvenaria do último pavimento deverá ter sido executada há pelo menos 30 dias.</p> <p>b) Estar pronto o telhado (se houver) ou o isolamento térmico da laje de cobertura (quando existir laje impermeabilizada). Quando não for possível nenhuma das duas alternativas, deve ser executado um isolamento térmico provisório, a ser mantido até a execução definitiva da solução de cobertura.</p>

6.6.4 – CONCLUSÃO

No Forum da Comarca de Três Pontas, todas as paredes internas ou externas estão totalmente íntegras, não apresentando quaisquer fissuras que chamem a atenção. A conclusão de tal fato é a de que nenhuma das paredes internas deste Forum é encunhada nos elementos estruturais superiores (neste prédio há duas lajes formando caixão perdido).

Portanto, a primeira recomendação é a de sempre que possível fugir dos encunhamentos; caso contrário, seguir as orientações contidas nesses itens. Segundo FRANÇA (2002), as alvenarias que mais sofrem os problemas de fissuração em decorrência das variações dimensionais advindas das propriedades reológicas do

concreto armado: são aquelas alvenarias construídas com argamassas mais rígidas, isto é, com um módulo de elasticidade muito alto e blocos cerâmicos com pequena resistência mecânica são os conjuntos que mais sofrem os efeitos desta patologia.

Este trabalho procura dar um enfoque mais realista no que se refere ao comportamento das estruturas de concreto, tendo como referência prédios construídos pelo Poder Judiciário nos últimos sessenta anos. Espera-se que este trabalho venha a ser útil para os engenheiros e arquitetos do TJMG, principalmente àqueles técnicos ligados diretamente à produção de textos técnicos assim como na contratação de projetos estruturais. Espera-se também que este estudo norteie a equipe técnica do TJMG na escolha de melhores técnicas de reparo, recuperação e reforço nas próximas obras de reforma que o órgão planejar. De modo que, o encorajamento na vanguarda no que se refere a projetar, ou melhor, conceber bem uma estrutura, como um todo, e não como se ela funcionasse sozinha sem as contingências das alvenarias, caixilhos, revestimentos, tubulações, e todo o resto.

Entende-se que este trabalho deve ser contínuo, tendo como paradigma o desenvolvimento sustentável, de modo que esta bandeira seja levantada por este órgão, sendo preocupação constante o ato de fazer mais, melhor, durável e por menor preço.

7

ESTUDOS DE CASOS

7.1 – INTRODUÇÃO

A maioria dos problemas ocorrida nos prédios dos Fóruns de Minas Gerais são pequenas imperfeições, pequenas fissuras. Segundo CUNHA et al (2001), não são somente os grandes acidentes que trazem lições para a comunidade dos profissionais da engenharia. As pequenas imperfeições, os pequenos enganos, as pequenas desatenções, podem estar na origem de grandes anomalias e grandes prejuízos repetidas vezes nos patrimônios público e privado. As pequenas causas podem acarretar grandes conseqüências.

Os vinte e seis casos de fóruns que foram alvo de reformas relacionadas com reparo, reforço ou recuperação de estruturas estão listados na Introdução deste trabalho. Na seqüência, foram escolhidos e discutidos seis estudos de casos a saber:

Sacramento (deformação excessiva),

Belo Horizonte – prédio do Centro Operacional (sobrecarga e deformação excessiva),

Congonhas, Sabará e Cataguases (recalque de fundação) e

Açucena (outras causas).

7.2 – FISSURAS CAUSADAS POR DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

7.2.1 – SACRAMENTO

FICHA-PADRÃO DE DADOS DE ARQUIVO E DE CAMPO		
1	COMARCA: SACRAMENTO	
2	DADOS SOBRE A LOCALIZAÇÃO DA COMARCA NO ESTADO DE MINAS GERAIS	
	Região: III	Coordenadas no mapa de Minas Gerais - Quadrícula: F5
3	DADOS ARQUITETÔNICOS	
	Prédio-Padrão Tipo: 1	Área do Prédio (m ²): 580 Número de Pavimento: 2
4	DADOS DE IDADES	
	Tempo de construção do edifício: construção de 1966, portanto 38 anos.	
	Tempo de execução da reforma do edifício: nov/97, aproximadamente 7 anos	
5	DADOS ESTRUTURAIS	
	Descrição sucinta da concepção da estrutura do edifício: construção em concreto armado convencional, com lajes maciças. O tipo de fundação é ignorado.	
	Existe projeto estrutural? Sim	Existe memória de cálculo? Não Existe sondagem? Não
6	DADOS DO DIAGNÓSTICO ANTES DA REFORMA	
	<p>Considerações gerais da situação em que o prédio se encontrava:</p> <p>Deformações: A laje sobre a Secretaria apresentou grande deformação devido à carga direta de uma parede em alvenaria cerâmica que divide os Gabinetes de juiz e promotor.</p> <p>Fissuras: A parede sofreu fissuras da ordem de 5,0 mm, apresentando também trechos de descolamento desta parede com o suporte.</p> <p>Recalques de fundação: Não foram observados.</p> <p>Houve mau uso da estrutura? Não se sabe ao certo, porém, normalmente, juizes e promotores dispõem de grande número de livros, às vezes formando bibliotecas colossais.</p>	
7	DADOS DA TERAPÊUTICA APÓS A REFORMA	
	Descrição sucinta da terapêutica utilizada: Foi utilizado um perfil I 12" x 5 ¼" bi-apoiado sobre coxins de 25 cm de espessura x 51 cm de altura x 130 cm de comprimento, armado com 2 Ø 5.0 em cima e 2 Ø 8.0 em baixo com estribos espaçados de 20 cm. E costura de trincas nas alvenarias fissuradas, conforme projeto-padrão PR-TRINCAS (vide Anexo C)	
8	DADOS PARA AVALIAÇÃO DE RELAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO	
	Custo total da reforma: R\$ 88.730,39	
	Custo total relativo aos reforços e reparos: R\$ 513,38	
	Percentual do custo do reforço em relação ao custo total da reforma: 0,58 %	
9	FONTE: caixa 20/4/2/4/X Engenheiro Fiscal da Obra: José Agostinho de Hipona Rodarte Assunção	

7.2.1.1 – APRESENTAÇÃO DA PATOLOGIA

O forum-padrão tipo I ou comumente chamado de ‘três pilares’ é o tipo de edifício mais construído no Estado de Minas Gerais, com pode ser comprovado através do Anexo B.

Nos exemplares que foram reformados e tiveram a participação deste autor, observou-se sempre uma flecha excessiva devida à flexão da laje entre o primeiro e o segundo pavimento. No primeiro pavimento, localiza-se a Secretaria e acima estão os gabinetes de juiz e promotor. Uma parede cega divide estas salas sobre a laje. A parede apóia-se diretamente sobre a laje sem a presença de viga para absorção direta desta carga.

Como o caso foi igualmente vislumbrado nos prédios de Sacramento, Cássia, Carmo do Paranaíba e Manhumirim, acredita-se que houve uma subestimação da carga da parede ou a laje não foi dimensionada adequadamente para receber tal carga sem o concurso de viga. No caso de Sacramento, que ilustra este estudo de caso, pode ser observado que o componente de suporte, ou seja, a laje, deflexionou a ponto de aparecer uma fenda entre o rodapé e o piso. Além da separação da parede com o piso, a alvenaria apresentou outras trincas que sugeriram o funcionamento da mesma com o efeito parecido com a dos arcos

Em outros casos como os de Manhumirim, Carmo do Paranaíba e de Cássia, a parede não possuía rigidez semelhante à que foi acima citada, isto é, no prédio de Sacramento, e os danos foram maiores. Nestes casos, foram construídas vigas de concreto armado sob a laje.

7.2.1.2 – REFORÇO DA LAJE

No prédio de Sacramento foi utilizado um perfil **I 12” x 5 ¼”** bi-apoiado sobre coxins de 25 cm de espessura x 51 cm de altura x 130 cm de comprimento, armado com 2 Ø 5.0 em cima e 2 Ø 8.0 em baixo com estribos espaçados de 20 cm. As costuras de trincas nas alvenarias fissuradas foram executadas conforme projeto-padrão PR-TRINCAS (vide Anexo C). Em nenhum desses casos pretendeu-se restituir a

planicidade das lajes. O reforço foi feito apenas com o intuito de conter possíveis aumentos de flechas.

7.2.1.3 – TOMADAS FOTOGRÁFICAS EM 30 DE JUNHO DE 2004

A figura 7.2.1 mostra a fachada principal do Forum de Sacramento. Este prédio é o forum-padrão tipo I (três pilares).



Figura 7.2.1: Forum de Sacramento

A foto 7.2.2 mostra a viga metálica em perfil I 12” x 5 ¼” revestida com argamassa para contenção das deformações encontradas na laje em 1997.



Figura 7.2.2: Viga metálica revestida com argamassa para contenção de flecha na laje.



Figura 7.2.3: Um dos lado da parede sobre a laje com a viga de reforço



Figura 7.2.4: O outro lado da mesma parede sobre a laje com a viga de reforço

As fotos 7.2.3 e 7.2.4 mostram os dois lados da mesma parede sobre a laje com a viga de reforço que se encontrava fissurada em novembro de 1997, época em que foi também costurada de acordo com o projeto-padrão PR-TRINCAS (vide Anexo C). Salienta-se que a parede, mostrada nas duas fotos anteriores, manteve-se íntegra após o reforço da laje na qual se apóia.

7.2.1.4 – LIÇÃO A APRENDER

A lição a tomar é a de que a laje não deve ter sido verificada no seu Estado Limite de Serviço no que se refere a deformações para limitação de flechas admissíveis. Com o advento da nova norma NBR 6118:2003 e o uso de softwares otimizados gerando estruturas cada vez mais sensíveis, o expediente de verificar deformações se torna muito mais importante e imperativo.

7.2.1.5 –CONCLUSÃO DESTE CASO

Neste estudo de caso, a intervenção foi eficaz, pois, depois de transcorridos sete anos, não se observaram reincidências de fissurações nessa parede. A região onde os coxins se apóiam nas alvenarias não apresentou fissurações consideráveis, apenas microfissuras de difícil visualização. A relação custo-benefício ficou num percentual muito baixo em relação ao custo final da obra de reforma. Portanto, neste caso a intervenção, que foi adotada, continua sendo indicada para casos semelhantes.

7.3 – FISSURAS CAUSADAS POR SOBRECARGA

7.3.1 – BELO HORIZONTE (PRÉDIO DO CENTRO OPERACIONAL – CEOP)

FICHA-PADRÃO DE DADOS DE ARQUIVO E DE CAMPO		
1	COMARCA: BELO HORIZONTE (PRÉDIO DO CENTRO OPERACIONAL – CEOP)	
2	DADOS SOBRE A LOCALIZAÇÃO DA COMARCA NO ESTADO DE MINAS GERAIS	
Região: I	Coordenadas no mapa de Minas Gerais - Quadrícula: F9	
3	DADOS ARQUITETÔNICOS	
Prédio-Padrão Tipo: N	Área do Prédio (m ²): 4.909,3	Número de Pavimentos: 5
4	DADOS DE IDADES	
Construção do edifício: 1992		
Execução da reforma do edifício: 1993		
5	DADOS ESTRUTURAIS	
Descrição sucinta da concepção da estrutura do edifício: Prédio de cinco pavimentos, em concreto pré-fabricado sobre fundação em estacas FRANKI.		
Existe projeto estrutural? Sim Existe memória de cálculo? Sim Existe sondagem? Sim		
6	DADOS DO DIAGNÓSTICO ANTES DA REFORMA	
Considerações gerais da situação em que o prédio se encontrava: Deformações: Os balanços das fachadas se deformaram mais do que o previsto em projeto. Fissuras: As paredes das fachadas laterais fissuraram consideravelmente, chegando a perder a conexão com os pilares da estrutura. Recalques de fundação: Não foram observados. Houve mau uso da estrutura? Não.		
7	DADOS DA TERAPÊUTICA APÓS A REFORMA	
Descrição sucinta da terapêutica utilizada no edifício: Inserção de juntas tipo FUGENBAND entre a estrutura e a alvenaria, e reforço dos balanços.		
8	DADOS PARA AVALIAÇÃO DE RELAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO	
Custo total da reforma: não foi apurado, o fornecedor assumiu os custos.		
Custo total relativo aos reforços e reparos: idem.		
Percentual do custo do reforço em relação ao custo total da reforma: idem.		
9	FONTE: ARQUIVO DA SECRETARIA DE OBRAS DO TJMG – CAIXAS N ^{OS} : 16/10/6/8/X, 16/9/6/5/X, 16/9/6/6/X e 16/10/5/5/X Eng ^o Fiscal: Antônio Ribeiro Martins	

7.3.1.1 – DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O edifício do Centro Operacional do TJMG – CEOP – localizado na Av. do Contorno, 629, em Belo Horizonte, é uma construção de cinco pavimentos com dimensões aproximadas de (40 x 65) metros em planta. A estrutura é em concreto pré-fabricado, exceto na caixa de escadas e elevadores cuja estrutura é em concreto moldado “in loco”. A fundação é em estacas tipo FRANKI. A estrutura pré-moldada é constituída de pilares espaçados de 7,5 m e balanços de 4,5 m existentes na fachada principal e posterior. As fachadas laterais fazem divisas com terrenos vizinhos e são constituídas de paredes de alvenaria sem quaisquer aberturas, apoiadas sobre vigas pré-fabricadas, com dimensões da ordem de (65 x 11) m², sem nenhuma junta de dilatação.

O primeiro pavimento, denominado de nível S, abriga garagem, oficina, subestação, caixa de água subterrânea, etc. O segundo pavimento, denominado de L, abriga o arquivo geral do TJMG, além de almoxarifado, gráfica e carpintaria. O próximo pavimento SL é também usado para arquivo e Laboratório de Informática, entre outras salas menores. O quarto pavimento é destinado à Secretaria de Informática e o quinto à Secretaria de Obras. Acima ainda existe um pavimento de serviços onde há casa de máquinas e caixa de água.

7.3.1.2 – APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

Com uma sobrecarga da ordem de 25 KN/m² no pavimento de arquivo do nível L, houve deformações dos balanços e dos vãos centrais da estrutura provocando intensa fissuração nas alvenarias das fachadas laterais. As trincas surgiram principalmente nas junções das vigas biapoiadas nos consoles, estendendo-se verticalmente ao longo de toda a altura dos pilares. Com uma frequência menor, surgiram trincas também na junção das paredes com as vigas, principalmente nos balanços.

7.3.1.3 –DIAGNÓSTICO

Foi contratada consultoria¹¹ composta de professores da UFMG, através da Fundação Christiano Ottoni, que deu o diagnóstico abaixo apresentado.

As causas do aparecimento das trincas foram:

- a) “As paredes externas, com área aproximada de 65m x 11m sujeitas a variações de temperatura por não terem nenhuma junta de movimentação, podem ter sofrido movimentações térmicas dando origem ao aparecimento de trincas com configurações tipicamente verticais”.
- b) “As mudanças higroscópicas devidas a variações de umidade das paredes externas muito extensas e expostas às intempéries podem ter provocado variações dimensionais nos tijolos e nas argamassas de assentamento por serem estes materiais porosos, provocando o aparecimento de trincas também com configurações verticais”.
- c) “As vigas biapoiadas de 7,5 m de vão, que servem de apoio para as paredes extensas, sob ação do carregamento, tendem a deformar-se; provocando o aparecimento de rotações relativas nos apoios, que podem ter causado o surgimento de trincas com configurações tipicamente verticais como as que apareceram no edifício do Centro Operacional”.

Dentre as três causas concorrentes no dano, a principal foi a movimentação das vigas isostáticas biapoiadas, visto que suas deformações, embora dentro dos limites da Norma Brasileira, são incompatíveis com a fragilidade das paredes. No entanto, cabe ressaltar que as trincas não comprometem a segurança da estrutura, mas se não tratadas convenientemente, podem comprometer o desempenho das paredes como elemento de vedação, principalmente no tocante a estanqueidade.

A obra desenvolveu-se durante o ano de 1992, e os reparos foram executados no ano seguinte. As deformações foram excessivas nos balanços, a ponto de serem reforçados. Portanto, admite-se falhas com respeito ao projeto de estruturas, quando se trata dos limites de deformação.

¹¹ DA SILVA, Roberto M. Relatório Técnico – Análise de trincas nas paredes externas do Centro Operacional do Tribunal de Justiça de MG. DEES – UFMG. Belo Horizonte, 03 de setembro de 1993.

7.3.1.4 – TERAPIA ADOTADA PARA SANAR O PROBLEMA

As movimentações de ordem térmicas e higroscópicas não podem ser evitadas, pois as paredes externas estão expostas às intempéries; e nem as movimentações devidas a deformabilidade da estrutura, visto que o carregamento das vigas que suportam as paredes é constituído de uma parcela de carga accidental. Diante desta realidade, fez-se necessária a execução de um sistema eficiente de juntas elásticas, de modo que estas movimentações não prejudiquem o desempenho dessas paredes. Nos locais onde ocorreram as trincas entre elementos estruturais de concreto pré-fabricado, especialmente ao longo da altura dos pilares, e alvenarias, foram adotadas um sistema de juntas elástica conhecida como juntas tipo “FUGENBAND”. Estas juntas devem ser estanques, uma vez que as fachadas laterais onde se localizam as trincas receberão um grande volume de água de chuvas devido à ausência de beiral.

7.3.1.5 – LIÇÕES A APRENDER

O aparecimento de trincas numa edificação promove três aspectos fundamentais: o aviso de que a estrutura corre algum risco, o comprometimento do desempenho da obra em serviço, no que tange à estanqueidade, à durabilidade, ao isolamento acústico, etc, e ao desconforto psicológico dos usuários.

Um edifício consiste num sistema integrado de elementos de diversos materiais que o compõe, com características, resistências e propriedades diferenciadas. Ao se projetarem estruturas acima de 30 m de extensão em planta, normalmente é necessário um sistema adequado de juntas que absorva deformações inerentes aos materiais que interagem entre si. A durabilidade e a resistência dos materiais também estão diretamente relacionadas com as condições de aplicação, uso e exposição.

É bastante comum, em nosso país, a produção independente dos projetos arquitetônico, estrutural e complementares, que podem gerar incompatibilidades. Via de regra, tais incompatibilidades geram tensões desfavoráveis para alguns materiais, originando

trincas. Atualmente, na Gerência de Projetos do TJMG, todos os projetos são produzidos conjuntamente, em reuniões entre todos os autores de cada projeto. Lamentavelmente, no Brasil, é comum projetarem-se estruturas e fundações, sem se levar em consideração se a estrutura é rígida ou flexível, sem se levar em conta as propriedades elásticas de cada material constituinte dos elementos componentes. Calculam-se estruturas sem preocupação com as vinculações dos nós. Projetam-se vedações sem a consideração da ocorrência de recalques diferenciais e acomodações da estrutura. Segundo THOMAZ (1996), ainda não se tem notícia de que no Brasil a compilação de dados sobre a origem de problemas patológicos nos edifícios e suas manifestações mais típicas foi feita. Isto tem retardado o desenvolvimento das técnicas de projetar e de construir, cerceando a possibilidade de se evitarem erros que, ao longo do tempo, têm-se repetido inúmeras vezes.

7.3.1.6 – TOMADAS FOTOGRÁFICAS EM 20 DE JANEIRO DE 2005



Figura 7.3.1 – Fachada Principal do Centro Operacional



Figura 7.3.2 – Fachada Posterior destacando os balanços



Figura 7.3.3 – Fachada lateral com alvenaria dotada de juntas “FUGENBAND”



Figura 7.3.4 – Alvenaria íntegra sobre viga do balanço após inserção de juntas



Figura 7.3.5 – Detalhe de console curto de pilar do sistema pré-moldado

7.3.1.7 – CONCLUSÃO DESTE CASO

O enxerto de juntas “FUGENBAND” foi providencial, tendo em vista que, as alvenarias passaram a trabalhar sem absorver tensões incompatíveis com sua capacidade resistente. A integridade das paredes das fachadas laterais pode ser constatada através das fotos apresentadas no item anterior. Esse é um caso típico das duas causas (sobrecarga e deformação excessiva) que concorreram conjuntamente no desenvolvimento de um processo generalizado de fissuração nas alvenarias. Essa ocorrência foi, particularmente, comentada neste trabalho, no item **6.4 – Relação entre sobrecarga e deformação**.

