

AÇÃO CONJUNTA PAREDE-VIGA NA ALVENARIA ESTRUTURAL

CLAUDIO AUGUSTO TOMAZELA

**DISSERTAÇÃO APRESENTADA À ESCOLA
DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS, DA
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, COMO
PARTE DOS REQUISITOS PARA
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM
ENGENHARIA DE ESTRUTURAS.**

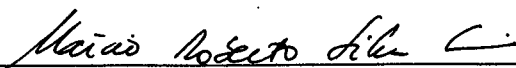
**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa

**SÃO CARLOS - SP
FEVEREIRO - 1995**

FOLHA DE APROVAÇÃO


Dissertação defendida e aprovada em 05/5/1995
perante a Comissão Julgadora:



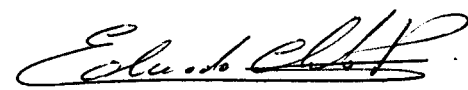
Prof. Doutor MARCIO ROBERTO SILVA CORRÊA - Orientador
(Escola de Engenharia de São Carlos - USP)



Prof. Doutor LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO
(Escola de Engenharia de São Carlos - USP)



Prof. Doutor LUIZ SÉRGIO FRANCO
(Escola Politécnica - USP)



Presidente da Comissão de Pós-Graduação
Prof. Dr. EDUARDO CLETO PIRES



Coordenador da área - Engenharia de Estruturas
Prof. Dr. MOUNIR KHALIL EL DEBS

AOS MEUS PAIS, Mário e Cecília

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa pela excelente orientação e amizade durante a elaboração deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Márcio Antônio Ramalho pelas colaborações.

Ao CNPq pela bolsa de estudo concedida.

À bibliotecária Maria Nadir pelo auxílio concedido na obtenção dos artigos.

À Sílvia, pelos trabalhos de desenhos apresentados.

Aos colegas do departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

Em especial à Elaine Regina Rosa, pelo incentivo durante a elaboração deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	I
LISTA DE TABELAS	II
LISTA DE SÍMBOLOS	III
RESUMO	IV
ABSTRACT	V
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Apresentação	1
1.2 - Notícias históricas.....	3
1.3 - Desenvolvimento do trabalho	6
2 - ASPECTOS GERAIS DA ALVENARIA	8
2.1 - Introdução	8
2.2 - Sistemas estruturais	8
2.3 - Propriedades mecânicas da alvenaria	11
2.3.1 - Compressão	11
2.3.1.1 - Ensaíes normalizados	12
2.3.1.2 - Mecanismos de ruptura	12
2.3.1.3 - Ruptura baseada em uma análise elástica	13
2.3.1.4 - Ruptura baseada na resistência do bloco e da argamassa em um estado multiaxial de tensões...	16
2.3.1.5 - Especificações de normas	19
2.3.2 - Cisalhamento	21
2.3.2.1 - Mecanismos de ruptura	21
2.3.2.2 - Especificações de normas	24

2.3.3 - Flexão	25
2.3.3.1 - Conceitos gerais	25
2.3.3.2 - Especificações de normas	26
2.3.4 - Tração	27
2.3.4.1 - Conceitos gerais	28
2.3.5 - Relação tensão-deformação	28
2.4 - Fatores que afetam a capacidade de resistência da alvenaria	30
2.4.1 - Efeitos e excentricidade de carga e esbeltez da parede	31
2.4.1.1 - Excentricidade de carga	31
2.4.1.2 - Esbeltez da parede	33
2.4.1.3 - Ação combinada de excentricidade e esbeltez	34
2.5 - Ações	35
2.5.1 - Ações verticais	35
2.5.2 - Ações laterais	35
2.6 - Tensões admissíveis e estados limites	38
2.6.1 - Tensões admissíveis	38
2.6.2 - Estados limites	38
2.7 - Tipos de apoios	39
3 - INTERAÇÃO PAREDE-VIGA - EFEITO ARCO	41
3.1 - Introdução	41
3.2 - Efeito arco	42
3.2.1 - Análise do efeito arco	44
3.2.2 - Modelos	46
3.2.3 - Resultados	47
3.2.4 - Observações	49
3.3 - Interação parede-viga	53
3.3.1 - Análise segundo R. H. Wood e L. G. Simms	54
3.3.1.1 - Apresentação	54
3.3.1.2 - Equacionamento	54
3.3.1.3 - Comentários	64
3.3.2 - Análise segundo Stafford Smith e Riddington	64
3.3.2.1 - Apresentação	64