7.4 - FISSURAS CAUSADAS POR RECALQUE DE FUNDAÇÃO

7.4.1 – CONGONHAS

FICHA-PADRÃO DE DADOS DE ARQUIVO E DE CAMPO		
1	COMARCA: CONGONHAS	
2	DADOS SOBRE A LOCALIZAÇÃO DA COMARCA NO ESTADO DE MINAS GERAIS	
	Região: I	Coordenadas no mapa de Minas Gerais - Quadrícula: G9
3	DADOS ARQUITETÔNICOS	
	Prédio-Padrão Tipo: 10	Área do Prédio (m ²): 807,50
		Número de Pavimentos: 1 e 2
4	DADOS DE IDADES	
	Construção do edifício: De 10/09/94 a 06/01/95	
	Execução da reforma do edifício: De fevereiro a outubro de 1998	
5	DADOS ESTRUTURAIIS	
	Descrição sucinta da concepção da estrutura do edifício: Prédio em estrutura de concreto armado (pilares, vigas e lajes maciças) e fundações em sapata corrida.	
	Existe projeto estrutural? SIM	Existe memória de cálculo? NÃO
		Existe sondagem? Existe, porém NÃO encontrada
6	DADOS DO DIAGNÓSTICO ANTES DA REFORMA	
	Considerações gerais da situação em que o prédio se encontrava: Deformações: As lajes de forro apresentaram flechas excessivas. Fissuras: As fissuras nas alvenarias foram causadas pela movimentação da estrutura devido à perda de capacidade de suporte do terreno que sofreu o fenômeno conhecido como “piping”. Não foram observadas fissuras em elementos estruturais. Recalques de fundação: Houve rompimento de redes que passam pela rua da fachada principal. O fluxo d’água penetrou por debaixo do prédio. Apresentou-se o fenômeno retroerosão tubular, vulgarmente conhecido como “piping”. Houve mau uso da estrutura? Não	
7	DADOS DA TERAPÊUTICA APÓS A REFORMA	
	Descrição sucinta da terapêutica utilizada no edifício: As alvenarias foram costuradas de acordo com o projeto-padrão PR-TRINCAS (vide Anexo C). As lajes deformadas foram reforçadas com perfil soldado I 12”. A retroerosão tubular fez originar um “túnel” por baixo do prédio provocado pelo fluxo d’água. O “túnel” foi obturado com bombeamento de argamassa com aditivo expensor. A drenagem do muro de arrimo foi refeita.	
8	DADOS PARA AVALIAÇÃO DE RELAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO	
	Custo total da reforma: R\$ 110.740,16.	
	Custo total relativo aos reforços e reparos: R\$ 33.364,10	
	Percentual do custo do reforço em relação ao custo total da reforma: 30,13 %	
9	FONTE: Arquivo da Secretaria de Obras do TJMG – caixa nº 20/4/8/1/X Engenheiros Fiscais da Obra: Antônio Ribeiro Martins e Paulo Marcos de Castro De Bellis	

7.4.1.1 - INTRODUÇÃO

Este caso pretende mostrar que cada recuperação adotada nas estruturas é um caso único a considerar, muitas das vezes sem precedentes, quer sejam em experiências de engenheiros, ou contidos na literatura técnica disponível. Um caso singular de ‘piping’ ocorreu no prédio do Forum de Congonhas, conhecida cidade dos profetas do escultor brasileiro Antônio Francisco Lisboa – o Aleijadinho. O Forum de Congonhas é uma construção recente, concluída em janeiro de 1995. A estrutura é em concreto armado, composta de pilares, vigas e lajes maciças. As fundações são em sapatas corridas, de acordo com o projeto a disposição nos arquivos do Tribunal de Justiça. Posteriormente, quando se inspecionaram as fundações ao longo da erosão subterrânea, foi observada a presença de tubulões. Hoje, imagina-se que este fato tenha sido primordial para que os danos não tomassem maiores proporções.

7.4.1.2 - APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

O caso consiste num rompimento de adutora de água potável que passa na via pública, onde o fluxo de água penetrou por baixo deste prédio de maneira silenciosa e inicialmente imperceptível. Os usuários do prédio público só começaram a ter a atenção chamada quando muitas trincas começaram a aparecer de maneira generalizada por todo o edifício. Até que, depois de uma forte chuva, uma grande quantidade de terra e lama derrubou o muro dos fundos da casa destinada ao juiz da Comarca. Foram retirados cerca de 120 m³ de solo saturado. Este fato provocou o rompimento de pontos na rede de esgoto, agravando o problema. No dia 17/02/1998 “toda a área havia cedido e um mastro de bandeira atingiu uma funcionária do Forum” de acordo boletins de ocorrência¹² sugerindo a evacuação dos dois prédios.

Na primeira investigação, a surpresa foi muito desagradável, pois foi encontrado um túnel sob toda a diagonal da planta do prédio que vai da diagonal da direita da fachada

¹² Boletins de ocorrência n^{os} 444 e 448-98 - Polícia Militar de Minas Gerais 9º BPM 16 e 17/02/1998

principal até a esquerda da fachada posterior, como pode ser explicado pelo croquis da figura 7.4.1.1. Em 19/02/1998, houve a evacuação de todos os servidores, e o prédio foi interditado e isolado, assim como a casa do juiz.

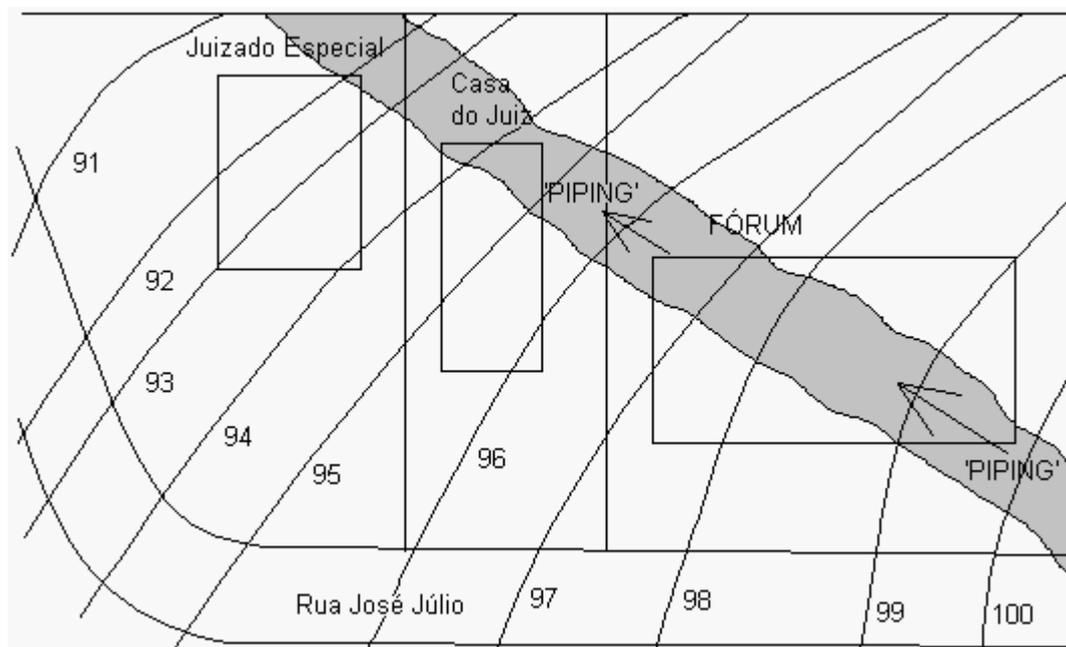


Figura 7.4.1.1 – Situação dos prédios públicos e o fenômeno ‘piping’

7.4.1.3 - RELATÓRIOS DAS CONSULTORIAS

Num primeiro Relatório Consultivo¹³, foi recomendada a demolição completa de todo o prédio, inviabilizando projetos de recuperação da construção. O parecer observa que no platô mais alto se localiza o prédio do Fórum, no intermediário a casa do juiz e no mais abaixo o Juizado Especial. Segundo o documento, na formação dos platôs, a compactação do terreno deve ter sido irregular a ponto de facilitar erosão subterrânea através do fenômeno conhecido como ‘piping’. A erosão começou na Rua José Júlio, causando grande cratera a montante do platô onde se edifica o Fórum. A água percorreu superficialmente e chegou à zona de contato aterro-terreno e começou sua infiltração causando linhas de fluxo carreando material do aterro. A ruptura da adutora e as chuvas

¹³ OLIVEIRA, Francisco A. – FUNDAÇÃO GORCEIX – *Perícia Executada nas obras do Fórum da Comarca de Congonhas/MG*. Ouro Preto, 27 de fevereiro de 1998.

intensas aceleram o processo que já havia começado há muito tempo. A conclusão do Relatório da Fundação Gorceix argumenta na difícil avaliação das crateras e no número imenso de fissuras aliado à fundação direta em sapatas sem apoio – “não recomenda o aproveitamento ou recuperação da construção. Qualquer solução eficaz e garantida esbarrará no custo que sobrepujará o de um novo projeto e sua execução. Então, o prejuízo menor será a sua demolição”.

No entanto a equipe técnica do Tribunal de Justiça resolveu, mesmo contrariando a recomendação de demolição, recuperar a construção; pois outro relatório de geotécnicos¹⁴ acenou para a recuperação da estrutura, solicitando as seguintes primeiras providências:

- a) Execução de três furos de sondagens à percussão SPT, próximas às extremidades da casa do juiz;
- b) Execução de nove sondagens à percussão, duas em cada extremidade lateral do forum e um na área interna;
- c) Escavação de poços de inspeção estrategicamente localizados, de forma a tentar mapear o caminho da erosão tubular existente;
- d) Retirada de dois perfis transversais, planialtimétricos, para estudo do reforço do muro de fundos da casa do juiz;
- e) Desobstrução do material depositado na erosão maior existente na parte frontal do Forum, somente na entrada, para inspeção da mesma (retirada do arbusto caído);
- f) Desvio imediato da água pluvial que continua infiltrando rumo à erosão;
- g) Mapeamento da retroerosão, destacando inclinação e dimensões (largura e altura médias); e finalmente,
- h) Injeção de argamassa bombeada com aditivo expansivo com o intuito de preenchimento dos vazios.

¹⁴ VELLOSO, Sérgio - Sergio M. Pimenta Velloso – Engenheiros Consultores. *Consultoria técnica para acompanhamento do sinistro de 19/02 a 29/04/1998*

7.4.1.4 - A INTERVENÇÃO

Para se estabilizar a casa do juiz, assim como o muro divisório entre ela e o Forum, foram feitas sob as sapatas corridas, estacas-brocas com \varnothing 15 cm e profundidade de 700 cm, com concreto $f_{ck} = 15$ MPa, armadas com 6 \varnothing 8.0 mm e estribos de \varnothing 4.2 mm espaçados de 10 cm. Entre as estacas e a base das sapatas foram feitos blocos de 120 x 120 cm e altura de 40 cm, armados com ferragem de \varnothing 8.0 mm a cada 10 cm. O muro divisório, além do reforço na base, recebeu do lado de baixo, um arrimo de modo a conter o empuxo da argamassa de obturação da retroerosão, que será descrita adiante. Antes do começo dos serviços de injeção de argamassa, foram escavados alguns poços de visita devidamente espaçados com o fito de facilitar e melhor controlar o preenchimento dos vazios no subsolo. Estas escavações totalizaram 25,01 m³. A retroerosão tubular fez originar um “túnel” debaixo do prédio que foi obturado com 120 m³ de argamassa bombeada com 150 Kg de cimento/m³ e aditivo expensor.

As lajes deformadas foram reforçadas com perfil soldado I 12” com chapas perfil 3/8” apoiados sobre coxins (vide foto 7.4.1.4). Neste caso, as causas das flechas excessivas devem ter sido decorrente da associação da falta de contraflecha, sendo que no projeto estrutural não há tal recomendação, além das movimentações da estrutura por causa do carreamento de solo sob a fundação.

Assim foi feito, e a reforma geral ficou em torno de 15% do valor que seria a demolição e construção de outro prédio de igual área. Os serviços relativos à recuperação da construção não chegaram a 5% do valor que representaria o demolir e o construir de novo. Portanto, a relação custo-benefício foi excelente.

7.4.1.5 - TOMADAS FOTOGRÁFICAS EM 24 DE MARÇO DE 2004

As fotos a seguir mostram a situação atual de alguns elementos que foram alvo de intervenções na reforma e recuperação do prédio do Forum de Congonhas.



Figura 7.4.1.2 – Fachada principal

Para prevenir futuros transtornos relativos a rompimentos de rede de água pluvial, foi instalada uma espécie de ladrão na rede de água pluvial que passa pela rua José Júlio, como pode ser notado na figura 7.4.1.3.



Figura 7.4.1.3 – Extravasador na rede de água pluvial



Figura 7.4.1.4 – Viga metálica para conter a deflexão da laje

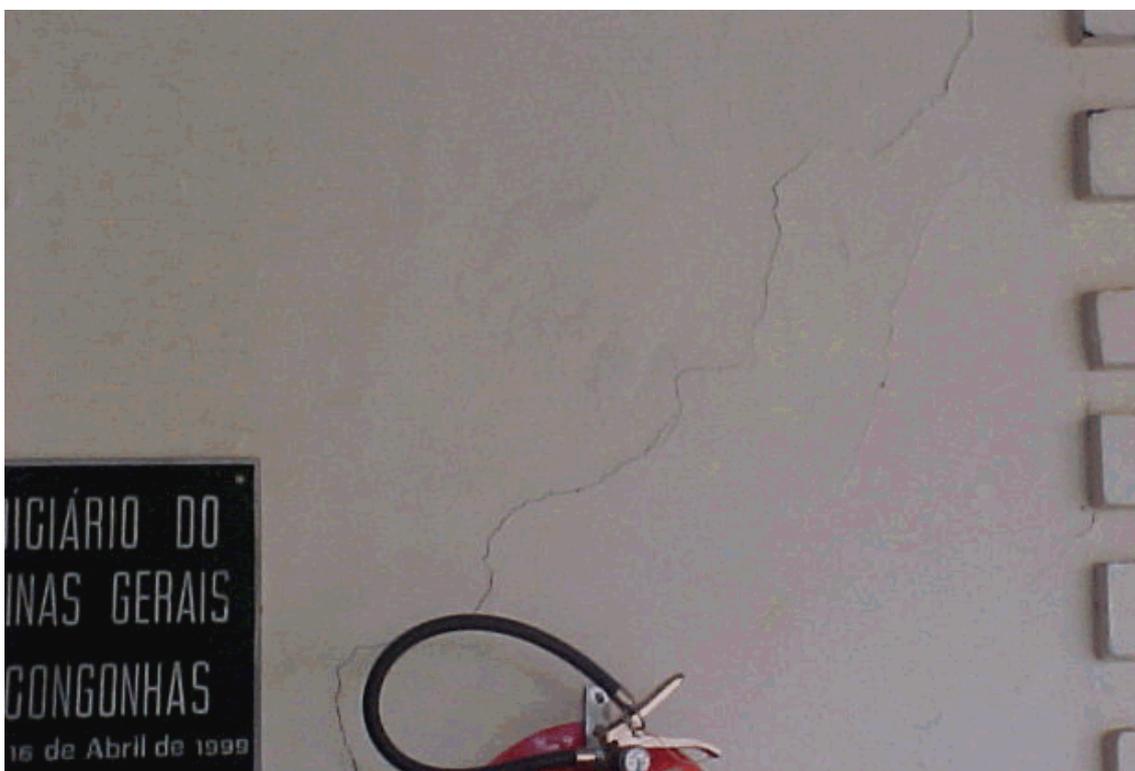


Figura 7.4.1.5 – Trinca inclinada posterior ao reforço de fundação

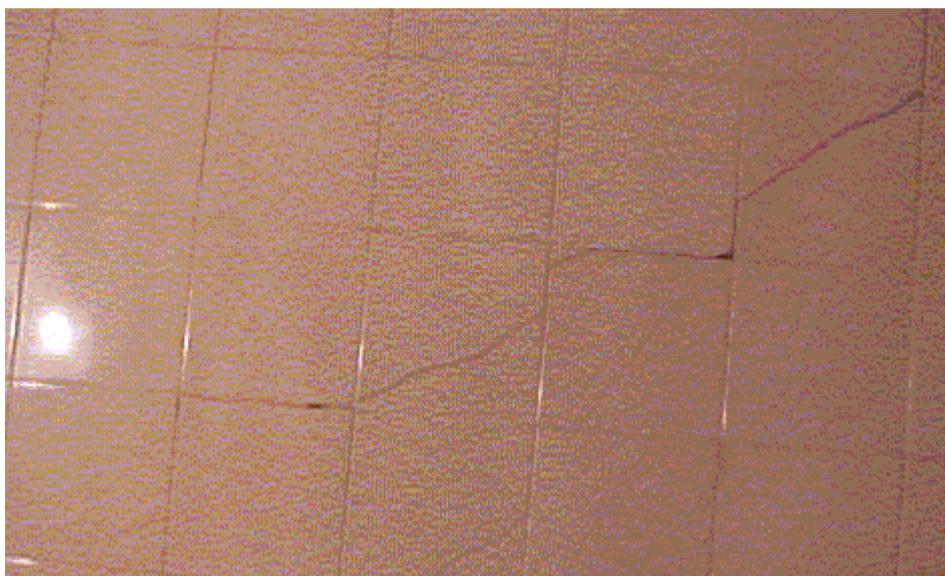


Figura 7.4.1.6 – Trinca inclinada posterior ao reforço de fundação

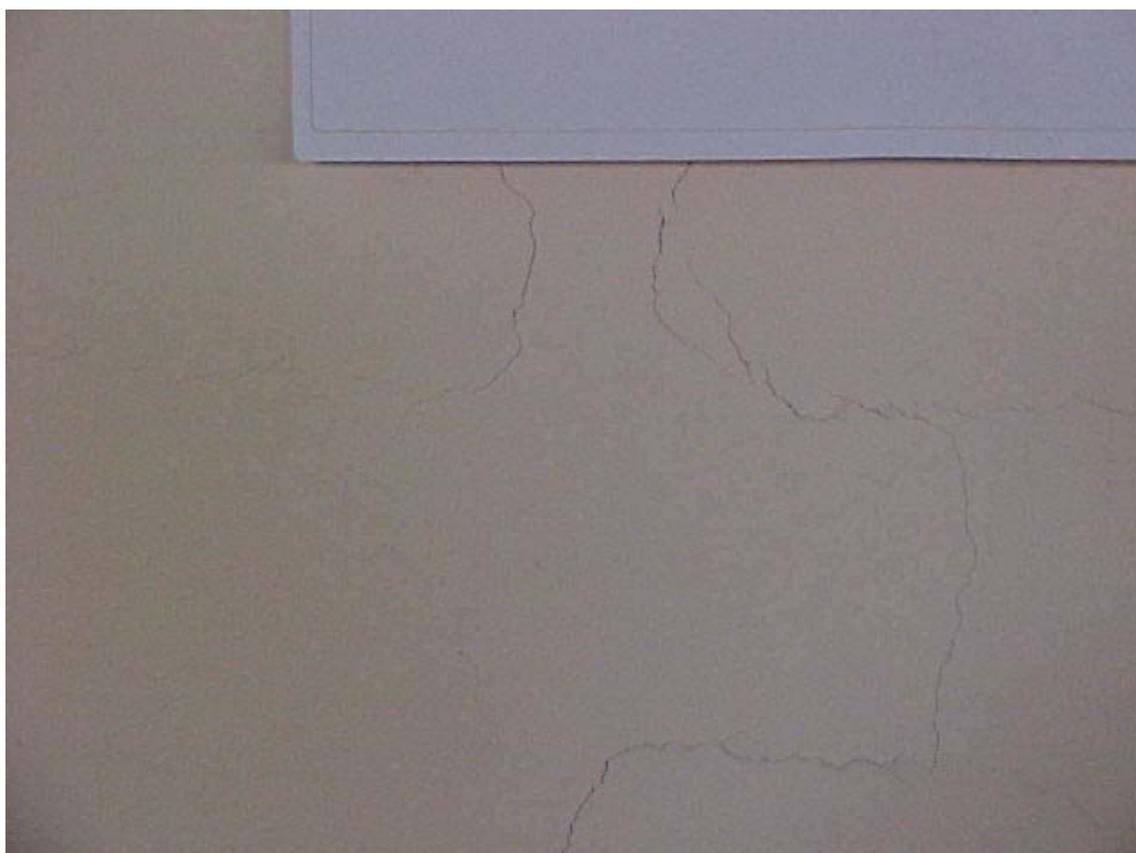


Figura 7.4.1.7 – Trinca periférica ao grampo da costura da alvenaria

As três figuras anteriores e a seguinte mostram que mesmo depois da obturação do solo sob as fundações, novas trincas apareceram. O fato vem confirmar que a interação estrutura/solo ainda está sofrendo acomodações. Os elementos de concreto usados no

reforço estão ainda sujeitos à variabilidade dimensional e a estrutura está-se acomodando e redistribuindo esforços para as alvenarias que invariavelmente voltam a fissurar. Aproximadamente 150 cm de uma costura que se manteve fechada, apareceu a trinca mostrada na figura 7.4.1.8. Isto vem confirmar que a redistribuição de esforços remanescentes, requer novas intervenções mediante monitoramento das fissuras que apareceram posteriormente à recuperação da estrutura.



Figura 7.4.1.8 – Trinca vertical posterior ao reforço de fundação

A foto da figura 7.4.1.4 mostra o reforço da laje com a viga metálica, onde se observa o perfil encostado no ponto central da laje que sofreu maior deslocamento vertical e, na medida que se aproxima das extremidades, pode-se perceber o valor das deflexões.

7.4.1.6 - LIÇÕES A APRENDER

- a) As fundações rasas estão sujeitas a uma grande quantidade de interferências que podem comprometer seu desempenho;
- b) As seções de aterro são poucos confiáveis quando não há um controle rigoroso de sua execução;
- c) Os sistemas de drenagem, quando não construídos adequadamente, são elementos susceptíveis a provocar grandes prejuízos;
- d) Os efeitos dinâmicos da água são imprevisíveis e, não raro, catastróficos;
- e) Em casos de acidentes em estruturas, devem-se esgotar todos os estudos, de preferência, com mais de um laudo, relatório ou parecer vindos de mais de um profissional, sendo que se devem procurar aqueles profissionais com experiências comprovadas na área em questão.
- f) Numa primeira tentativa de se recuperar uma estrutura, o sucesso pode não vir de imediato somente com tal intervenção. Às vezes, poderá ser necessária outra intervenção posterior e não menos importante, como, por exemplo, as medidas de prevenção e manutenções periódicas; e,
- g) Na construção de prédios de pequeno porte deve-se ter o mesmo tratamento e atenção dispensada aos grandes.

7.4.1.7 – CONCLUSÃO DESTE CASO

Apesar de ter havido relatório recomendando a demolição da edificação, o TJMG resolveu recuperar a edificação como foi descrito a respeito da terapêutica adotada, acreditando na viabilidade técnica e econômica do empreendimento.

Recentemente, em 24 de março de 2004, verificou-se fissuração generalizada em quase todas as paredes do prédio. São fissuras verticais, horizontais, inclinadas e localizadas, variando de microfissuras até fendas de 5,0 mm.

A conclusão a que se chega é a de que a técnica adotada para o serviço é, em si, de difícil controle. Não é garantido que todos os vazios tenham sido preenchidos pela argamassa injetada sob a edificação por entre as fundações. A isto, acrescenta-se o fato de que da época do reforço até hoje, 24 de março de 2004, novas acomodações devem ter acontecido. O solo também deve ter contribuído com sua parcela de recalque procedente da carga da obturação com 120 m³ de argamassa distribuída sob o edifício. Enfim, pode-se alertar aos engenheiros e pesquisadores desta ciência que na interação estrutura/reforço/solo muito tem a se desenvolver.

Tendo em vista que o reforço do prédio ficou em cerca de 30% do custo total da reforma, é lícito afirmar que, apesar de o prédio necessitar hoje de nova intervenção no tocante a costuras de trincas em paredes, a solução dada foi aprovada. Hoje, propõe-se nova intervenção com a adoção de monitoramento com medições periódicas para averiguar se as fissuras estão “mortas” ou “vivas” e novas investigações geotécnicas nas vizinhanças do Forum. Posteriormente, trabalhar com a costura de trincas de acordo com o projeto-padrão PR-TRINCAS (Anexo C), se constatar o fato de que as fissuras estão “mortas”. Caso contrário, adotar outro projeto onde se faz uso de materiais resilientes capazes de se deformarem elasticamente, sem se romperem.

7.4.2 – SABARÁ

FICHA-PADRÃO DE DADOS DE ARQUIVO E DE CAMPO		
1	COMARCA: SABARÁ	
2	DADOS SOBRE A LOCALIZAÇÃO DA COMARCA NO ESTADO DE MINAS GERAIS	
	Região: V	Coordenadas no mapa de Minas Gerais - Quadrícula: F9
3	DADOS ARQUITETÔNICOS	
	Prédio-Padrão Tipo: 9	Área do Prédio (m ²): 495,84 N° de Pavimentos: 1 + porão
4	DADOS DE IDADES	
	Tempo de construção do edifício: Construção do início do Século XX	
	Tempo de execução da reforma do edifício: 05/set/94 a 14/nov/94 (fase do reforço de fundação) e mai/95 (término da obra), cerca de 9 anos	
5	DADOS ESTRUTURAIS	
	<u>Descrição sucinta da concepção da estrutura do edifício:</u> construção antiga não estruturada com paredes largas e alicerce de pedras argamassadas. A fundação é direta em continuidade do alicerce de pedras argamassadas.	
	Existe projeto estrutural? Apenas o de reforço	Existe memória de cálculo? Não Existe sondagem? Sim
6	DADOS DO DIAGNÓSTICO ANTES DA REFORMA	
	<u>Considerações gerais da situação em que o prédio se encontrava:</u> Deformações: Neste caso, houve grandes deslocamentos do prédio como movimento de corpo rígido, provocado pelo recalque diferencial, em solo não homogêneo. Fissuras: As paredes sofreram grandes trincas, classificadas como rachaduras. Recalques de fundação: Os recalques de fundação não foram monitorados, mas o diagnóstico neste sentido foi unanimemente ratificado. Houve mau uso da estrutura? Aparentemente, não.	
7	DADOS DA TERAPÊUTICA APÓS A REFORMA	
	<u>Descrição sucinta da terapêutica utilizada:</u> Foi utilizada costura de trincas nas alvenarias fissuradas, conforme projeto-padrão PR-TRINCAS (vide Anexo C). As paredes de 15 cm de espessura foram reforçadas com pilares e vergas. Mas, a principal intervenção com respeito ao reforço foi a construção de 63 tubulões.	
8	DADOS PARA AVALIAÇÃO DE RELAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO	
	Custo total da reforma: R\$633.053,63¹⁵	
	Custo total relativo aos reforços e reparos: R\$99.301,42¹⁵	
	Percentual do custo do reforço em relação ao custo total da reforma: 15,69 %	
9	FONTE: caixas 16/10/5/1/X e 16/10/5/2/X e Revista Conjuntura Econômica Engenheiro Fiscal da Obra: Antônio Ribeiro Martins	

¹⁵ Parte dos valores expressos foram convertidos de cruzeiros reais (CR\$) para reais (R\$) dividindo-se por 2750 (valor em cruzeiros reais da URV do dia 30/06/94). A obra se desenvolveu antes e depois da troca da moeda.

7.4.2.1 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E APRESENTAÇÃO DO CASO

O Forum da Comarca de Sabará é um edifício antigo construído na primeira metade do Século XX, típico desta época, com paredes largas apoiadas em fundação direta de pedras argamassadas. O prédio é de um pavimento sobre porão com pé-direito variável. O porão apresenta aberturas de ventilação nos baldrames devidamente arqueadas. O pavimento principal apresenta pé-direito elevado, assoalho e forro de madeira. A cobertura é composta de estrutura de madeira e telhas francesas.

A edificação, no início da década de 90, começou a apresentar de maneira generalizada fissuração em quase todas as paredes internas e externas, principalmente nos cantos externos adjacentes ao salão do júri. O sentido e a natureza das trincas sugeriram ter havido recalque diferencial na fundação da fachada dos fundos. Ao longo do tempo, o prédio sofreu intervenções, tais como abertura e fechamento de portas, substituição de esquadrias, paredes novas, abertura de portas no porão e construção de sanitários com piso de concreto sobre assoalho de madeira.

7.4.2.2 - PRIMEIRAS PROVIDÊNCIAS

O relatório da Consultoria¹⁶ de solos dizia: “... as fundações diretas estavam apoiadas em camadas de argila de baixa consistência, o que originou acentuados recalques apresentados nas trincas das alvenarias. Só não tendo maiores estragos devido à robustez das obras antigas...”

Três principais providências foram tomadas, a saber: levantamento e cadastramento das trincas a partir de monitoramento com medições periódicas como serão apresentadas adiante, inspeção da situação das redes de esgoto e águas pluviais, e sondagem geotécnica. Os sistemas de esgoto e água pluvial não apresentaram avarias que pudessem desencadear tais danos.

¹⁶ DA SILVA, Pedro E. C. A. F - ARCOS Arquitetura Construções Ltda.

7.4.2.3 - MONITORAMENTO DAS TRINCAS

O monitoramento das trincas foi feito com a fixação de pinos metálicos (pregos) lateralmente às trincas, dois a dois, em direção ortogonal ao desenvolvimento destas. Foram feitas medições em oito trincas com paquímetro de precisão de 1/20 mm, de acordo com o apresentado na tabela 7.1. Os valores da tabela são as distâncias entre pinos dadas em centímetros.

Tabela 7.4.2.1 – Monitoramento de trincas no Forum de Sabará

Pontos	1	2	3	4	5	6	7	8
24/05/93	7,730	7,130	9,240	10,245	10,635	8,215	8,980	7,800
27/05/93	7,740	7,140	9,245	10,245	10,645	8,225	8,980	7,810
03/06/93	7,745	7,145	9,245	10,245	10,680	8,225	8,995	7,810
11/06/93	7,750	7,150	9,245	10,245	10,680	8,225	8,995	7,810
17/06/93	7,755	7,150	9,250	10,245	10,655	8,210	8,995	7,815
25/06/93	7,760	7,155	9,250	10,235	10,650	8,200	9,010	7,810
02/07/93	7,765	7,150	9,255	10,245	10,650	8,215	9,010	7,820
09/07/93	7,765	7,145	9,250	10,245	10,655	8,200	9,010	7,810
16/07/93	7,755	7,150	9,250	10,245	10,655	8,200	9,010	7,810
23/07/93	7,750	7,150	9,265	10,245	10,655	8,200	9,010	7,810

As oito fraturas foram monitoradas de 24/05 a 23/07/1993. A trinca de nº 4 se manteve com os valores inalterados neste intervalo de tempo, e a de nº 6 teve sua abertura reduzida. As outras seis tiveram as aberturas aumentadas nestes 60 dias, sendo que na de maior vulto os pinos passaram de 8,980 cm para 9,010 cm, variando 0,03 cm em 60 dias, ou seja, aproximadamente, 0,005 mm/dia.

7.4.2.4 - NATUREZA DO SUBSOLO

Quatro furos de sondagem à percussão foram executados em 17/10/1991 ao longo da fachada dos fundos, onde os recalques se apresentavam mais acentuados. O furo S1 desceu até a profundidade de 11,30 m, impenetrável à percussão apresentando NA a 7,10 m. Os outros três furos pararam por volta de 4,50 m, impenetráveis à peça de lavagem por tempo e não apresentaram NA.

Em 14/09/1992, outros cinco furos foram executados nas laterais, centro e fachada principal do prédio. O furo S1, impenetrável à percussão a 4,70m, não apresentou NA. Os demais furos chegaram em média a 15,70 m impenetráveis à peça de lavagem por tempo, apresentando NA entre 10,30 e 14,40 m de profundidade. Os furos S2, S4 e S5 apresentam perfil de solo com SPT na faixa de 8 a 30, por volta da profundidade de 4,00 m e abaixo disto chegam a cair para 2 a 6; portanto a fundação foi assentada em camada com capacidade de carga relativamente suficiente, porém sobre camada de argila de consistência de média a mole. Os furos S1 (de 17/10/1991) e S2, S4 e S5 (de 14/09/1992) parecem formar uma faixa de terreno diagonal à planta do prédio, apresentando um terreno heterogêneo, como pode ser percebido na figura 7.4.2.1.

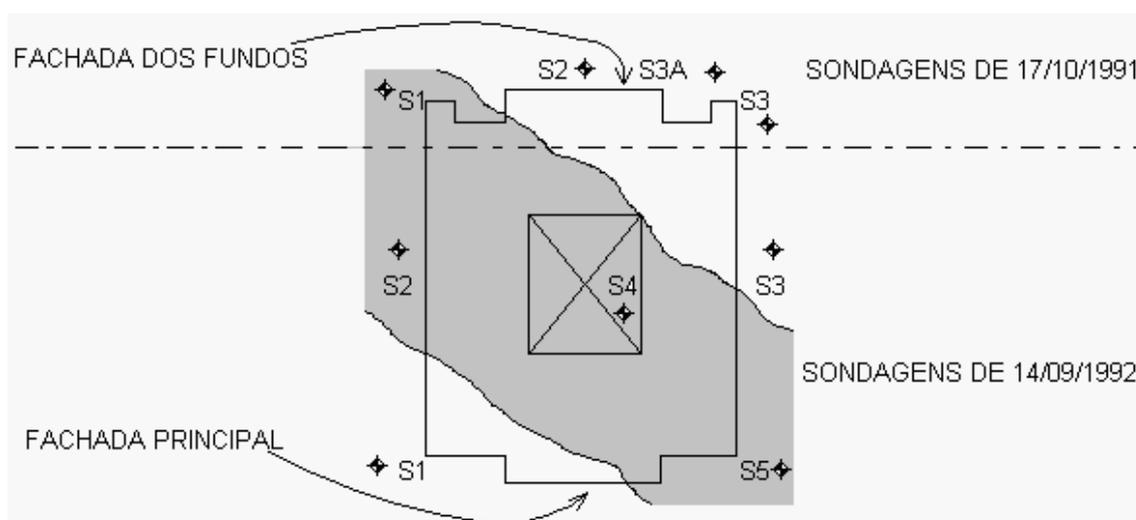


Figura 7.4.2.1 – Localização dos furos de sondagem no Fórum de Sabará

Nesta faixa diagonal, o terreno apresenta-se em solo argiloso de consistência mole, e, lateralmente a esta faixa, o solo melhora a ponto de ser impenetrável a cerca de 4,50 m

de profundidade. Curiosamente, os recalques mais acentuados foram observados ao longo da fachada posterior. Apesar de os furos de sondagens nesse alinhamento apresentaram-se impenetráveis nessa profundidade, contrariamente ao que se espera, houve desnivelamento do piso do salão do júri nessa direção. A explicação possível para esta surpresa é a de que houve limitação de cravação da haste do amostrador padrão para atravessar a camada inicial de solo com SPT alto. Então, pode-se aceitar que o terreno não teria heterogeneidade em planta, como mostrado na figura 7.4.2.1, mas trataria de um terreno com perfil geral, onde uma camada inicial de altos valores de SPT se sobrepõe a uma camada de argila mole.

7.4.2.5 - O REFORÇO DA FUNDAÇÃO

Em 14/06/1992, a primeira etapa foi concluída com a execução de 22 tubulões nos fundos do prédio e 4 na frente, perfazendo 121,15 m³ de concreto com $f_{ck} = 9,0$ MPa com 30% de pedra de mão. A concretagem foi executada imediatamente após a abertura dos poços e alternadamente, de modo a não se correrem maiores riscos com desabamento ou soterramento. Na segunda fase foram construídos mais 37 tubulões com concreto $f_{ck} = 9,0$ MPa com 20% de pedra de mão, sendo que o metro final o concreto foi de $f_{ck} = 13,5$ MPa, contemplando, assim, toda a área da planta do prédio. Os espaçamentos entre tubulões variaram entre 85 e 505 cm no máximo e o fuste foi de 60 a 90 cm. O alargamento da base variou de 100 a 180 cm no máximo, de tal modo que a taxa de pressão no terreno σ_s ficou na ordem de 0,25 MPa. A profundidade variou de 600 a 800 cm.

Além do reforço de fundação, as paredes internas longas com espessura de 15 cm foram reforçadas com pilares armados com 2 Ø 12.5 mm (CA 50) de cada lado destas paredes, estribados com Ø 7.9 mm (CA 60) espaçados a cada 50 cm.

As trincas das paredes foram costuradas através do projeto-padrão PR-TRINCAS apresentado no Anexo C deste trabalho.

7.4.2.6 - TOMADAS FOTOGRÁFICAS EM 28 DE ABRIL DE 2004

A foto 7.4.2.2 mostra a fachada do Fórum de Sabará, localizado na Praça Mello Viana no estilo eclético.



Figura 7.4.2.2 – Fachada principal do Forum de Sabará.

A fachada dos fundos foi a parte do prédio onde os recalques eram maiores e agora se apresenta em ótimo estado, como pode ser visto na foto mostrada na figura 7.4.2.3.



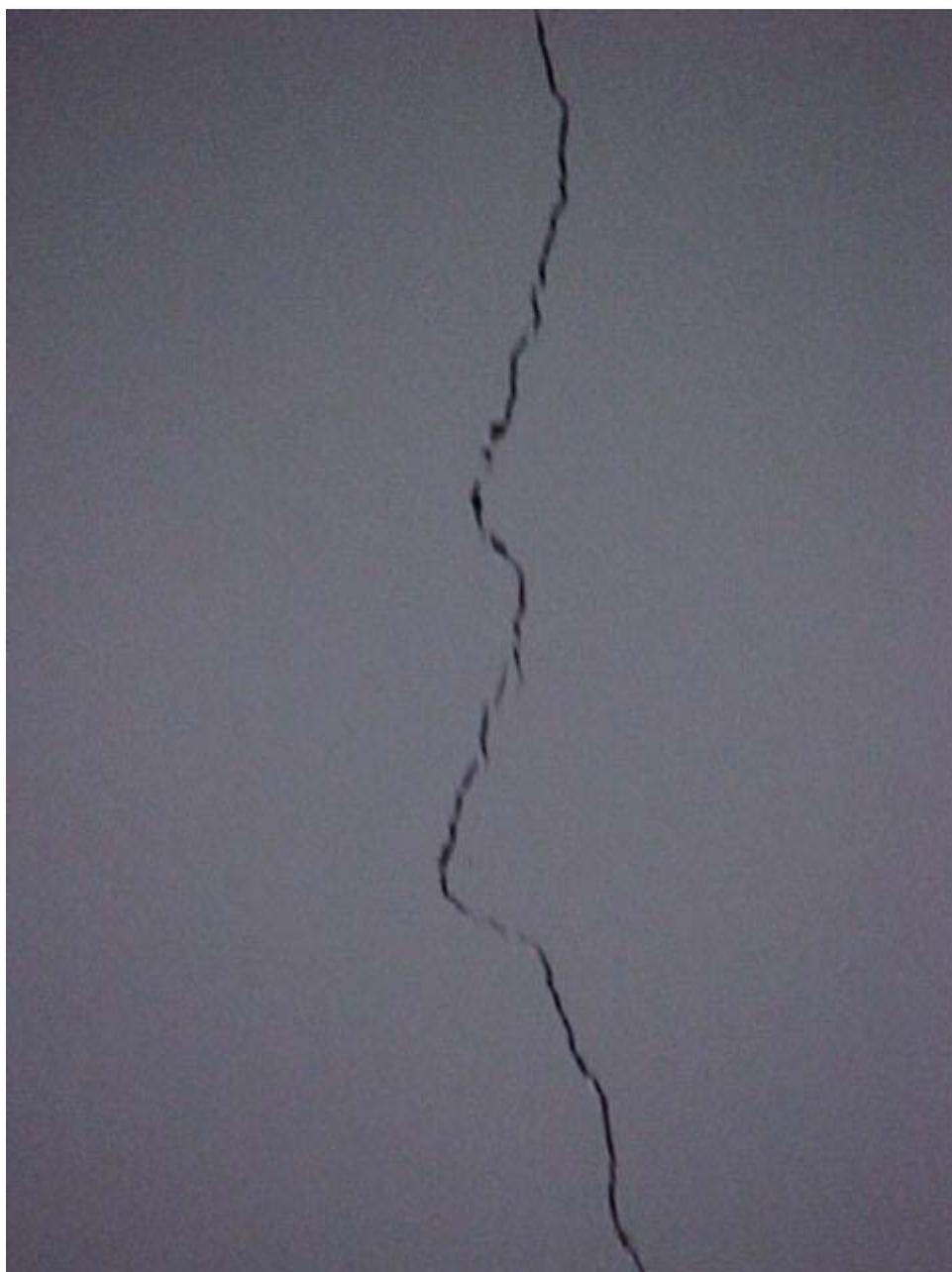
Figura 7.4.2.3 – Fachada dos fundos



Figura 7.4.2.4 – Fissuras devidas a fechamento de vãos.

Algumas fissuras continuam a existir como a que aparece na figura 7.4.2.4, que ocorre num fechamento de vão de porta sem o devido cuidado. A fissura que aparece na figura 7.4.2.4 é a mesma apresentada na figura 7.4.2.5, porém em detalhe. Essa fissura não se caracteriza por falha no reforço de fundação, e sim por problema localizado.

Outras trincas isoladas podem ser encontradas no prédio do Forum de Sabará, e que requerem intervenção de costura do ponto de vista estético e de manutenção.



7.4.2.5 - Fissuras devidas a fechamento de vãos.



Figura 7.4.2.6 – Fissura vertical entre parede e pilar

7.4.2.7 - LIÇÕES A APRENDER

Os problemas relacionados com solo têm pregado peças em muitos profissionais. Quando o prédio do Forum de Sabará foi construído ainda não tinha vindo a lume a norma NBR 6484:1957 - Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos, que foi recentemente revisada com o número NBR 6484:2001.