3.3.2.2	- Parâmetros analisados	66
3.3.2.3	- Resultados e observações	67
3.3.2.4	- Equacionamento	71
3.3.2.5	- Exemplo de aplicação	73
3.3.2.6	- Comentários.....	75
3.3.3	- Análise segundo S. R. Davies e A. E. Ahmed	75
3.3.3.1	- Apresentação	75
3.3.3.2	- Máxima tensão normal vertical na parede	76
3.3.3.3	- Força normal na viga	79
3.3.3.4	- Tensões cisalhantes na interface parede-viga	81
3.3.3.5	- Momento fletor na viga	85
3.3.3.6	- Cálculo da flecha central	90
3.3.3.7	- Resultados de análises	91
3.3.3.8	- Exemplos de aplicação	94
3.3.3.9	- Comentários	96
3.3.4	- Análise segundo D. R. Green, I. A. Macleod e R. S. Girardau	97
3.3.4.1	- Apresentação	97
3.3.4.2	- Mecanismos de transferência da carga vertical para o sistema de apoios	98
3.3.4.3	- Tensão normal vertical	101
3.3.4.4	- Força de tração na viga	102
3.3.4.5	- Momento fletor na viga e forças cisalhantes na interface parede-viga.....	103
3.3.4.6	- Máxima tensão cisalhante	106
3.3.4.7	- Força cortante na viga	106
3.3.4.8	- Exemplo de aplicação	107
3.4	- Exemplos	
3.4.1	- Apoio pontual	111
3.4.2	- Apoio extenso de largura b	115

4 -PAREDES COM ABERTURAS E PAREDES SOBRE VIGA CONTÍNUA.	122
4.1 - Introdução	122
4.2 - Parede com abertura sobre viga biapoiada ...	122
4.2.1 - Apresentação	122
4.3 - Análise de paredes co abertura	130
4.3.1 - Resultados	132
4.4 - Análise da influência da posição da abertura	133
4.4.1 - Definições iniciais	134
4.4.2 - Modelos	134
4.4.3 - Apresentação de resultados	137
4.4.4 - Comentários	138
4.4.5 - Sugestões para projetos	143
4.5 - PAREDE APOIADA SOBRE VIGA CONTÍNUA	145
4.5.1 - Apresentação	145
4.5.2 - Análises	151
4.5.3 - Modelos	151
4.5.4 - Apresentação dos resultados	153
4.5.5 - Comentários	154
5 - OBSERVAÇÕES FINAIS	157
5.1 - Conclusões	157
5.2 - Dificuldades	160
5.3 - Sugestões para outras pesquisas	160
ANEXOS	162
ANEXO A	164
ANEXO B	179
ANEXO C	188
ANEXO D	203
ANEXO E	210
ANEXO F	237
6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	244

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Sistema celular, segundo HENDRY (1981).....	9
FIGURA 2.2 - Sistema de paredes transversais, segundo HENDRY (1981)	10
FIGURA 2.3 - Sistema complexo, segundo HENDRY (1981)....	11
FIGURA 2.4 - Tensões no bloco e argamassa, segundo FRANCIS et al. apud HENDRY (1981)	14
FIGURA 2.5 - Envoltória de ruptura proposta por FRANCIS et al. apud HENDRY (1981)	15
FIGURA 2.6 - Envoltória de ruptura proposta por HILSDORF apud HENDRY (1981)	16
FIGURA 2.7 - Solução gráfica, segundo KHOO; HENDRY apud HENDRY (1981)	18
FIGURA 2.8 - Resistência ao cisalhamento em função da pré-compressão, segundo HENDRY et al. (1981)	22
FIGURA 2.9 - Critério de resistência devido ao cisalhamento e pré-compressão, segundo HENDRY (1981)	24
FIGURA 2.10 - Relação tensão-deformação segundo HENDRY et al. (1981)	29
FIGURA 2.11 - Laje isolada em parede simples, segundo HANDBOOK BS 5628 (1981)	31
FIGURA 2.12 - Laje contínua em parede simples, segundo HANDBOOK BS 5628 (1981)	32
FIGURA 2.13 - Representação dos modelos, segundo HENDRY et al. (1981)	36

FIGURA 2.14 - Resultados experimentais e teóricos, segundo HENDRY et al. (1981)	37
FIGURA 3.1 - Representação do arco	43
FIGURA 3.2 - Representação do conjunto parede-viga	44
FIGURA 3.3 - Ajuste no modelo	45
FIGURA 3.4 - Convenção de sinais	48
FIGURA 3.5 - Região de formação do arco	49
FIGURA 3.6 - (a) situação de projeto (b) situação de cálculo	50
FIGURA 3.7 - Distribuição de tensão normal vertical e tensão cisalhante na parede de alvenaria ..	53
FIGURA 3.8 - Distribuição de tensões normais verticais proposta por WOOD; SIMMS (1969)	55
FIGURA 3.9 - Formação do arco, segundo WOOD; SIMMS(1969).	60
FIGURA 3.10 - Gráfico para cálculo de esforços na viga, proposto por WOOD; SIMMS(1969)	63
FIGURA 3.11 - Separação entre a parede e a alvenaria ...	65
FIGURA 3.12 - Discretização proposta por SMITH; RIDDINGTON (1977)	67
FIGURA 3.13 - Gráfico auxiliar para cálculo de esforços na viga, segundo SMITH; RIDDINGTON (1977) .	72
FIGURA 3.14 - Parede para análise (a) situação de projeto (b) situação de cálculo	73
FIGURA 3.15 - Cálculo do fator de concentração de tensão C, segundo DAVIES; AHMED (1977)	77
FIGURA 3.16 - Representação da forma da curva de distribuição de tensão normal vertical na interface parede-viga, segundo DAVIES; AHMED (1970)	78
FIGURA 3.17 - Variação da força normal na viga, segundo DAVIES; AHMED (1977)	80
FIGURA 3.18 - Parâmetros α , β e γ em função de H/l , segundo DAVIES; AHMED (1977)	81
FIGURA 3.19 - Interação de forças na interface parede-viga, segundo DAVIES; AHMED (1977) .	82

FIGURA 3.20 - Representação da distribuição de tensões cisalhantes na interface parede-viga, DAVIES; AHMED (1977)	83
FIGURA 3.21 - Variação da força normal na viga	85
FIGURA 3.22 - Distribuição da carga vertical na viga, segundo DAVIES; AHMED (1977)	86
FIGURA 3.23 - Representação da estrutura analisada por GREEN et al. (1973)	97
FIGURA 3.24 - Transferência de carga para o apoio, segundo GREEN et al. (1973)	98
FIGURA 3.25 - Distribuição de tensão normal vertical em função da relação b/l , segundo GREEN et al (1973)	100
FIGURA 3.26 - Fator de concentração de tensões, proposto por GREEN et al. (1973)	101
FIGURA 3.27 - Ações na estrutura, proposto por GREEN et al. (1973)	102
FIGURA 3.28 - Distribuição de tensões, proposta por GREEN et al. (1973)	104
(a) tensão normal vertical	
(b) tensão normal vertical na viga	
(c) tensão cisalhante na viga	
FIGURA 3.29 - Parede para análise do método de GREEN et al. (1973)	107
FIGURA 3.30 - Estrutura para análise	111
FIGURA 3.31 - Apresentação da discretização	112
FIGURA 3.32 - Representação da estrutura parede-viga ..	116
FIGURA 3.33 - Discretização da estrutura parede-viga ..	118
FIGURA 3.34 - Rotação do nó ligação viga-pilar	121
FIGURA 4.1 - Distribuição de carga vertical na viga - abertura de janela, segundo WOOD (1952) ..	123
FIGURA 4.2 - Distribuição de carga vertical na viga - parede com abertura de porta, segundo WOOD (1952)	124