Os maiores recalques aconteceram na fachada dos fundos, onde três dos quatro furos apresentaram-se impenetráveis a uma profundidade de 4,50 m na sondagem à percussão. Não tendo sido feita sondagem mista fica tentador acreditar que além da heterogeneidade do solo percebida através das sondagens, houve também adensamento e consolidação de camadas profundas sob o solo impenetrável à percussão com pequena profundidade. Uma lição a aprender é de que quando houver terreno impenetrável a pequenas profundidades, não é nenhum excesso de zelo, solicitar alguns outros furos de sondagem mista, com o uso de sondas rotativas. O uso de informações geológico-geotécnicas também deve ser sugerido nesse caso, para relatar, por exemplo, a oscilação do NA ao longo do tempo. Repetindo o que foi escrito por CUNHA et al (2001), de que “não há projetos pouco ou muito importantes; só há projetos grandes ou pequenos”; isto vem retratar os danos causados por ignorar ou não dar a devida atenção ao solo e às fundações de um prédio pequeno de dois pavimentos. O tempo encarregou-se em adensar as camadas de argila mole e colocar a estrutura em processo de recalque progressivo. A intervenção foi oportuna; caso contrário, a ruína seria o destino do prédio.

7.4.2.8 – CONCLUSÃO DESTE CASO

O projeto de reforço da edificação consistiu em construir tubulões com concreto $f_{ck} = 9,0$ MPa assentados em terreno com capacidade de suporte de 0,25 MPa com a finalidade de conter os recalques que vinham evoluindo com o tempo, de acordo com o que foi verificado no monitoramento das fissuras.

Em 28 de junho de 2004, verificou-se que todas as trincas monitoradas em 1993 se mantêm fechadas. Nesta data se verificam também algumas outras fissuras persistentes ou que não foram devidamente costuradas. No entanto, trata-se de fissuras “mortas” devidas a comprimento insuficiente de vergas sobre vãos de portas e janelas onde é sabido haver concentração de tensões na alvenaria; fissuras devidas à falta de cuidado no fechamento de vãos (Figuras 7.4.2.4 e 7.4.2.5); e fissuras verticais de canto na ligação da alvenaria com o pilar.

A conclusão a que se chega, é a de que a técnica adotada para o serviço foi aprovada, pois o prédio, que se achava em estado progressivo de recalque, hoje se mantém em bom estado de conservação e segurança em relação à estabilidade.

Uma nova intervenção para costura de trincas remanescentes pode ser sugerida não por questão de ordem estrutural, mas sim de estética e de conforto visual.

7.4.3 - CATAGUASES

FICHA-PADRÃO DE DADOS DE ARQUIVO E DE CAMPO		
1	COMARCA: CATAGUASES	
2	DADOS SOBRE A LOCALIZAÇÃO DA COMARCA NO ESTADO DE MINAS GERAIS	
	Região: I	Coordenadas no mapa de Minas Gerais - Quadrícula: H10
3	DADOS ARQUITETÔNICOS	
	Prédio-Padrão Tipo: N	Área do Prédio (m ²): 1.721,50 N° de Pavimentos: 2
4	DADOS DE IDADES	
	Tempo de construção do edifício: 1970, há aproximadamente 34 anos	
	Tempo de execução da reforma do edifício: de 19/05/1997 a 12/02/1999, (cinco anos).	
5	DADOS ESTRUTURAIS	
	Descrição sucinta da concepção da estrutura do edifício: construção estruturada com vigas e pilares em concreto armado e lajes pré-fabricadas. Os balanços do piso do segundo pavimento têm lajes maciças sobre as lajes pré-fabricadas A fundação é direta através de sapatas isoladas ligadas por cintas (informação incompleta da prospecção da fundação, observada posteriormente, através de anamnese e verificações durante a execução da obra).	
	Existe projeto estrutural? Apenas o da recuperação	Existe memória de cálculo? Apenas do projeto de recuperação Existe sondagem? SIM
6	DADOS DO DIAGNÓSTICO ANTES DA REFORMA	
	Considerações gerais da situação em que o prédio se encontrava: Deformações: Houve deslocamentos dos bordos livres dos balanços além daqueles que seriam esperados de acordo com os limites da norma vigente na época. Fissuras: As paredes apresentaram fissuras com ângulo de 45° a princípio imaginadas devido a recalque de fundação. Recalques de fundação: Inicialmente, acreditou-se em recalques devido a três causas: as configurações das fissuras; o tipo de fundação sobre o terreno revelado pelo relatório de sondagem composto de argila mole e NA com profundidade média de 1,35 m. Houve mau uso da estrutura? Aparentemente, não.	
7	DADOS DA TERAPÊUTICA APÓS A REFORMA	
	Descrição sucinta da terapêutica utilizada: Foi utilizada costura de trincas nas alvenarias fissurados, conforme projeto-padrão PR-TRINCAS (vide Anexo C). O caminhamento da rede de esgoto foi mudado de modo a não ter ramais sob a planta do edifício. Os balanços foram reforçados com aumento da espessura da laje. O reforço de fundação proposto em projeto não foi executado.	
8	DADOS PARA AVALIAÇÃO DE RELAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO	
	Custo total da reforma: R\$317.905,24	
	Custo total relativo aos reforços e reparos: R\$40.050,75	
	Percentual do custo do reforço em relação ao custo total da reforma: 12,60%	
9	FONTE: Pasta Cataguases nº 3: sondagem e nº 6: projeto estrutural de recuperação, Caixas nºs: 16/9/2/8/X, 20/4/8/3/X e 20/4/8/6/X. Engenheiros Fiscais: Antônio R. Martins, Paulo M. C. De Bellis e Sérgio A. G. Pinto	

7.4.3.1 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ORIGINAL

Segundo relatório de RIBEIRO¹⁷, o prédio do Forum da Comarca de Cataguases é composto de dois pavimentos, com estrutura em concreto armado em três níveis, a saber: cintamento ao nível da fundação, laje de piso do segundo pavimento e laje de forro do segundo pavimento. A estrutura é composta por oito eixos transversais de pilares dispostos paralelamente a cada 6,45 m, cada eixo com quatro pilares. No sentido longitudinal de edifício existem quatro eixos de pilares, paralelos entre si e ortogonais aos eixos transversais, dispostos simetricamente em relação a um eixo longitudinal e de simetria do edifício. Os dois eixos longitudinais dos pilares externos estão afastados de aproximadamente 9,35 m dos eixos internos. Nas duas fachadas longitudinais pode-se observar a presença dos pilares que estão localizados fora do corpo do edifício, sendo estes pilares constituídos por seções retangulares duplas, posicionados paralelamente ao longo da maior dimensão, e cada pilar com seção de 15 cm por 60 cm, afastados entre si de 20 cm.

Duas são as vigas longitudinais periféricas afastadas a 1,70 m dos pilares das fachadas longitudinais e duas vigas internas nos eixos dos pilares. No sentido transversal, existem oito vigas transversais sobre o eixo dos pilares. Os pilares se apóiam sobre sapatas retangulares com dimensões variáveis, tendo sido observados em relatórios e levantamentos as seguintes dimensões: (170 x 170) cm², (140 x 320) cm² e (330 x 330) cm². As profundidades de assentamentos variam de 1,5 m a 2,3 m, com as bases assentadas sobre argila mole e em presença do NA.

Posteriormente, quando da execução da obra, foram obtidas informações de pessoal que trabalhou na referida obra, de que foi executado um estaqueamento de madeira sob os blocos. Dado este que desencadeou uma radical mudança nas intervenções que viriam a ser tomadas.

¹⁷ RIBEIRO, Gabriel O., Relatório sobre o projeto estrutural de recuperação do Forum de Cataguases. DEES – UFMG. Belo Horizonte, agosto de 1996. 22p.

7.4.3.2 - PATOLOGIAS OBSERVADAS

Segundo RIBEIRO (1996), a estrutura de concreto armado se encontra preservada no que se refere à fissuração, deterioração do concreto ou corrosão das armaduras. Não foram observados deformações ou deslocamentos acima dos valores permitidos pelas normas, exceto nas lajes em balanço ao longo das fachadas transversais, onde parece ter ocorrido deslocamentos verticais exagerados que motivaram o aparecimento de fissuras e até mesmo de rachaduras nas alvenarias destas fachadas. Além das fissuras das fachadas, outras alvenarias internas apresentaram fissuras e trincas significativas, tanto no primeiro como no segundo pavimento, chegando a causar destacamento de peças cerâmicas em paredes azulejadas. Na área externa observaram-se rachaduras nos passeios que contornam o prédio. As configurações das trincas desta edificação sugeriram, num primeiro momento, recalques de fundação.

7.4.3.3 - PROSPECÇÃO DA ESTRUTURA DOS BALANÇOS NAS FACHADAS

Uma prospecção na estruturas dos balanços transversais foi feita por meio de demolição de uma faixa de aproximadamente 1,0 m por 0,40 m no piso de uma sala destinada a gabinete de juiz. Esta mostrou que a estrutura da laje em balanço é constituída por vigotas de seção transversal de $(10 \times 20) \text{ cm}^2$, distanciadas de 30 cm entre eixos, cada uma com armadura transversal constituída de três barras lisas $\emptyset 12,5 \text{ mm}$, provavelmente CA25, colocadas na face superior. Existem ainda lajes em concreto com espessura aproximada de 8,0 cm, cuja face inferior coincide com a face superior das vigotas. O espaço entre vigotas é preenchido com tijolos furados.

7.4.3.4 - O DIAGNÓSTICO

Devido a dados de um Relatório de prospecção das fundações incompleto, o consultor foi levado a concluir que as anomalias seriam decorrentes de recalques diferenciais de fundação, ocorridos em função da baixa capacidade de suporte do solo no qual se apóiam as bases das sapatas, como se lê abaixo.

Neste perfil de terreno, os elementos de fundação são apoiados em argila mole a muito mole ou aterro. As tensões médias de compressão avaliadas nas bases variam de 0,15 a 0,35 MPa, valores considerados muito altos para o tipo de solo em questão, além de o nível de água estar a, aproximadamente, 1,3 m de profundidade. Com esta posição do NA, observa-se que parte da altura de algumas sapatas encontra-se submersa, conforme relatório de sondagem RSS-199/94, a disposição nos arquivos do TJMG.

Em relação às trincas e rachaduras nas alvenarias das fachadas transversais do segundo pavimento, a verificação da estrutura da laje em balanço, conforme critérios da NBR 6118:1978 e com bases nos dados obtidos da prospecção, mostra que houve deficiência de armadura nas vigotas, que deveria ser de 4,64 cm² (4 Ø 12,5 mm) na face superior e armadura de compressão de 2,72 cm² (4 Ø 10,0 mm) na face inferior, em cada vigota; entretanto, foram colocadas 3 Ø 12,5 mm, na face superior, provavelmente em aço CA25. Além disso, a flecha imediata, considerando apenas o trecho em balanço, sem considerar a deformação da viga da fachada e da laje contígua, admitindo-se seção transversal fissurada no Estádio II, foi de 2,0 cm. A consideração do efeito da fluência do concreto eleva este valor para 3,8 cm. Ambos os valores encontrados superam os limites estabelecidos pela norma, de flecha menor ou igual a 1/150 do vão, no caso de balanços. Este fato explica a ocorrência de fissuração exagerada nas fachadas transversais e mostra a necessidade de reforçar este trecho da estrutura.

Durante as escavações na obra, observou-se que as redes de esgoto estavam bastante deterioradas. Estas redes de esgoto cruzavam a planta do prédio, provocando o fenômeno de retroerosão tubular, e, por conseguinte, desconfinando os elementos de fundação.

7.4.3.5 - SOLUÇÃO PROPOSTA

A solução para reforço e recuperação do edifício começa pelo problema da fundação. Para tal, foram previstas 96 microestacas com diâmetro de 20 cm, comprimento estimado de 20 m, e capacidade de trabalho à compressão de 50 tf, de acordo com o projeto HS-892/01, folha 01, disponível nos arquivos do Tribunal de Justiça do Estado de Minas Gerais. Novos blocos deveriam ser incorporados entre os pilares existentes e estas microestacas. As microestacas seriam executadas em argamassa de cimento e areia com consumo de cimento de 500 a 600 kg/m³, fator água/cimento = 0,6 e $f_{ck} = 25$ MPa. A armadura será de 6 Ø 16,0 mm, aço CA 50A, e estribos de Ø 6,3 mm a cada 20 cm. Propõe-se ainda uma prova de carga numa estaca a ser testada especificamente para este fim com localização definida no local e com carga nominal de 1,5 vez a carga de projeto, ou seja, 75 tf. Para execução das microestacas, prevê-se a necessidade de perfuração das sapatas existentes. Após a conclusão do estaqueamento, deverá ser executado o bloco de ligação entre estas e os pilares de acordo com o Projeto de Recuperação.

Resumidamente, não foi executado nada em relação a reforço de fundações depois que se descobriu haver um estaqueamento de madeira sob todos os blocos de fundação.

Os trechos de laje em balanço foram reforçados por meio de aumento da espessura em concreto armado, de 10 cm a ser acrescido na face superior. Este acréscimo foi obtido pela remoção da argamassa de enchimento existente sobre a laje. Na posição de cada vigota foi providenciado um reforço de armadura constituído por 3 barras com Ø 12,5 mm, aço CA50 na face superior e demais detalhes conforme projeto. O reforço se estendeu por uma faixa de 2,5 m de largura além da área em balanço, ao longo das lajes de piso das salas contíguas. O concreto utilizado foi o de $f_{ck} = 18$ MPa.

Neste caso dos balanços, sim, foi tudo executado conforme previsto em projeto.

A recuperação das alvenarias trincadas seguiu o projeto-padrão PR-TRINCAS (Vide Anexo C)

Todas as redes de esgoto dos sanitários foram retiradas do caminhamento sob a planta do prédio e remetidas para o exterior. Essas redes de esgoto foram reconstruídas e foram também envelopadas com concreto.

7.4.3.6 - LIÇÕES A APRENDER

Uma informação incorreta, omissa ou, neste nosso caso, incompleta pode custar muito caro, e trazer conseqüências desastrosas e às vezes onerosas sem necessidade.

Problemas de recalque de fundações podem aparecer muitos anos depois, se o solo for argiloso.

Às vezes uma simples rede de esgoto quebrada pode ser a grande vilã no caso.

7.4.3.7 – TOMADAS FOTOGRÁFICAS EM JULHO DE 2004



Figura 7.4.3.1 – Córrego que passa próximo do prédio do Forum



Figura 7.4.3.2 – Pilar sobre a sapata na qual foi feita a prospecção



Figura 7.4.3.3 – Balanços das fachadas laterais



Figura 7.4.3.4 – Parede que foi costurada conforme o projeto-padrão PR-TRINCAS

7.4.3.8 – CONCLUSÃO DESTE CASO

O caso de Cataguases, em termos de tipologia de patologia, é parecido com o de Congonhas. Em Congonhas, sucedeu-se um somatório de fatores que contribuíram para o solapamento de solo por causa do rompimento de tubulação de água pluvial, potável e esgoto num processo muito rápido. Em Cataguases, a quebra de redes de esgotos provocou um “piping” lento ao longo de anos, num processo silencioso e imperceptível. Duas conjecturas podem ser feitas sobre este caso. Primeiro, depois de alguns anos, este processo provocou a perda de solo adjacente e subjacente em relação aos elementos de fundação desencadeando o que se conhece por desconfinamento de elementos de fundação. Ou, o rompimento das redes de esgoto poderiam estar funcionando como drenos do lençol freático, provocando o rebaixamento do nível de água. Se esse rebaixamento foi o suficiente para emergir parte do estaqueamento, estas estacas de madeira sofreram retração que podem ter provocado esses recalques. No entanto, é

possível que os dois fenômenos possam ter acontecido simultaneamente. Após a intervenção, outras trincas menores apareceram. Neste caso, também acredita-se na acomodação do conjunto estrutura/solo, posteriormente ao grampeamento e costura de paredes e reconstrução das redes de esgoto

7.5 – FISSURAS CAUSADAS POR DESCONEXÃO DE LIGAÇÕES

7.5.1 – AÇUCENA

FICHA-PADRÃO DE DADOS DE ARQUIVO E DE CAMPO		
1	COMARCA: AÇUCENA	
2	DADOS SOBRE A LOCALIZAÇÃO DA COMARCA NO ESTADO DE MINAS GERAIS	
	Região: V	Coordenadas no mapa de Minas Gerais - Quadrícula: F10
3	DADOS ARQUITETÔNICOS	
	Prédio-Padrão Tipo: N	Área do Prédio (m ²): 377,28 Nº de Pavimentos: 1 + porão
4	DADOS DE IDADES	
	Tempo de construção do edifício: Construção anterior a 1930	
	Tempo de execução da reforma do edifício: jun/2001 a 29/jan/2002, cerca de três anos.	
5	DADOS ESTRUTURAIS	
	Descrição sucinta da concepção da estrutura do edifício: construção antiga estruturada com vigas e pilares de madeira braúna sobre alicerce de pedras argamassadas. A fundação é direta em continuidade do alicerce de pedras argamassadas. As paredes são de adobe.	
	Existe projeto estrutural? Apenas o de reforço	Existe memória de cálculo? Não Existe sondagem? Não
6	DADOS DO DIAGNÓSTICO ANTES DA REFORMA	
	Considerações gerais da situação em que o prédio se encontrava: Deformações: Houve grandes deslocamentos das paredes em adobe provocados pela deterioração das ligações entre peças de madeira e entre essas peças e blocos de pedras. Fissuras: As paredes sofreram grandes trincas, classificadas como rachaduras. Recalques de fundação: Recalques de fundação não foram observados. Houve mau uso da estrutura? Aparentemente, não.	
7	DADOS DA TERAPÊUTICA APÓS A REFORMA	
	Descrição sucinta da terapêutica utilizada: Foi utilizada costura de trincas nos vedos de adobe fissurados, conforme projeto-padrão PR-TRINCAS (vide Anexo C). As paredes de adobe foram reforçadas com pilares tipo sanduíche ligados a tirantes formando pórtico espacial. Com respeito ao reforço de fundação foram construídos tubulões.	
8	DADOS PARA AVALIAÇÃO DE RELAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO	
	Custo total da reforma: R\$40.755,38	
	Custo total relativo aos reforços e reparos: R\$17.433,69	
	Percentual do custo do reforço em relação ao custo total da reforma: 42,78%	
9	FONTE: Pasta Açucena nº 1 – “Pequenos Contratos” Engenheiro Fiscal: Antônio Ribeiro Martins	

7.5.1.1 – DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O prédio do Forum da Comarca de Açucena, pequena cidade serrana de Minas Gerais, é uma construção antiga, construída na primeira metade do Século XX. A concepção estrutural desta pequena construção é um sistema construtivo em total desuso nos dias atuais. A construção é composta de um alicerce de pedras arrumadas e argamassadas com um pavimento sobre porão com pé-direito baixo, na maior parte, inviável para uso. O piso é composto de assoalho de tábuas sobre barrotes. A cobertura é composta de estrutura de madeira e telhas cerâmicas curvas em capas e bicas com forro de madeira. Os elementos verticais são montantes de madeira de seção quadrada com lado igual a 20 cm, estabilizados na base através de ensambladuras salientes na madeira e reentrantes nos blocos de pedra. Entre montantes, a alvenaria é composta por blocos de adobe¹⁸. As cintas superiores também são de madeira com a mesma seção dos montantes. Através da figura 7.5.1.1 pode-se observar o sistema estrutural ora citado.



Figura 7.5.1.1 - Fachada

¹⁸ Adobe é um tijolo, geralmente, nas dimensões de (20 x 20 x 30) cm, composto de argila crua misturada com fibras vegetais, secados ao sol, sem ser levado à queima em fornos do gênero. As fibras vegetais, geralmente, palha, têm por fim dotar o bloco a resistir a esforços devido à retração e a pequenas tensões de tração.

7.5.1.2 – APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

O sistema estrutural com sua vida útil esgotada começou a dar sinais de ruína. Os painéis de adobe com requadro de madeira começaram a se separar, apresentando trincas de maneira generalizada em quase todas as paredes. O sentido e a natureza das trincas observadas nesta pequena edificação eram diferentes de tudo o que se conhecia, em termos de fissuração até o momento. As trincas começavam com aberturas maiores junto ao forro e diminuía suas aberturas à medida que se aproximavam do piso. Curiosamente, uma configuração de trincas exatamente oposta àquelas de origem de movimentação das fundações como nos recalques diferenciais. Os deslocamentos crescentes davam impressão de que as paredes iriam separar-se tombando para fora de uma forma exatamente contrária à de um emborcamento ou mesmo contrária a uma implosão.

7.5.1.3 – JUSTIFICATIVA DA INTERVENÇÃO

Este sistema estrutural restrito ao casario das cidades históricas mineiras não merecia, a princípio, reforma alguma. A demolição e a construção de novo prédio com uma planta e ‘lay out’ de acordo com as necessidades do Poder Judiciário do Século XXI, seriam razoáveis. Duas vertentes racionais poderiam explicar a decisão de reformar: uma com o rótulo de nobre de que a construção tem valores históricos, arquitetônicos e culturais; outra menos nobre, com a triste realidade da economia brasileira com a falta de investimentos governamentais nas áreas sociais e de desenvolvimento. Portanto, acredita-se que a segunda razão foi a que mais pesou, pois diante deste quadro caótico que se vem estendendo por vários anos, não se pode dar ao luxo de descartar e demolir um prédio por menor que seja.

7.5.1.4 – A TERAPIA

A concepção da terapia idealizada pelo Engenheiro Antônio Ribeiro Martins foi a de se construir tirantes ‘abraçando’ a edificação ao longo de seu perímetro abaixo da linha dos beirais. Os tirantes de concreto foram moldados ‘in loco’ na tentativa de conter os deslocamentos, após um escoramento, de forma a manter as paredes estáveis até o reforço adquirir as resistências previstas.

Os serviços de recuperação da estrutura da edificação foram sumariamente de reforços de fundação, sistema de estabilização com pilares e vigas funcionando eminentemente como tirantes, costura das alvenarias fissuradas e substituição de elementos de madeira que se encontravam apodrecidos ou quebrados. As vigas de travamento (tirantes) e os pilares especiais foram armados com 4 Ø 12.5 mm e estribos de Ø 6.3 mm a cada 40 cm. Esses pilares especiais ‘abraçam’ as paredes de adobe, com a retirada desses elementos a cada 40 cm, onde é colocado o estribo. Nas fundações foram inseridos tubulões com fuste de Ø 60 cm e alargamento de base de Ø 100 cm, com profundidade igual ou superior àquela das fundações existentes. O concreto usado nestes tubulões foi de $f_{ck} = 10,0$ MPa com 20% de pedra de mão. A execução se deu de forma alternada. Sobre os tubulões foram construídos blocos com espera para os pilares. Os blocos e pilares foram executados com concreto $f_{ck} = 18,0$ MPa. A armação dos blocos foi de Ø 10.0 a cada 10 cm e os pilares foram armados com 8 Ø 12.5 com estribos de 6.3 a cada 12 cm. Em algumas ligações que perderam sua eficácia foram inseridas chapas metálicas duplas tipo sanduíche. As paredes de adobe foram costuradas de acordo com o projeto-padrão PR-TRINCAS (vide anexo C). A estrutura de reforço do salão do júri compõe-se de três pórticos paralelos, compostos pelos pilares especiais de (20 x 35) cm conjugados com a alvenaria e vigas de (55 x 15) cm. Uma cinta circunda o salão do júri funcionando como tirantes e interligando os três pórticos ora citados.

7.5.1.5 – LIÇÕES A APRENDER

- a) Este tipo de patologia só poderá ser revisto em construções deste gênero, pois as construções recentes não fazem uso deste sistema, sendo geralmente estruturas hiperestáticas.
- b) As estruturas isostáticas rotuladas do passado ou as pré-fabricadas ou não estruturadas do presente devem ter em sua fase de concepção e projeto um estudo bastante aprofundado no que se refere a deformações e deslocamentos.
- c) As combinações das ações podem pregar peças nos jovens engenheiros, pois às vezes um elemento poderá estar sujeito à tração ou à compressão de acordo com a direção dos ventos que podem mudar de acordo com a época do ano, ou ainda à tração de dia e a compressão à noite, ou vice-versa, em virtude da variação de temperatura.
- d) Problemas de retração, fluência e relaxação podem comprometer estruturas que inicialmente apresentem bom funcionamento, e, depois de algum tempo, não mais.
- e) As ligações quando não transmitem mais os esforços por perda de seção ou massa devido à corrosão, apodrecimento ou desvinculação podem deixar parte ou toda a estrutura sob a forma hipostática ou em estado de equilíbrio instável ou indiferente.

7.5.1.6 – CONCLUSÃO DESTE CASO

A razão de tal acontecimento foi a desconexão dos elementos verticais com os horizontais. Acredita-se que os pregos, as ensambladuras, cavilhas e encaixes sofreram com o tempo; corrosão, ataque de agentes biológicos como fungos e térmitas, levando a ligação à sua ineficácia ou total ineficiência. Os encaixes sofreram uma relaxação tal que a ligação passou a não mais transmitir os esforços, deixando os painéis à mercê dos esforços de vento, por exemplo. Quando a ação agia no painel de fora para dentro encontravam elementos internos que se opunham a deslocamentos. Mas, quando tal ação agia em sentido contrário, não encontravam nenhum obstáculo para conter os

deslocamentos, ocasionando assim a separação dos elementos provocando fissuração, acentuada junto ao rodapê e diminuindo em direção ao rodapé. Esta parece ser a melhor explicação para o caso.

A solução dada ao caso parece ter resolvido o problema, pelo menos durante estes três últimos anos após a reforma. Uma trinca característica ainda pode ser vista após o reforço, provavelmente devido ao alongamento de um tirante mais solicitado. Na foto 7.5.1.4, observa-se que a trinca evoluiu também no tirante. A intervenção foi oportuna; caso contrário, o destino da edificação poderia ser o colapso.

7.5.1.7 – TOMADAS FOTOGRÁFICAS DE JUNHO DE 2004.



Figura 7.5.1.2 – Vigas dos pórticos com os tirantes perimetrais



Figura 7.5.1.3 – Detalhe da viga do pórtico e do tirante

A foto apresentada na figura 7.5.1.4, mostra como a estrutura ia-se deslocando. As fissuras começavam junto ao forro e caminhavam até certo ponto na parede, numa manifestação clara de que as paredes estavam perdendo as ligações superiores.

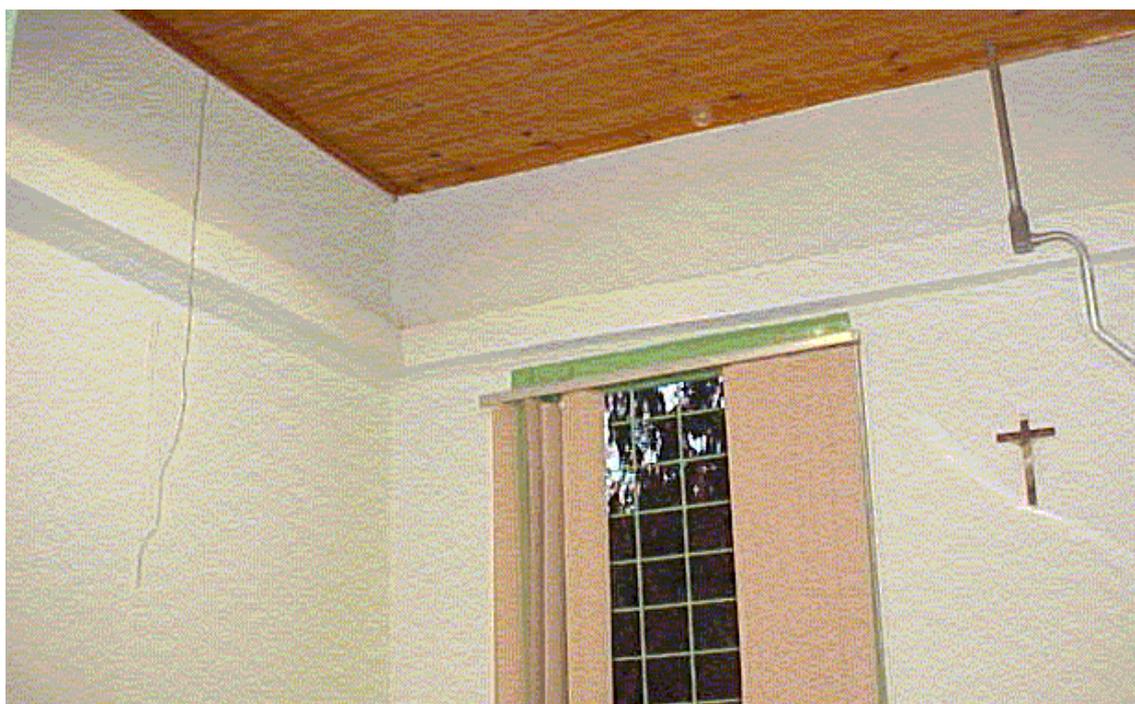


Figura 7.5.1.4 – Trinca que apareceu após o atirantamento



Figura 7.5.1.5 – Fachada posterior.



Figura 7.5.1.6 – Detalhe do atirantamento

8

CONCLUSÃO

O que chamou mais a atenção no estudo das estruturas de concreto armado, enquanto material, foi sua variabilidade dimensional, talvez sua maior desvantagem. Nos últimos anos, tem vindo a lume vastíssima publicação de artigos em revistas especializadas, livros e trabalhos apresentados em congressos nos quatro cantos do mundo focando esses assuntos referentes à deformação e fissuração. O estado limite de serviço dos elementos de concreto tem sido alvo de estudos, pesquisas e grandes investimentos, reunindo cientistas, pesquisadores, engenheiros em equipes de excelência, principalmente em nações desenvolvidas. Lamentavelmente, esses temas de suma importância, para que se faça uma engenharia de estruturas, segura, confiável, economicamente viável e sustentável não faz parte da prática e até do conhecimento de muitos projetistas e construtores deste país. Pelo fato de a variabilidade dimensional do concreto influir diretamente no problema da fissuração, entende-se que trabalhos dessa natureza sejam sempre atuais e devam ser cada vez mais amplamente divulgados, com a esperança de que erros cometidos várias vezes no passado não façam mais parte de nossa engenharia.

Em relação ao tratamento dado às alvenarias fissuradas através do projeto-padrão PR-TRINCAS convém fazer a crítica de que sua eficácia é relativa às “trincas mortas”. Esta prática é usada na maioria dos casos que apresentam problemas de fissuração na obras do Tribunal, e nem sempre, é recomendável. As fissuras de natureza termo-higroscópicas, por exemplo, não podem ser tratadas com este conceito rígido de grampeamento/costura proposto por esse projeto. Essas fissuras são dinâmicas e estão em constante movimentação, dada as condições de que a temperatura e a umidade sofrem variações de acordo com cada caso segundo o binômio tempo e espaço. O grampeamento e costura de trincas adotando esse expediente mostrou eficiência comprovada nos casos de estruturas que já se estabilizaram suas deformações diferidas (fluência). O maior engano aconteceu em obras onde se executou reforços de fundações. Nestes casos de costuras de paredes precedidas de reforços de fundações, observou-se que a estrutura, o reforço, o solo, e suas interfaces interagem redistribuindo tensões, provocando movimentações e deformações até que se chegue à estabilização final. Apesar dessas tensões e deformações residuais serem menores que aquelas acontecidas quando a estrutura passava por um processo progressivo de recalque, ainda são suficientes para tornar a fissurar essas alvenarias e revestimentos. Três alternativas podem ser invocadas: primeira, fazer nova intervenção após a estabilização; segunda, deixar para fazer esta intervenção em época em que se verificar a estabilização; e terceira, adotar técnicas inovadoras através de revestimentos finais mais resilientes, isto é, com capacidade de absorver tensão através de deformação no regime elástico. Fica aqui uma sugestão para outros trabalhos, que pela ordem natural das coisas, seria focalizar em terapias melhores para os casos apresentados, haja vista que esta obra teve um caráter mais voltado ao diagnóstico patológico que terapêutico.

A viabilidade econômica e a relação custo e benefício são sempre o fiel da balança quando se empreende qualquer coisa. E aqui não é diferente. A tabela 8.1 compara esses números. Analisando os números dessa tabela, vê-se que os percentuais dos valores relativos aos reforços em relação ao custo total da reforma variaram de 0,58% (Sacramento) até 42,78% (Açucena); e em termos de valores variaram de R\$513,38

(Sacramento) a R\$99.301,42¹⁹ (Sabará). O reforço de uma viga isolada no Forum de Sacramento foi a interveno mais barata, ao passo que os dois reforços de fundao e outros reparos estruturais em Sabará foram os serviços mais dispendiosos. Açucena apresentou um caso isolado de desvinculao de nos de sua estrutura, custando R\$17.433,89, que representou 42,78% da reforma.

Tabela 8.1 – Resumo de dados de custos das reformas dos estudos de casos

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Comarca	rea do Edifício (m ²)	Causas da patologia	Custo total da reforma	Custo do reforço estrutural	$\frac{(5)}{(4)} \times 100$ (%)
Sacramento	580,00	defor. exc.	R\$88.730,39	R\$513,38	0,58
Sabará	495,84	recalque	R\$633.053,63	R\$99.301,42	15,69
Congonhas	807,50	recalque	R\$110.740,16	R\$33.364,10	30,13
Cataguases	1.721,50	rec. e def.	R\$317.905,24	R\$40.050,75	12,60
Belo Horizonte	4.909,30	sobrecarga	Não apurado, o fornecedor assumiu os custos.		
Açucena	377,28	outras	R\$40.755,38	R\$17.433,69	42,78
Mdias (*)	796,42	xxx	R\$238.236,96	R\$38.132,67	16,01

(*) mdias das áreas, custos e percentuais, exclusive o caso do prédio do CEOP, em Belo Horizonte.

O grau e quantidade de fissuras advindas dos recalques de fundao foram os mais danosos do ponto de vista físico e também os mais custosos para o erário do que aquelas provenientes de outras causas, de um modo geral. Portanto, nesses casos, melhores estudos na interao estrutura/solo, assim como nas investigaes geológico-geotécnicas devem ser levados em conta. Os números mostram que os custos desses reforços de fundaes variaram de R\$41,32/m² até R\$200,27/m² de área edificada. Pelos números vê-se que os gastos dos reforços em relao às reformas gerais ainda são economicamente viáveis, talvez exceto no caso de Açucena, como foi discorrido no item 7.5.1.3 deste trabalho.

Ainda resta aos setores do TJMG, que gerenciam o patrimnio imóvel, antever, evitando-os “in totum” os problemas patológicos, de manuteno e de preveno de modo a otimizar estes gastos. As providencias de caráter preventivo são recomendáveis para que não se chegue a casos críticos, quando uma interveno poderá ser

¹⁹ Parte do valor expresso foi convertido de cruzeiros reais (CR\$) para reais (R\$) dividindo-se por 2750 (valor em cruzeiros reais da URV do dia 30/06/94). A obra se desenvolveu antes e depois da troca da moeda.

economicamente inviável. Essa postura é a que se espera de todos aqueles envolvidos no processo, colocando-se em prática a divisão de responsabilidades desde os projetistas, passando pelos construtores e chegando aos usuários, fazendo-se coro com a nova norma NBR 6118:2003, especialmente em seus capítulos 7 (Critérios de projetos que visam a durabilidade) e 25 (Interfaces do projeto com a construção, utilização e manutenção).

Todas as patologias comumente encontradas nos prédios do TJMG estão longe de ser esgotadas neste trabalho. Portanto, fica esta obra como um ponto de partida para que outras venham das mãos de colegas empenhados em pesquisar outras patologias. Por exemplo, aquelas advindas dos efeitos deletérios da água como vazamentos, infiltrações, lixiviações, corrosão de armaduras entre outras; campo este de uma gama enorme para estudos de casos.

9

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVIM, R. C. e FUSCO, P. B. *Avaliação da rigidez das vigas de concreto armado*. Revista Técnica, São Paulo, nº 32, jan/fev – 1998, páginas 33 a 37.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NB-1:1978 - *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – Procedimento*. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora ABNT, 1978. 92 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6118:2003 - *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora ABNT, 31/03/2003. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6484:2001 – *Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos* 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora ABNT

BEAL, A. N. *Who Invented Young's Modulus?* The Structural Engineer Journal, vol 78 nº 14. London: 18/07/2000. p 27 – 32.

BORESI, A. P. and CHONG, K. P. *Elasticity in Engineering Mechanics*. 2^a ed. New Jersey: Editora Prentice Hall, 1987. 643 p.

CÁNOVAS, M. F. *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. 1^a ed. São Paulo: Editora PINI, 1988. 522 p.

CAPUTO, H. P., *Mecânica dos Solos e suas aplicações – vol 2*, 3^a ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1977. 456 p.

CARMONA FILHO, A. *Patologia das estruturas de concreto*. 2^a ed. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2000. 98 p.

CASCUDO, O. *O Controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas*. 1^a ed. São Paulo: Editora PINI, 1997, 237 p.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON – FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTE - CEB-FIP Model Code/1990

CUNHA, A. J. P.; LIMA, N. A. e SOUZA, V. C. M. *Acidentes Estruturais na Construção Civil*. 1^a ed. São Paulo: Editora Pini. 2001. Volume 1, 201 p. Volume 2, 267 p.

DA CUNHA, J. C. *Módulo de Elasticidade do Concreto – 1^a parte*. Revista Informador das Construções, edições n^{os}: 1424 (31/07/2000) p 18 e 1474 (31/08/2002) p 18. Belo Horizonte MG.

DA CUNHA, J. C. *Módulo de Elasticidade do Concreto – 2^a parte*. Revista Informador das Construções, edições n^{os}: 1425 (15/08/2000) p 26 e 1476 (30/09/2002) p 23. Belo Horizonte MG.

DA CUNHA, J. C. *Módulo de Elasticidade do Concreto – 3^a parte*. Revista Informador das Construções, edições n^o: 1426 (31/08/2000). Belo Horizonte MG.

DÉCOURT, L. *Análise e Projeto de Fundações Profundas*, In: KOSHIMA, A. et al., *Fundações: Teoria e Prática* – 2ª ed. São Paulo: Editora Pini. 1998. vol 1, 751 p. Capítulo 8, p 297-299.

FELD J. and CARPER K. L. *Construction Failure*. 2nd edition. New York: John Wiley & Sons Inc. 1997. 512 p.

FRANÇA, R. L. S. *Concreto: A Busca da Qualidade* – Reportagem de S. Sayegh. Revista Técnica n° 58 jan/2002. p 17 – 19.

FRANÇA, R. L. S. *NBR 6118: A Busca da Durabilidade*. Revista Técnica n° 86. São Paulo: Editora Pini. Mai/2004. p 24 – 30.

FRANCO, L. S. *Ligações de Paredes com Vigas e Lajes*. Revista Técnica n° 86. São Paulo: Editora Pini. Mai/2004. p 56 – 57.

GERE, J. M. e WEAVER, Jr. W., *Análise de Estruturas Reticuladas*, tradução de PINTO, C. M. P. F. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora Guanabara, 1987. 443 p.

HELENE, P. R. L., *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. 2ª ed. São Paulo: Editora PINI, 1992, 213 p.

JOHNSON, R. W. *The Significance of Cracks in low-rise buildings*. The Structural Engineer Journal, vol 80 n° 2. London: 15/10/2002. p 19 – 22.

KLEIN, D. L.; CAMPAGNOLO, J. L. e SILVA FILHO, L. C. P. *Curso de patologia das edificações*. 10º Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliação e Perícias. Porto Alegre. 1999. 81 p.

LORDSLEEM JR, A. C. *Execução e Inspeção de Alvenaria Racionalizada* – 2ª edição, São Paulo: O Nome da Rosa Editora, 2001. 104 p.

MELLO, V. F. B. *Segredos do Solo* – Revista Técnica nº 83. São Paulo: Editora Pini. Fev/2004. p 28 – 31.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M., *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*. 1ª ed. 4ª tiragem. São Paulo: Editora PINI, 2001. 573 p.

PETRUCCI, E. G. R. *Materiais de Construção*. 5ª ed. Porto Alegre, RS: Editora Globo. 1980. 485 p.

PIANCASTELLI, E. M. *Comportamento e Desempenho do Reforço a Flexão de Vigas de Concreto Armado, Solicitado a Baixa Idade e Executado Inclusive sob Carga* Dissertação 1997. 205 f. (Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES). Escola de Engenharia, UFMG. Belo Horizonte.

RANSOM, W. R. *Buiding Failures – Diagnosis and Avoidance*. 1st published. London: E. & F. N. Spon Ltd. 1981. 174 p.

REVISTA CONJUNTURA ECONÔMICA – Fundação Getúlio Vargas, vol 58 nº 04 – Seção Conjuntura Estatística, Setor Externo: Taxa de Câmbio, pg XV. Abril de 2004.

REIS, L. S. N. *Sobre a Recuperação e Reforço das Estruturas de Concreto Armado* Dissertação 2001. 114 f. (Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES). Escola de Engenharia, UFMG. Belo Horizonte.

RIPPER, E. *Como Evitar Erros na Construção*. 3ª edição. São Paulo: Editora Pini. 1996. 168 p.

SOMAYAJI, S. *Civil Engineering Materials*. New Jersey: Editora Prentice Hall, 1995. 351 p.

SOUZA, V. C. M e RIPPER, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1988. 255p.

SÜSSEKIND, J. C., *Curso de Concreto: Concreto Armado – vol 1*, 5ª ed. Rio de Janeiro: Editora Globo, 1987, 376 p.

TEIXEIRA, A. H. e GODOY, N. S. *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas*, In: KOSHIMA, A. et al., *Fundações: Teoria e Prática – 2ª ed.* São Paulo: Editora Pini. 1998. vol 1, 751 p. Capítulo 7, p 235-262.