FIGURA 4.3 - Distribuição de carga vertical na viga - abertura de porta próxima ao apoio, segundo WOOD (1952)	124
FIGURA 4.4 - Formação do arco para parede com aberturas, segundo Cerny, Leon (s.d)	125
FIGURA 4.5 - Estrutura adotada para análise do método MO TING-BIN et al (1988)	127
FIGURA 4.6 - Flecha x carga aplicada, segundo MO TING-BIN et al (1988)	128
FIGURA 4.7 - Deformação longitudinal e tensão nas barras de aço da viga, segundo MO TING-BIN et al (1988)	129
FIGURA 4.8 - Modelos em análises	130
(a) modelo PAR401 (b) modelo PAR402	
(c) modelo PAR403	
FIGURA 4.9 - Representação das aberturas	134
(a) abertura da porta	
(b) abertura da janela	
(c) abertura de porta até a laje	
FIGURA 4.10 - Estrutura em análise	135
FIGURA 4.11 - Discretização	136
FIGURA 4.12 - Distribuição de tensões normais verticais na interface parede-viga	139
(a) modelo PAR404 (b) modelo PAR405	
FIGURA 4.13 - Componente horizontal	141
FIGURA 4.14 - Parede utilizada nos ensaios de ROSENHAUPT; SOKAL (1965)	146
FIGURA 4.15 - Distribuição das reações de apoio, segundo ROSENHAUPT; SOKAL (1965)	147
FIGURA 4.16 - Resultados das análises, segundo ROSENHAUPT; SOKAL (1965)	149
(a) estágio não fissurado	
(b) estágio fissurado	
FIGURA 4.17 - Carga x flecha, segundo ROSENHAUPT; SOKAL (1965)	150
FIGURA 4.18 - Momento fletor para a viga, segundo SAW (1974)	150

FIGURA 4.19 - Estrutura em análise	151
FIGURA 4.20 - Discretização	153
FIGURA A.1 - Representação para a viga	163
FIGURA A.2 - MODELO PAR301	165
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA A.3 - MODELO PAR301	166
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA A.4 - MODELO PAR302	167
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA A.5 - MODELO PAR302	168
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA A.6 - MODELO PAR303	169
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA A.7 - MODELO PAR303	170
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA A.8 - MODELO PAR304	171
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA A.9 - MODELO PAR304	172
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA A.10 - MODELO PAR305	173
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA A.11 - MODELO PAR305	174
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA A.12 - MODELO PAR306	175
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA A.13 - MODELO PAR306	176
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA A.14 - MODELO PAR307	177
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	

FIGURA A.15 - MODELO PAR307	178
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA B.1 - MODELO PAR308	180
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA B.2 - MODELO PAR308	181
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA B.3 - MODELO PAR309	182
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA B.4 - MODELO PAR309	183
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA B.5 - MODELO PAR310	184
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA B.6 - MODELO PAR310	185
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA B.7 - MODELO PAR311	186
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA B.8 - MODELO PAR311	187
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA C.1 - MODELO PAR312	189
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA C.2 - MODELO PAR312	190
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA C.3 - MODELO PAR313	191
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA C.4 - MODELO PAR313	192
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA C.5 - MODELO PAR314	193
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	

FIGURA C.6 - MODELO PAR314	194
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA C.7 - MODELO PAR315	195
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA C.8 - MODELO PAR315	196
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA C.9 - MODELO PAR316	197
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA C.10 - MODELO PAR316	198
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA C.11 - MODELO PAR317	199
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA C.12 - MODELO PAR317	200
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA C.13 - MODELO PAR318	201
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA C.14 - MODELO PAR318	202
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA D.1 - MODELO PAR401	204
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA D.2 - MODELO PAR401	205
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA D.3 - MODELO PAR402	206
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA D.4 - MODELO PAR402	207
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA D.5 - MODELO PAR403	208
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	