TERZIAN, P. *Controle de Fissuras por Retração Plástica em Pisos Industriais de Concreto*. Revista Técnica nº 55 out/2001. p 70 – 72.

THOMAZ, E. *Trincas em Edifícios – causas, prevenção e recuperação*, 1ª ed. São Paulo: Editora PINI, 1989, Reimpressão out/1996. 194 p.

THOMAZ, E. *Tecnologia, Gerenciamento e Qualidade na Construção*. 1ª ed. São Paulo: Editora Pini. 2001. 449 p.

VARGAS, M., *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda. 1978. 509 p.

YAZIGI, W., *A Técnica de Edificar*, 4ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2002. 669 p.

ANEXO A

**FICHA-PADRÃO PARA COLETA DE DADOS
NOS ARQUIVOS DO TJMG E NO CAMPO**

A ficha-padrão para coleta de dados surgiu com a necessidade de nortear e padronizar os estudos de casos.

Primeiramente a ficha trata de identificar o caso, intitulado-o com o nome da Comarca e sua localização dentro das cinco regiões que o Estado de Minas Gerais foi dividido, segundo a Secretaria de Obras do TJMG. O Estado foi dividido em cinco regiões, de forma radial, tendo a capital como centro. A região I estende-se até a Zona da Mata e a região II é o Sul de Minas. A região III é composta pelo Sudoeste, Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba. A região IV compõe-se do Noroeste e Norte de Minas. A região V estende-se pelo Leste do Estado deste o vale do Rio Doce, passando pelo vale do Mucuri e terminando no vale do Jequitinhonha. Completando esta informação, também são anotadas as coordenadas da quadrícula composta de letras e números, onde a letra indica a latitude e os números a longitude da localidade, segundo convenção dos mapas editados pelo IGA. Em seguida, os dados arquitetônicos do prédio são apresentados, como tipo do prédio-padrão (veja-se ANEXO B), área e número de pavimento. No terceiro campo, a ficha trata das datas em que a edificação foi construída e quando foi reformada, recuperada ou reforçada. Seguindo, informa-se sobre os dados estruturais de forma sucinta da concepção estrutural, se há ou não projetos, memórias de cálculo, sondagens, pareceres, laudos ou relatórios pertinentes. Até neste ponto, a pesquisa é feita nos arquivos e mapoteca da Secretaria de Obras do TJMG.

A partir do item seguinte, as pesquisas são de campo. Primeiramente, faz-se o diagnóstico sobre a existência de deformações, fissuras, recalques, vazamentos, infiltrações, destinação do uso e manutenção da estrutura ao longo de sua vida, entre outros. Os usuários são entrevistados com o fito de se obter dados que possam compor uma anamnese. Esta etapa termina com tomadas fotográficas que caracterizam o estudo do caso. Em seguida, o trabalho poderá ser continuado no retorno da vistoria, fazendo-se um comentário crítico da terapia adotada, de sua eficiência e de sua relação custo-benefício. Finalmente, no último campo da ficha informa-se sobre a fonte de onde os dados foram coletados e dos profissionais que protagonizaram a obra.

FICHA-PADRÃO DE DADOS DE ARQUIVO E DE CAMPO		
1	COMARCA:	
2	DADOS SOBRE A LOCALIZAÇÃO DA COMARCA NO ESTADO DE MINAS GERAIS	
	Região:	Coordenadas no mapa de Minas Gerais - Quadrícula:
3	DADOS ARQUITETÔNICOS	
	Prédio-Padrão Tipo:	Área do Prédio (m ²):
		Número de Pavimentos:
4	DADOS DE IDADES	
	Construção do edifício:	
	Execução da reforma do edifício:	
5	DADOS ESTRUTURAIS	
	<u>Descrição sucinta da concepção da estrutura do edifício:</u>	
	Existe projeto estrutural?	Existe memória de cálculo?
		Existe sondagem?
6	DADOS DO DIAGNÓSTICO ANTES DA REFORMA	
	Considerações gerais da situação em que o prédio se encontrava:	
	Deformações:	
	Fissuras:	
	Recalques de fundação:	
	Houve mau uso da estrutura?	
7	DADOS DA TERAPÊUTICA APÓS A REFORMA	
	<u>Descrição sucinta da terapêutica utilizada no edifício:</u>	
8	DADOS PARA AVALIAÇÃO DE RELAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO	
	Custo total da reforma:	
	Custo total relativo aos reforços e reparos:	
	Percentual do custo do reforço em relação ao custo total da reforma:	
9	FONTE: ARQUIVO DA SECRETARIA DE OBRAS DO TJMG – CAIXA Nº	

ANEXO B

TIPOS DE FORUM-PADRÃO E PROJETOS ARQUITETÔNICOS

TIPO 1 – TRÊS PILARES

ALPINÓPOLIS

ALVINÓPOLIS

ANDRELÂNDIA

ARAÇUAÍ + ANEXO

ARAXÁ + ANEXO

BAMBUÍ + ANEXO

BOM DESPACHO + ANEXO

BOM SUCESSO

BRASÍLIA DE MINAS

CAMBUÍ

CAMPOS GERAIS

CARMO DO PARANAÍBA (exemplo)**CÁSSIA** (exemplo)

CONCEIÇÃO DO RIO VERDE

CONSELHEIRO PENA

CORINTO (exemplo)

DORES DO INDAIÁ

ELOI MENDES

ESMERALDAS

FRANCISCO SÁ

GUANHÃES

IBIÁ

IBIRACI

ITABIRA + ANEXO

ITABIRITO

JABOTICATUBAS

LAMBARI

MANHUMIRIM (exemplo)

MANTENA + ANEXO

MINAS NOVAS

MONTES CLAROS - PRÉDIO ANTIGO

MUTUM

PARACATU

PARAGUAÇU

PEDRA AZUL

PEDRO LEOPOLDO

RIO PRETO

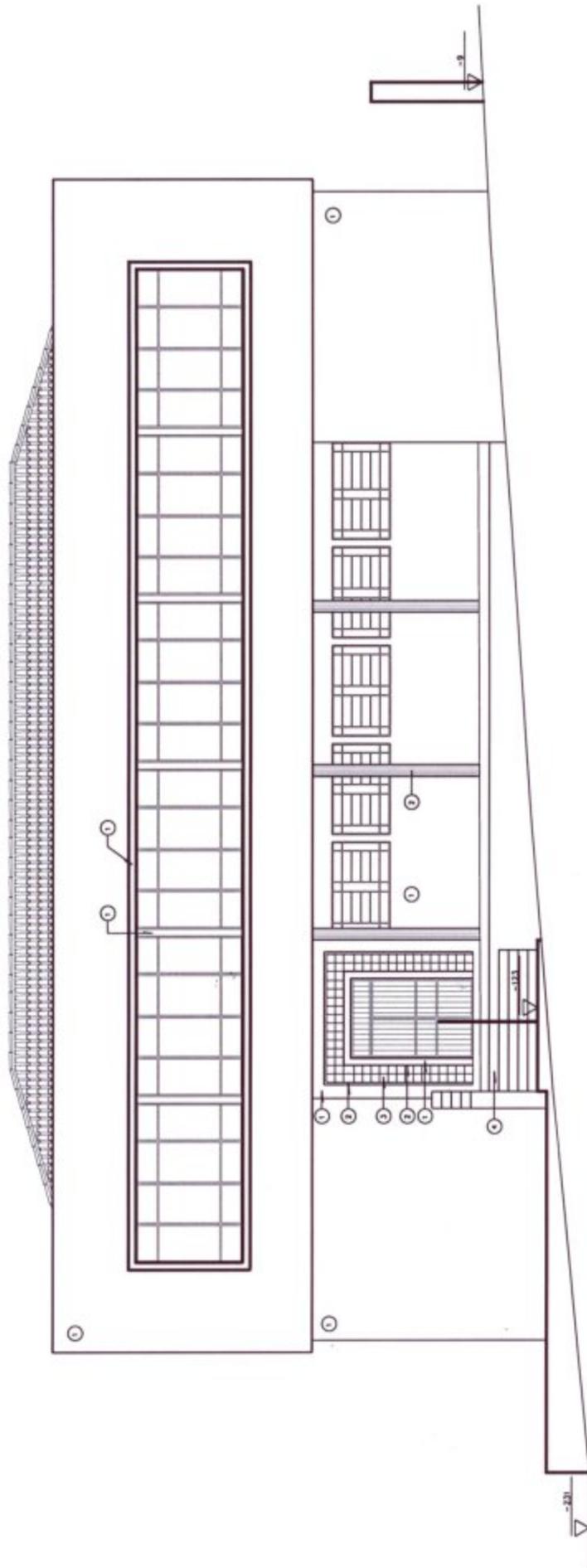
SACRAMENTO (estudo de caso)

SÃO FRANCISCO

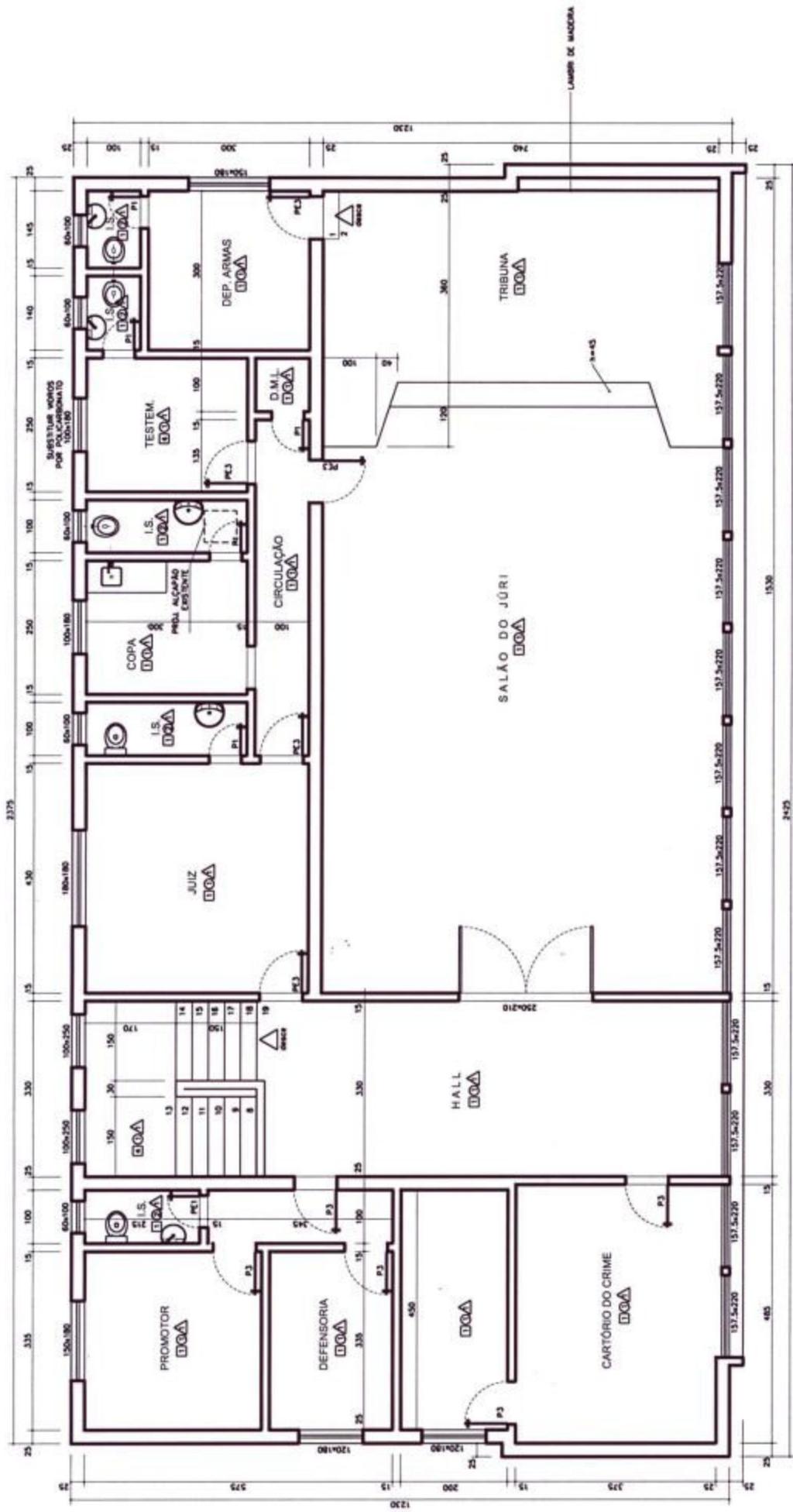
SÃO JOÃO EVANGELISTA

SÃO JOÃO NEPOMUCENO

TUPACIGUARA



ELEVACÃO PRINCIPAL
ESCALA 1:20



PLANTA 2º PAVIMENTO
 ESCALA 1:30
 ÁREA 200,80 m²

TIPO 3 – PADRÃO “L”

ALÉM PARAÍBA

CAMPO BELO

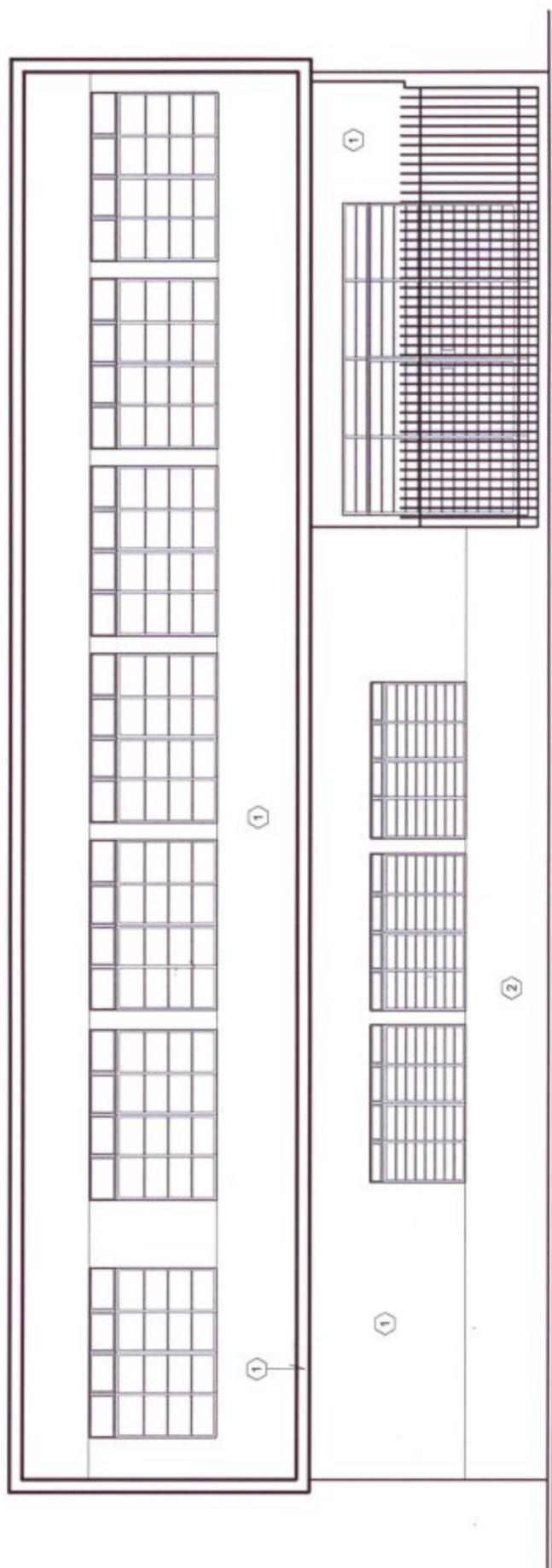
MONTE CARMELO

RAUL SOARES (exemplo)

SANTO ANTÔNIO DO MONTE

SÃO DOMINGOS DO PRATA

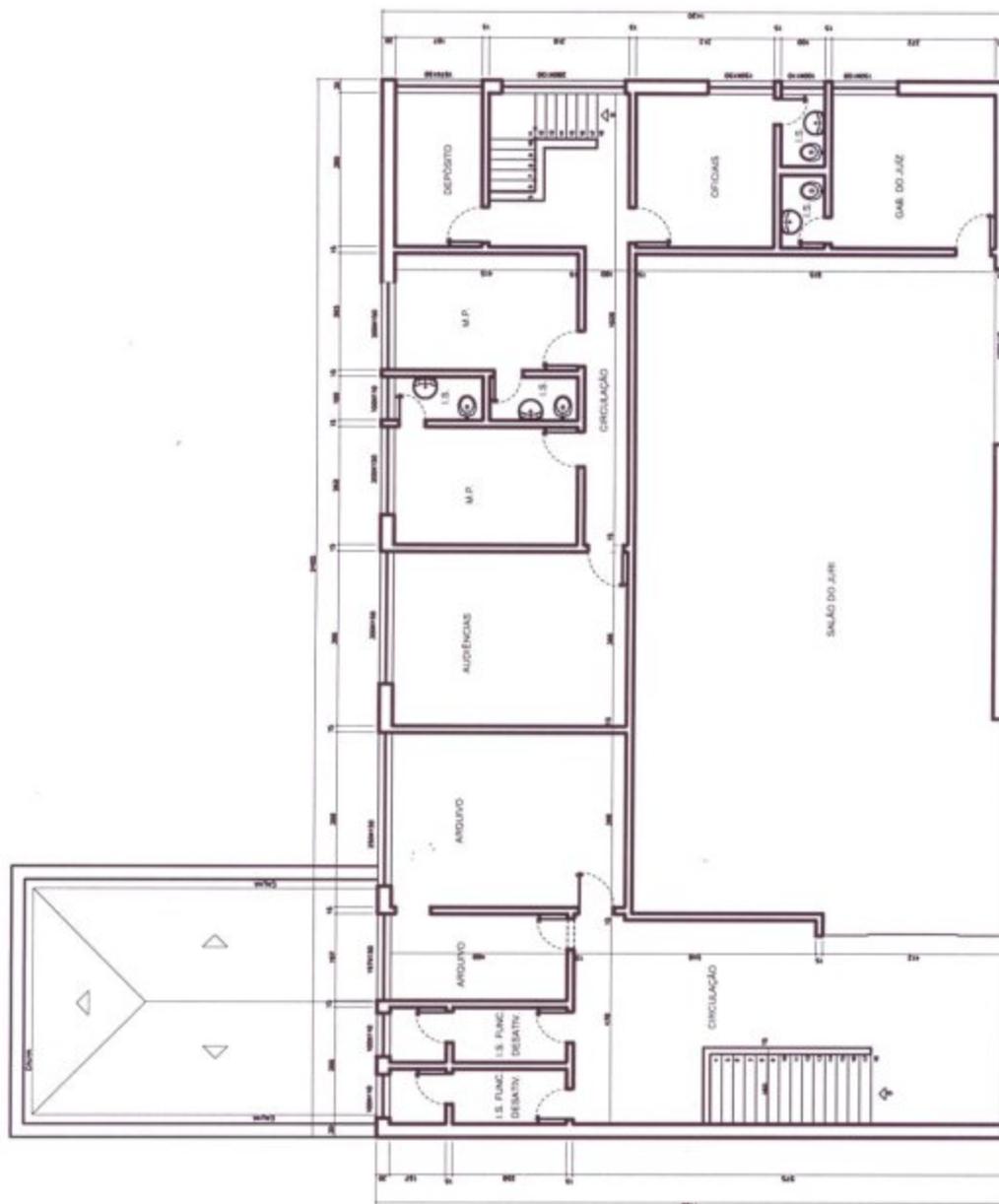
SÃO GOTARDO



FACHADA PRINCIPAL
ESCALA 1/50



PLANTA DO 1º PAVIMENTO
ESCALA 1:50



PLANTA DO 2º PAVIMENTO
ESCALA 1:50

TIPO 4 – RETÂNGULO**ABRE CAMPO** (exemplo)