FIGURA D.6 - MODELO PAR403	209
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.1 - MODELO PAR404	211
(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)	
FIGURA E.2 - MODELO PAR404	212
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.3 - MODELO PAR405	213
(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)	
FIGURA E.4 - MODELO PAR405	214
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.5 - MODELO PAR406	215
(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)	
FIGURA E.6 - MODELO PAR406	216
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.7 - MODELO PAR407	217
(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)	
FIGURA E.8 - MODELO PAR407	218
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.9 - MODELO PAR408	219
(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)	
FIGURA E.10 - MODELO PAR408	220
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.11 - MODELO PAR409	221
(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)	
FIGURA E.12 - MODELO PAR409	222
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.13 - MODELO PAR410	223
(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)	

FIGURA E.14 - MODELO PAR410	224
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.15 - MODELO PAR411	225
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA E.16 - MODELO PAR411	226
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.17 - MODELO PAR412	227
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA E.18 - MODELO PAR412	228
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.19 - MODELO PAR413	229
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA E.20 - MODELO PAR413	230
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.21 - MODELO PAR414	231
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA E.22 - MODELO PAR414	232
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.23 - MODELO PAR415	233
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA E.24 - MODELO PAR415	234
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA E.25 - MODELO PAR416	235
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA E.26 - MODELO PAR416	236
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA F.1 - MODELO PAR417	238
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	

FIGURA F.2 - MODELO PAR417	239
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA F.3 - MODELO PAR418	240
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA F.4 - MODELO PAR418	241
Esforços solicitantes na viga	
FIGURA F.5 - MODELO PAR419	242
(a) Tensões normais verticais (kN/m ²)	
(b) Tensões cisalhantes (kN/m ²)	
FIGURA F.6 - MODELO PAR419	243
Esforços solicitantes na viga	

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Resistência à compressão da alvenaria, segundo a BS 5628 (1978)	19
TABELA 2.2 - Tipos de argamassa, segundo a BS 5628 (1978)	20
TABELA 2.3 - Resistência à compressão da alvenaria não armada, segundo NB-1228 (1989)	20
TABELA 2.4 - Tensões admissíveis para o cisalhamento, segundo a NB-1228 (1989)	25
TABELA 2.5 - Resistência característica à flexão, segundo a BS 5628 (1978)	27
TABELA 2.6 - Resistência à flexão, segundo a NB-1228 (1989)	27
TABELA 2.7 - Resistência à tração, segundo a NB-1228 (1989)	28
TABELA 2.8 - Fator de redução β , segundo BS 5628 (1978)	34
TABELA 2.9 - Coeficiente para o material, segundo a BS 5628 (1978)	39
TABELA 3.1 - Características dos modelos	47
TABELA 3.2 - Apresentação dos resultados	48
TABELA 3.3 - Fatores de concentração de tensões normais verticais proposto por WOOD; SIMMS (1969) ..	56
TABELA 3.4 - Resultados obtidos em elementos finitos para análise da influência do parâmetro ν e a altura da parede em estruturas de alvenaria, segundo SMITH; RIDDINGTON (1977)	68
TABELA 3.5 - Resultados antes da separação, segundo	