ARCOS

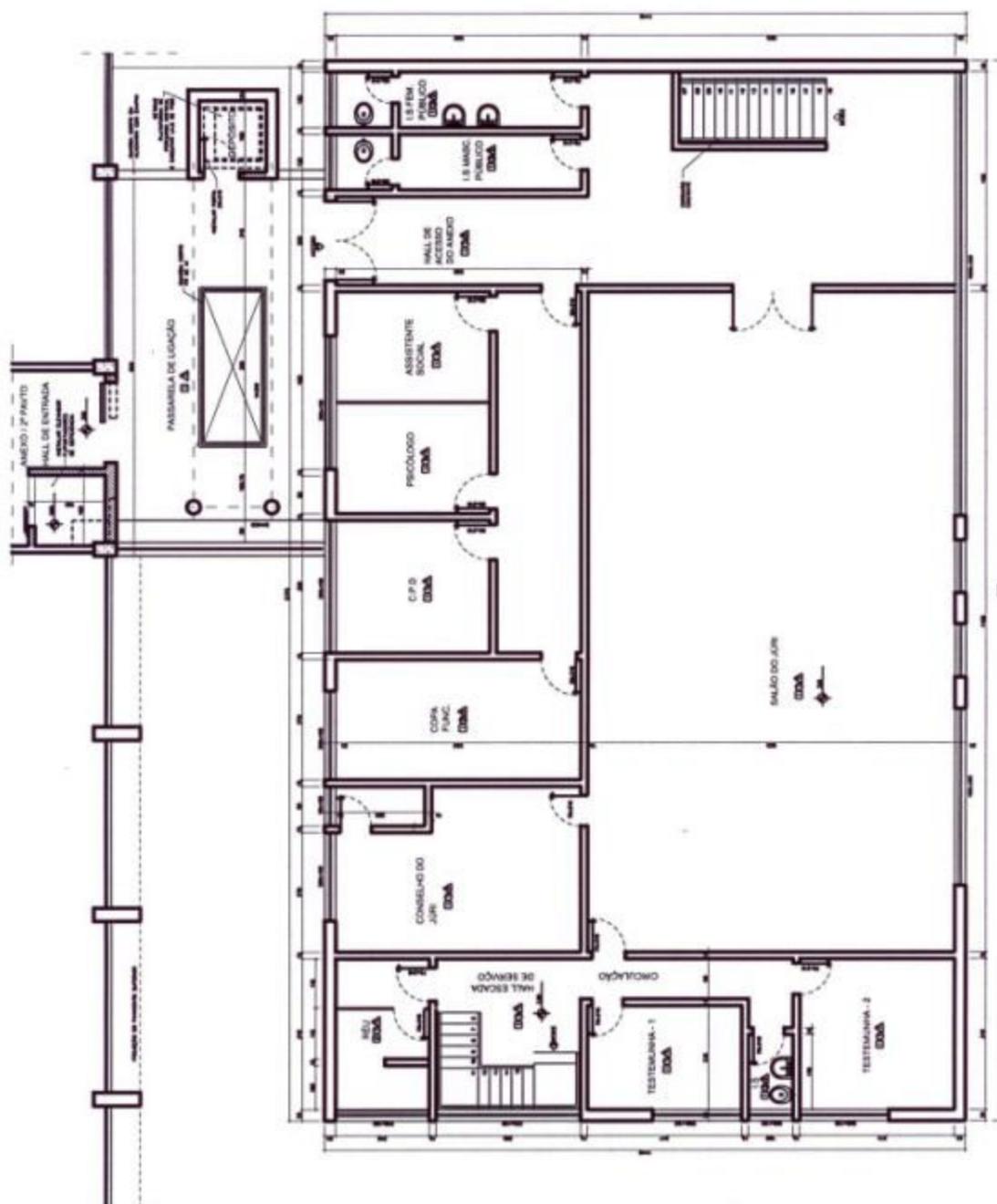
BETIM

CORONEL FABRICIANO

JANUÁRIA

LIMA DUARTE

PARAOPEBA



EDIFICAÇÃO ORIGINAL - PLANTA DO 2º PAVIMENTO

ESCALA 1:100

TIPO 5 – CASINHA ANOS 50

BICAS

BONFIM (exemplo)

POMPÉU + ANEXO

SENADOR FIRMINO

TIPO 7 – TRÊS ARCOS

BOA ESPERANÇA

CAMPESTRE

CAMPINA VERDE

CAPELINHA

GALILÉIA

JACUÍ

MATOZINHOS (exemplo)

MEDINA

MESQUITA

MONTE ALEGRE DE MINAS

PERDÕES

PIRANGA

VIRGINÓPOLIS

TIPO 8 – DOIS PAREDÕES

BRASÓPOLIS

BUENO BRANDÃO (exemplo)

CABO VERDE

CAMBUQUIRA

CONCEIÇÃO DAS ALAGOAS

CRISTINA

ERVÁLIA

ESTRELA DO SUL

ITAMARANDIBA

MALACACHETA

MANGA

MARIANA

NEPOMUCENO

PARAISÓPOLIS

PORTEIRINHA

PRATA

RIO CASCA

RIO PARANAÍBA

RIO PARDO DE MINAS

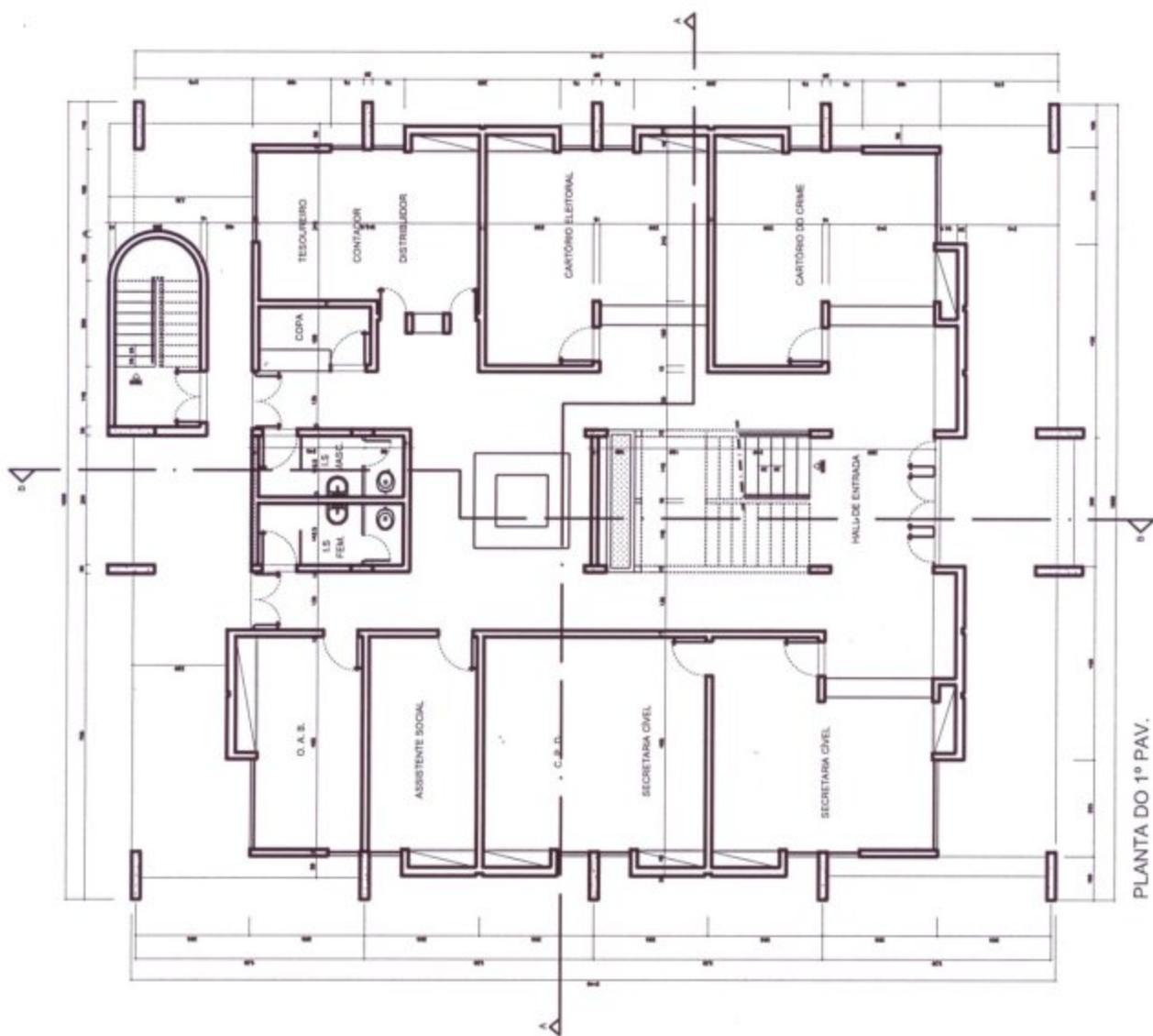
SABINÓPOLIS

SANTOS DUMONT + ANEXO

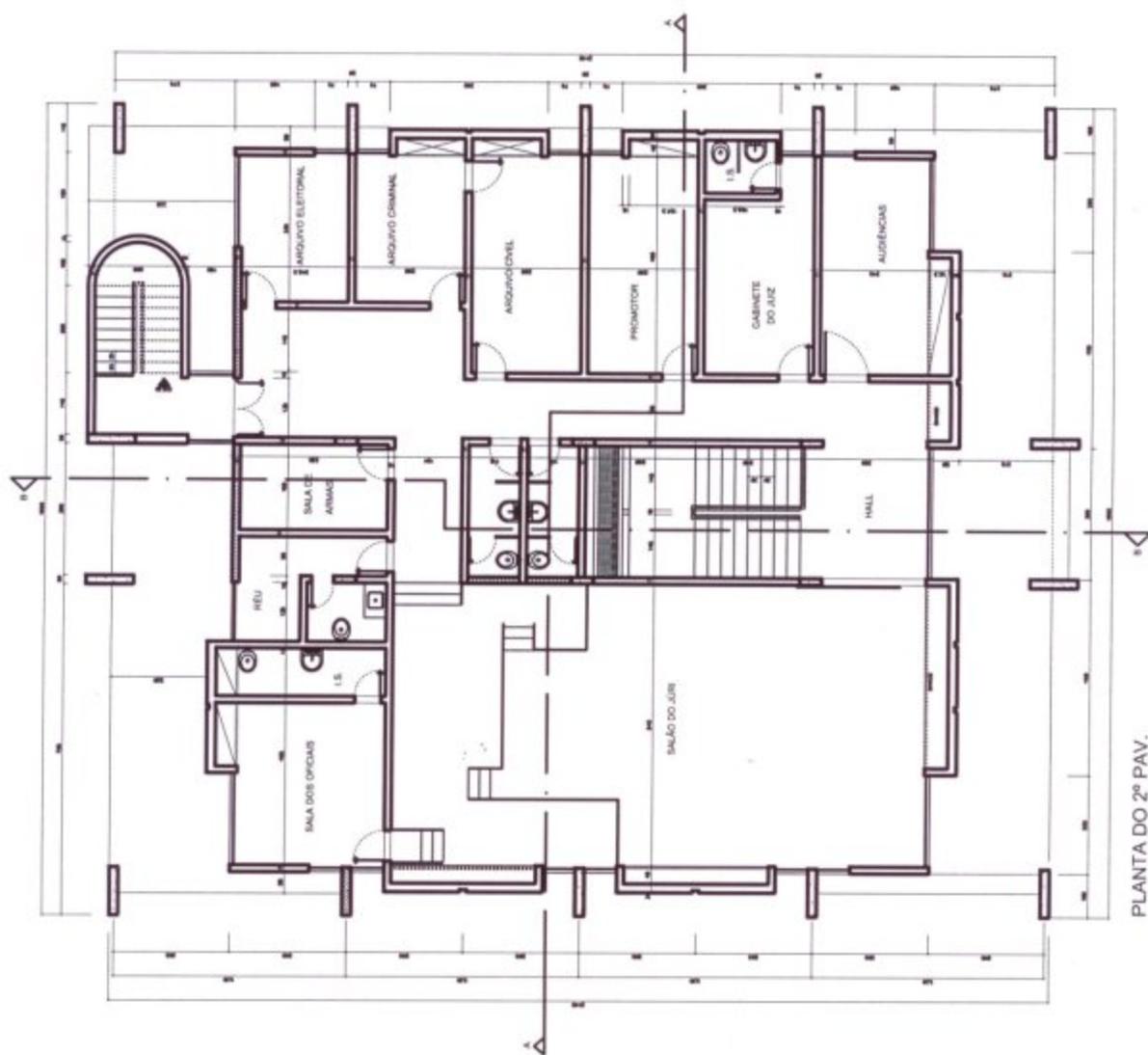
SILVIANÓPOLIS

TEIXEIRAS

UNAI



PLANTA DO 1º PAV.



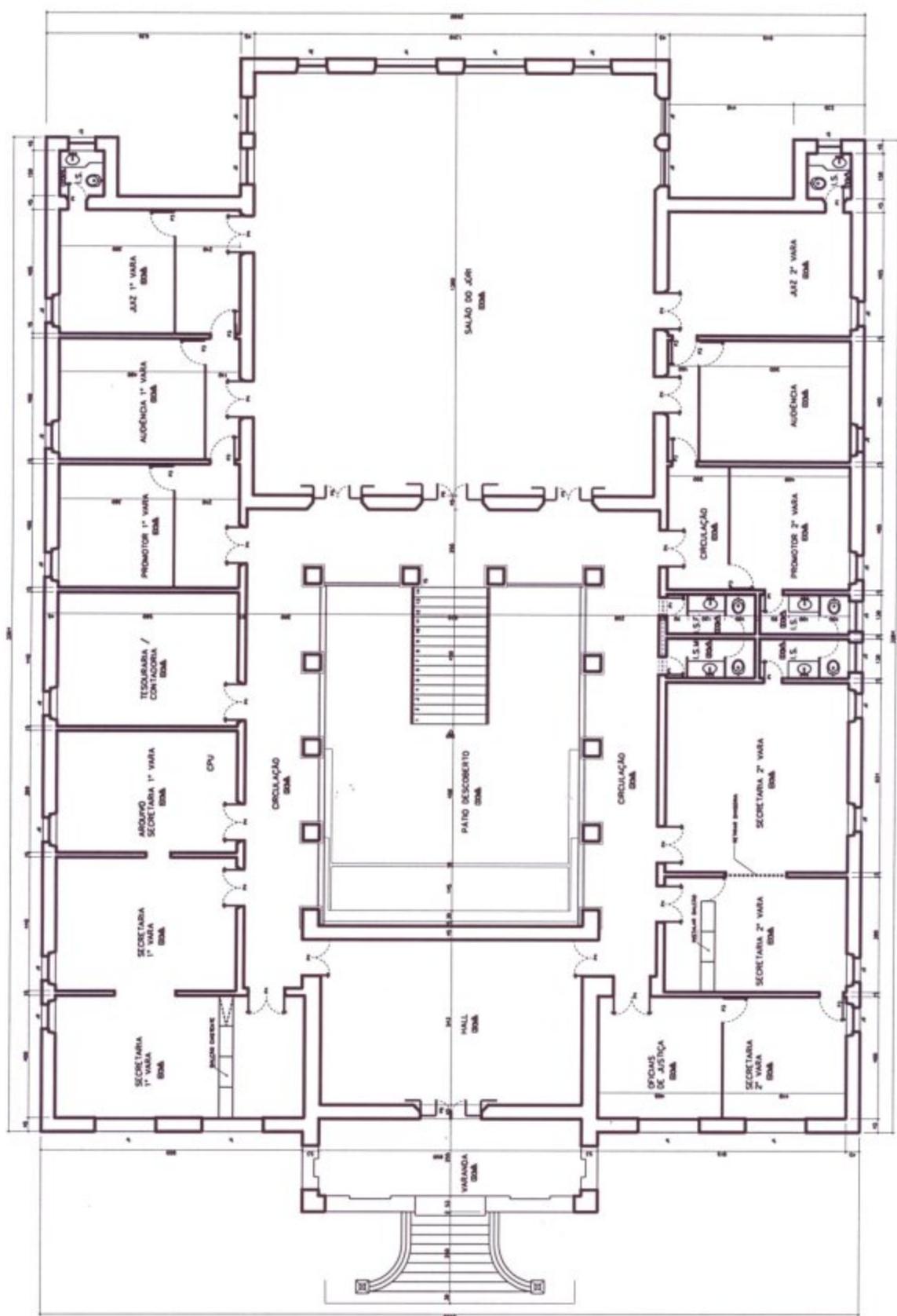
PLANTA DO 2º PAV.

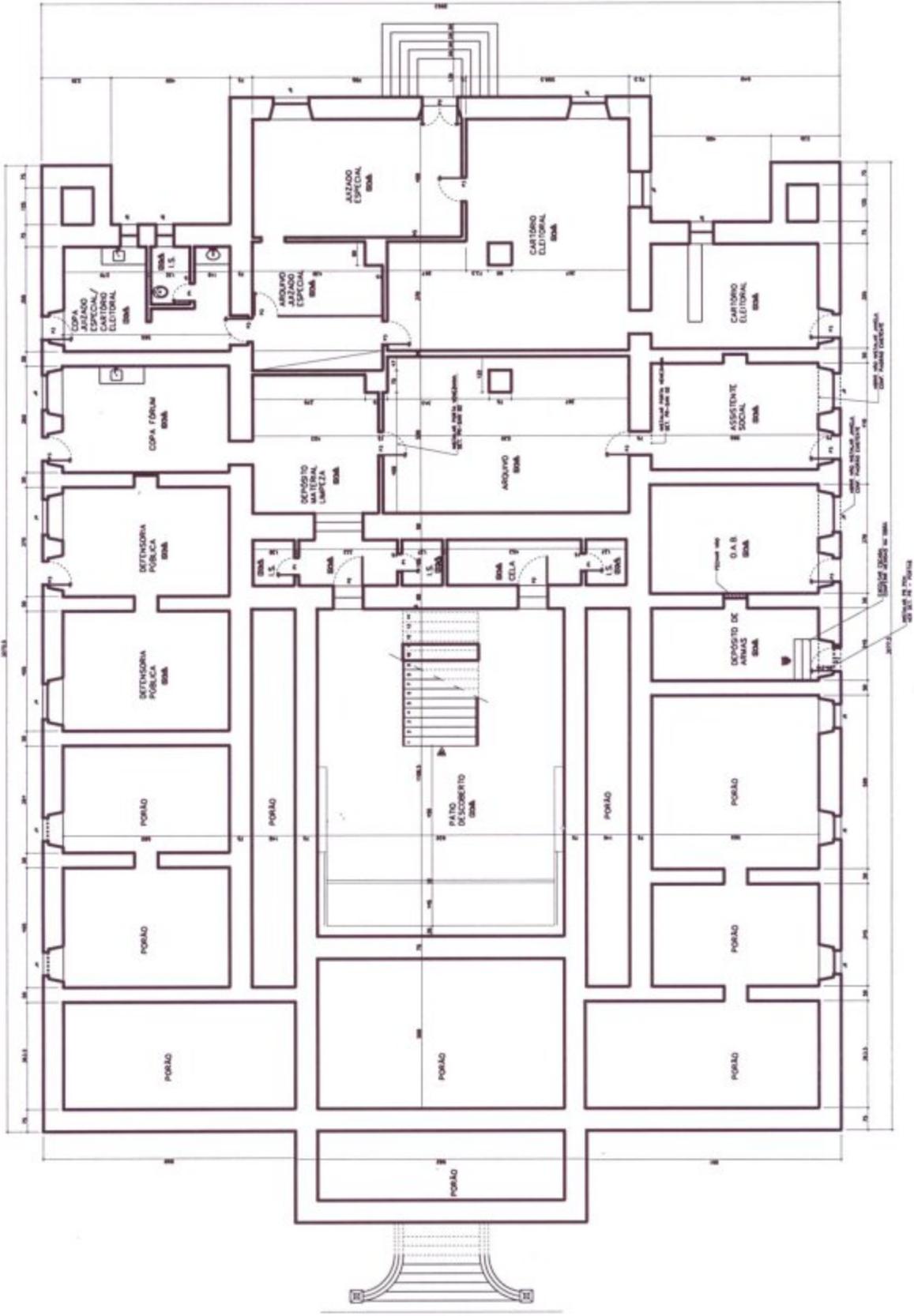
TIPO 9 – ECLÉTICO COM ABÓBADA

MAR DE ESPANHA

OURO FINO

SABARÁ (estudo de caso)





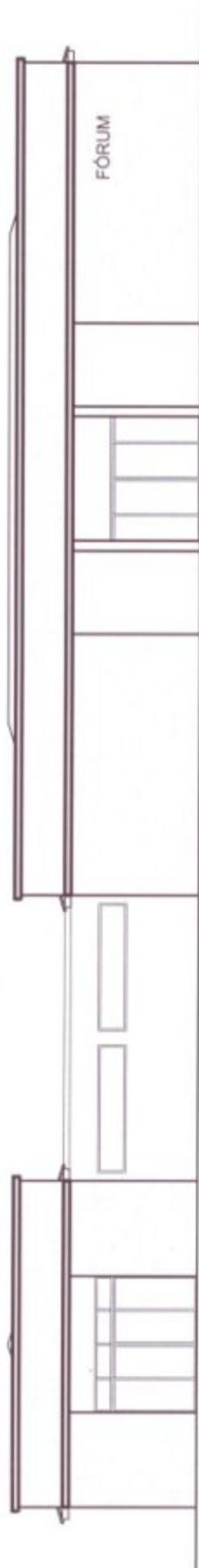
TIPO 10 – “O” COM 1 PAVIMENTO

CONGONHAS (estudo de caso)

MATIAS BARBOSA

NOVA ERA

TAIOBEIRAS



FACHADA PRINCIPAL
ELEV. 1/50

TIPO 11 – “O” COM DOIS PAVIMENTOS

IPANEMA (exemplo)

ITAMBACURI

NOVA LIMA

NOVA RESENDE

TIPO 14 – ANTIGOS DIVERSIFICADOS (TIPOLOGIAS SIMILARES)