	SMITH; RIDDINGTON (1977)	69
TABELA 3.6	- Resultados depois da separação, segundo SMITH; RIDDINGTON (1977)	70
TABELA 3.7	- Valores de λ e r em função de (R_f)	88
TABELA 3.8	- Tensões normais verticais em paredes calculadas por diferentes métodos, DAVIES; AHMED (1970)	92
TABELA 3.9	- Tensões cisalhantes calculadas por diferentes métodos, segundo DAVIES; AHMED (1977)	93
TABELA 3.10	- Valores de momento fletor na viga, segundo DAVIES; AHMED (1977)	94
TABELA 3.11	- Resultados	110
TABELA 3.12	- Definição de modelos	111
TABELA 3.13	- Resultados de tensão normal vertical (kN/m^2)	113
TABELA 3.14	- Resultados de tensões cisalhantes na interface parede-viga (kN/m^2)	113
TABELA 3.15	- Resultados de tração na viga (kN)	114
TABELA 3.16	- Resultados de momento fletor máximo da viga (kN.m)	114
TABELA 3.17	- Características do conjunto parede-viga	117
TABELA 3.18	- Máxima tensão normal vertical (kN/m^2)	118
TABELA 3.19	- Máxima tração normal na viga (kN)	119
TABELA 3.20	- Máxima tensão cisalhante (kN/m^2)	119
TABELA 3.21	- Força cortante na viga (kN)	119
TABELA 3.22	- Momento fletor para a viga (kN.m)	120
TABELA 4.1	- Resultados	132
TABELA 4.2	- Abertura de porta	137
TABELA 4.3	- Abertura de porta até a laje	137
TABELA 4.4	- Abertura de janela	137
TABELA 4.5	- Máximas tensões na parede, esforços solicitantes na viga e reações de apoio	138
TABELA 4.6	- Comparação de resultados	144
TABELA 4.7	- Modelos para as análises	152
TABELA 4.8	- resultados	153

LISTA DE SÍMBOLOS

A_v	Área da seção transversal da viga
b	Largura do apoio
b_v	Largura da viga
C	Fator de concentração de tensões
C_1	Parâmetro de rigidez relativa à flexão
D_s	Resultante de compressão do arco secundário
d_a	Distância da abertura ao apoio
E_{pa}	Módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria
E_v	Módulo de elasticidade longitudinal da viga
e_x	Excentricidade
F	Fator de redução
F_{sc}	Fator de concentração variável
f	Comprimento de contato das tensões normais verticais sobre a viga
f_a	Resistência à compressão da argamassa
f_{alv}	Resistência à compressão da alvenaria
f_b	Tensão básica com referência à resistência do bloco e do tipo da argamassa
f_c	Máxima tensão admissível de compressão uniformemente distribuída
f_{max}	Flecha máxima
f_{med}	Tensão média
f_p	Resistência de prisma
f_s	Tensão no aço
f_v	Resistência característica ao cisalhamento

f_{xk1}	Resistência característica à flexão da alvenaria com plano de ruptura paralelo as juntas horizontais de argamassa
f_{xk2}	Resistência característica à flexão da alvenaria com plano de ruptura perpendicular as juntas horizontais de argamassa
G_{pa}	Módulo de elasticidade transversal da parede
G_v	Módulo de elasticidade transversal para a viga
g	Peso próprio
gA	Somatória das cargas verticais
H	Altura total da parede
h	Altura da parede que contribui para a rigidez da estrutura
h_1	Nível de aplicação da carga
h_{ef}	Altura efetiva
h_j	Altura da parede abaixo da abertura da janela
h_v	Altura da viga
I_v	Momento de inércia à flexão para a viga
K	Fator para momento fletor
K_a	Rigidez axial relativa
K_f	Parâmetro de rigidez relativa à flexão
l	Distância entre apoios
l_c	Comprimento de contato para as tensões cisalhantes
l_v	Comprimento de contato para as tensões normais verticais
M_c	Momento fletor na viga devido a forças cisalhantes
M_{cen}	Momento fletor no centro
M_{max}	Máximo momento fletor na viga
M_v	Momento fletor na viga devido a forças verticais
N_{max}	Máxima força normal de tração na viga
N_s	Parcela de esforço normal de tração na viga correspondente ao arco secundário
N_v	Esforço normal de tração na viga
N_x	Força normal de tração na viga em um ponto genérico