CONQUISTA

GRÃO MOGOL

GUARANÉSIA

GUARANI

GUAXUPÉ

ITAPECIRICA

MONTE SANTO DE MINAS

MURIAÉ (prédio antigo)

OURO PRETO

PARÁ DE MINAS

PASSOS

PATOS DE MINAS

PEÇANHA

PITANGUI

POUSO ALEGRE

PRADOS (exemplo)

SALINAS

SANTA RITA DO SAPUCAÍ

TIPO N – PRÉDIO FORA DE PADRÃO

ESTUDOS DE CASOS

AÇUCENA

CATAGUASES

CEOP

EXEMPLARES QUE PODERÃO VIR A SEREM ESTUDADOS

ALTO RIO DOCE

ENTRE RIOS DE MINAS

GUAPÉ

JACINTO

LUZ

MANHUAÇU

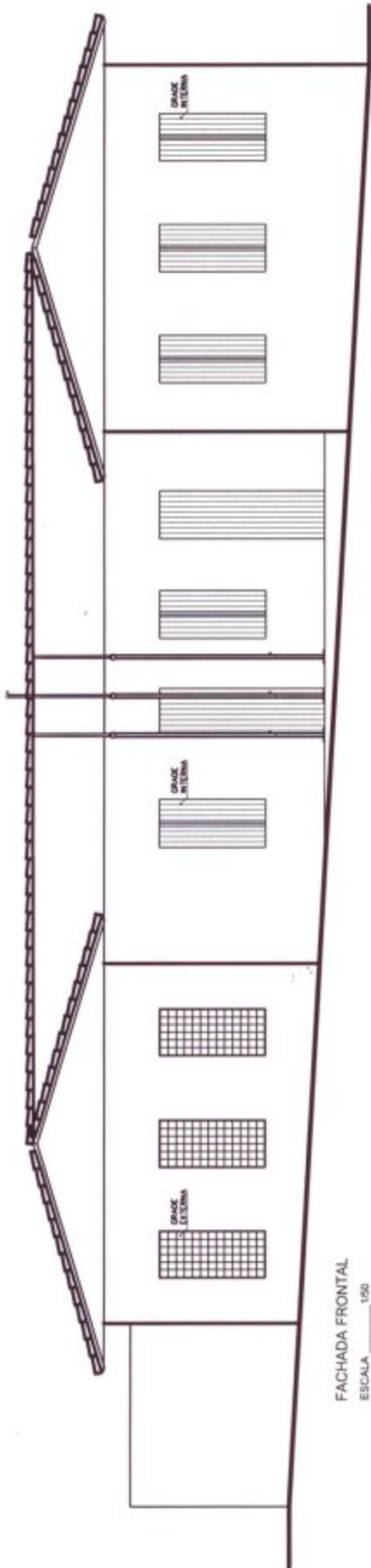
MERCÊS

PONTE NOVA

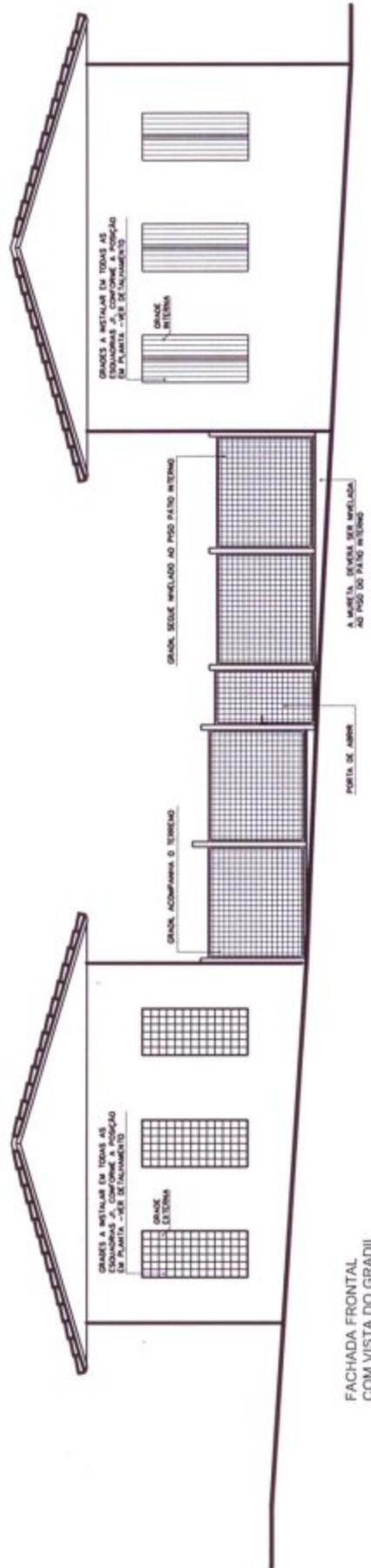
TOMBOS

AÇUCENA

(PLANTA BAIXA E FACHADA)

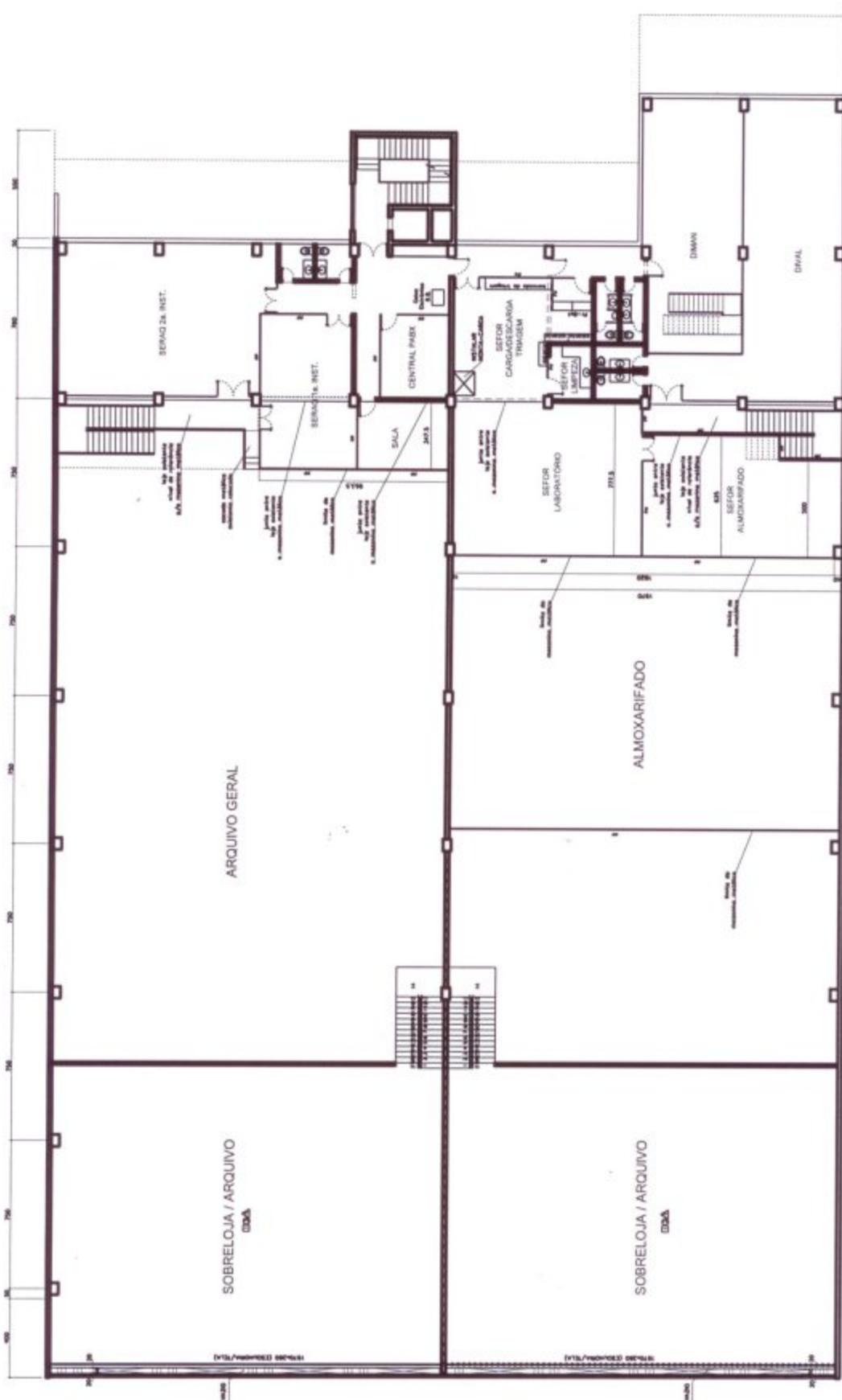


FACHADA FRONTAL
ESCALA _____ 1/50

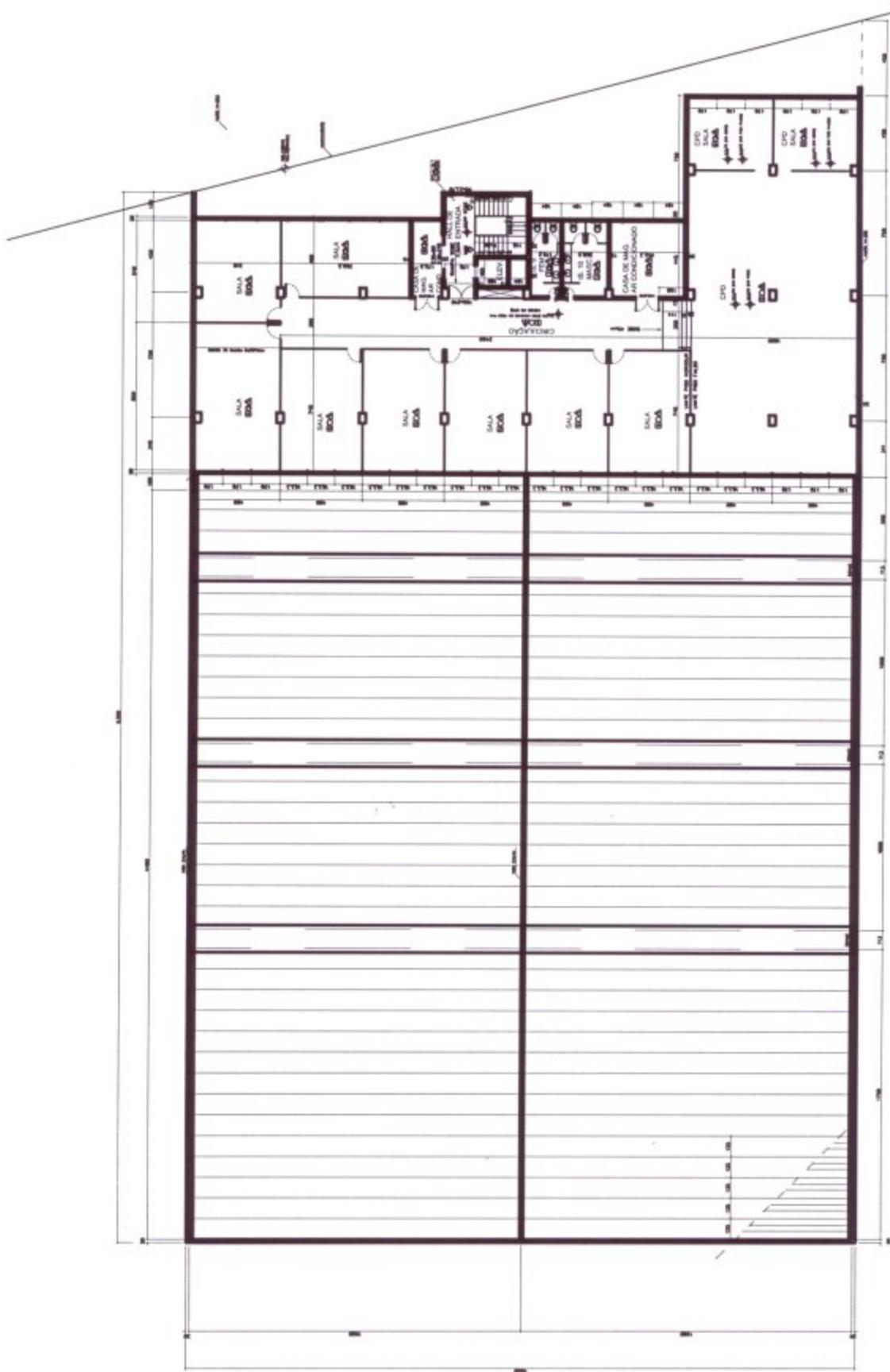


FACHADA FRONTAL
COM VISTA DO GRADIL
ESCALA _____ 1/50

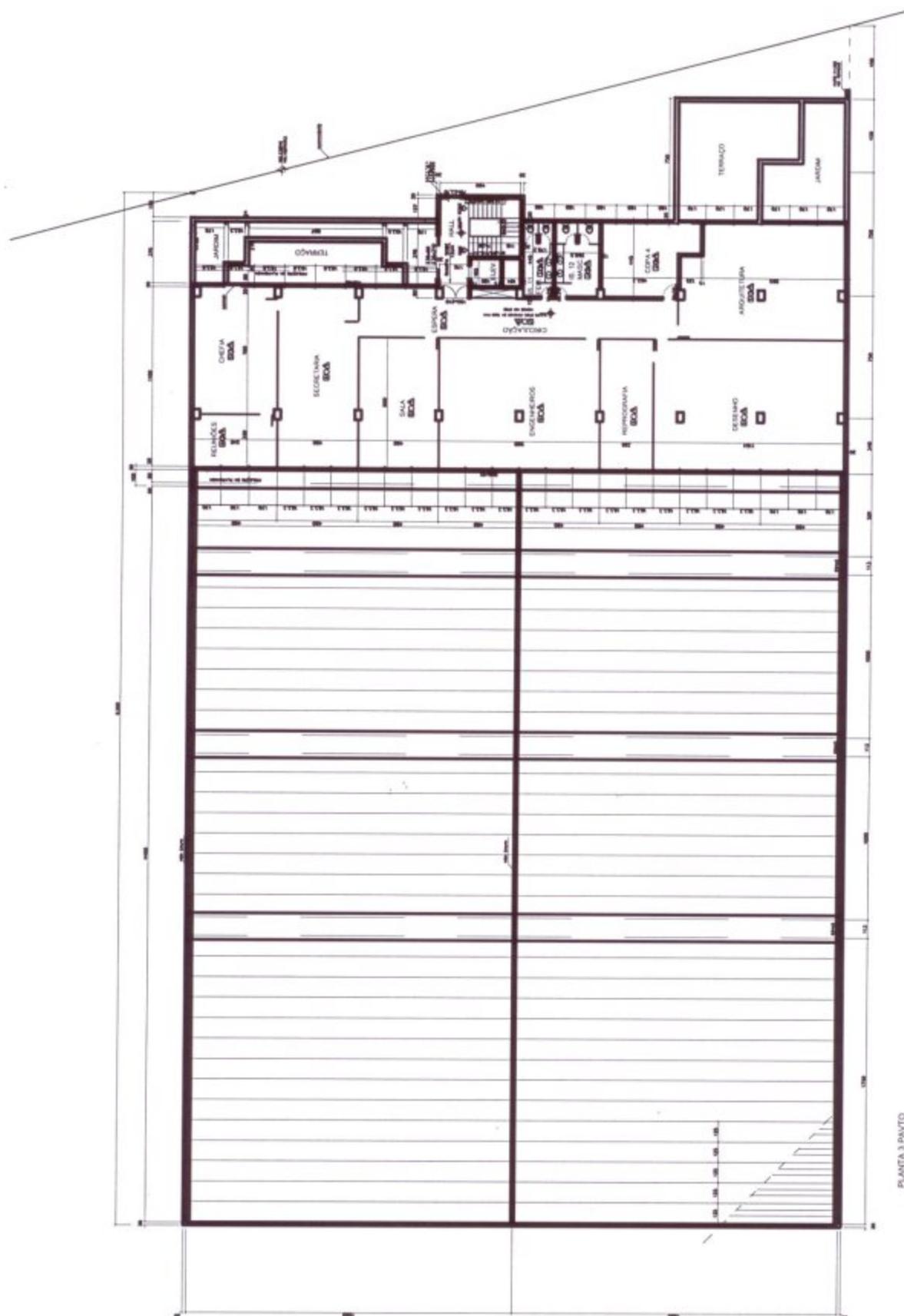
CENTRO OPERACIONAL**(PLANTA BAIXA)**



REFORMA NÍVEL B.
Escala 1:100



PLANTA 7º PAVIMENTO
BDA



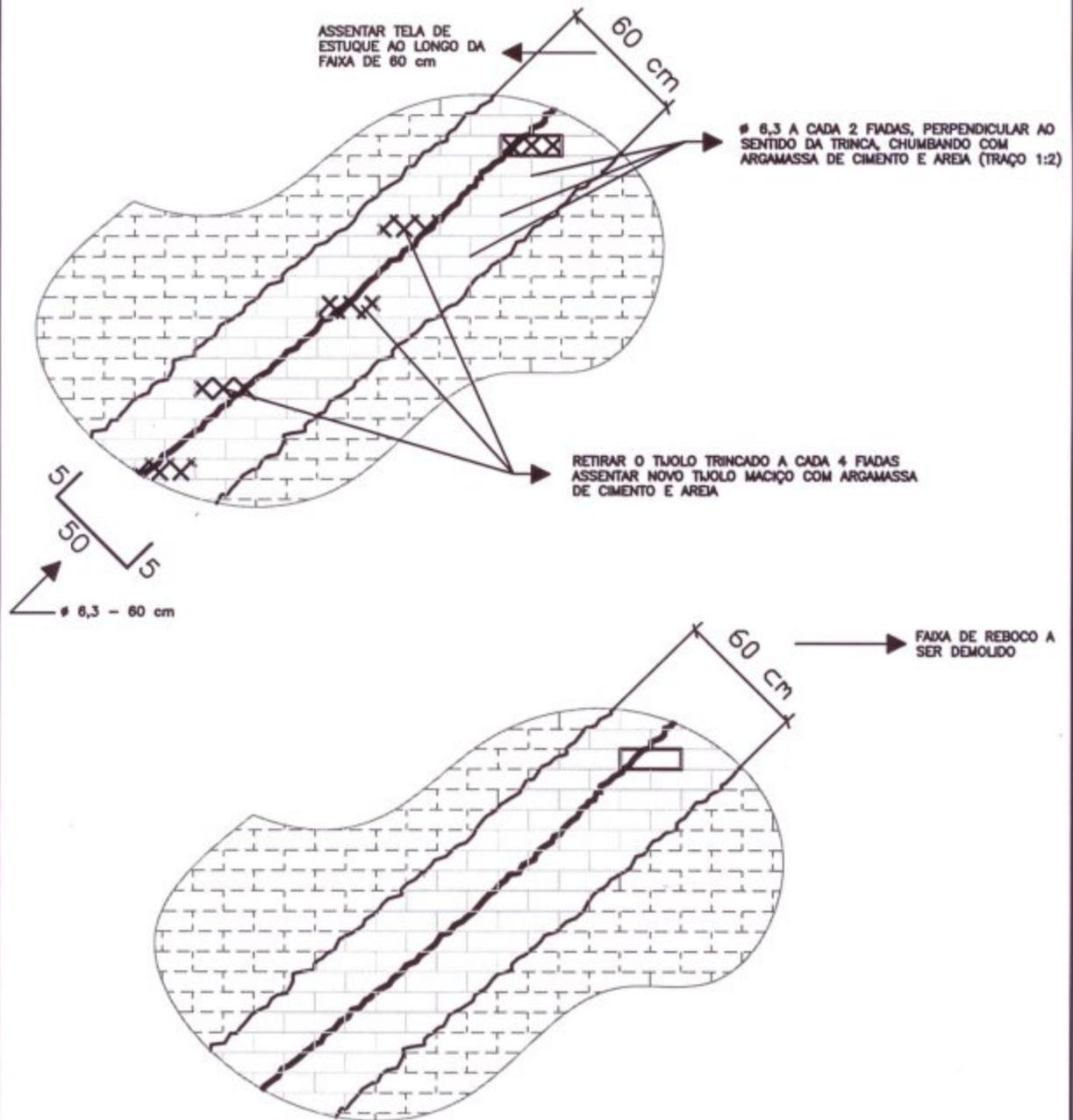
TOMBOS

(PLANTA BAIXA)

ANEXO C

PROJETO-PADRÃO PR-TRINCAS

DET. DE COSTURA DAS TRINCAS (TÍPICO)
(LADOS - INTERNO E EXTERNO)



TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO ESTADO DE MINAS GERAIS

SECRETARIA DE OBRAS

DEPARTAMENTO DE OBRAS

CONTEÚDO DA PRANCHA

PR TRINCAS

DETALHE DE COSTURA DE TRINCAS

EDIFICAÇÃO
PADRÃO

ESCALA
SEM ESCALA

DESENHO
DANIEL SANTOS

DATA
JULHO/ 2002

FOLHA
ÚNICA

REVISÃO