P	Carga total da estrutura
P_1	Carga acima da parede
P_2, P_3	Reação da laje
q	Carga uniformemente distribuída
R_f	Parâmetro de rigidez relativa à flexão
r	Posição da resultante de tensões
t	Espessura da parede
t_{ef}	Espessura efetiva
V_{max}	Esforço cortante máximo
x	Comprimento de contato
α	Razão entre a espessura da argamassa pela altura do bloco
β	Fator de redução
δ_h	Flecha devido à força cisalhante
δ_p	Flecha devido ao peso próprio
δ_v	Flecha devido a cargas verticais
ϵ_x	Deformação longitudinal na armadura
θ	Rotação
λ	Fator de correção da área
μ	Coeficiente ortogonal
ν_{pa}	Coeficiente de Poisson para a parede
ν_v	Coeficiente de Poisson para a viga
σ	Tensão normal
σ_c	Tensão normal de compressão
σ_{max}	Máxima tensão normal na parede
σ_{med}	Tensão média
σ_t	Tensão normal de tração
σ_{to}	Tensão principal de tração
σ_{ult}	Tensão última de ruptura
σ_x	Tensão normal horizontal
σ_y	Tensão normal vertical
τ_c	Cisalhamento
τ_{max}	Máxima tensão de cisalhamento

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se um estudo teórico sobre alvenaria estrutural, utilizando-se o método dos elementos finitos. A finalidade principal é mostrar o comportamento estrutural de uma parede de alvenaria apoiada sobre viga de concreto armado e solicitada por ações verticais.

Evidencia-se o fenômeno do efeito arco que ocorre na base da parede e os principais parâmetros que o governam. É estudada a contribuição de rigidez da parede e da viga no comportamento estrutural, destacando-se as principais variáveis envolvidas no desenvolvimento do projeto do conjunto parede-viga.

São discutidas as teorias mais importantes para as análises dessa estrutura, que permitem quantificar as tensões na parede e os esforços solicitantes na viga, ressaltando-se as suas limitações e vantagens.

Vários exemplos numéricos são apresentados, mostrando as curvas isotensões para a parede e os esforços solicitantes para a viga, obtidos das análises em elementos finitos.

Finalmente são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas a serem desenvolvidas, dando continuidade a este trabalho.

ABSTRACT

In this dissertation is presented a theoretical study about structural masonry, applying the finite element method. The main purpose is to show the structural behavior of masonry walls supported by reinforced concrete beam and subjected to vertical loads.

It is evidenced the phenomenon of arch effect, that occurs in the basis of the wall, and the main standards governing it. It is studied the contribution of the stiffness of the wall and the beam in the structural behavior, emphasizing the main parameters involved in the development of the project of wall-beam system models.

The more important theories in the analysis of these structures are discussed, permitting to quantify the stresses in the wall, and the internal efforts in the beam, sticking out their limitations and advantages.

Several numerical examples are presented, showing the same tension lines for the wall and the internal efforts for the beam, both obtained with the finite element analysis.

Finally is presented the conclusion of this work, and the suggestions for further researches to be developed, giving sequence to this dissertation.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - APRESENTAÇÃO

A alvenaria estrutural pode ser entendida como um sistema que atua simultaneamente como estrutura resistente e elemento de vedação.

Segundo a BS 5628 (1978) a alvenaria é um arranjo de unidades estruturais moldado em obra ou construída em painéis pré-fabricados, no qual as unidades estruturais são ligadas solidamente entre si por argamassa ou graute.

A alvenaria estrutural, segundo a norma brasileira NB-1228 (1989), pode ser armada, não-armada ou parcialmente armada. A diferença básica é que na alvenaria armada faz-se a consideração da contribuição da armadura no cálculo estrutural, para resistir aos esforços a que está submetida.

A alvenaria parcialmente armada é aquela em que algumas paredes devem ter armaduras que contribuam para a resistência da estrutura.

Na alvenaria estrutural não-armada deve-se colocar armaduras apenas com finalidade construtiva ou de amarração, sem levar em consideração a sua presença no cálculo estrutural.

Segundo SABBATINI (1984), no edifício de alvenaria estrutural, as paredes resistentes são primordialmente projetadas para suportar, além do peso próprio, as cargas acidentais e devem ser dimensionadas

por cálculo racional. Os elementos de alvenaria que não participam do sistema estrutural, ou seja, utilizados principalmente para fechamento e subdivisões de espaços, são dimensionados empiricamente.

SABBATINI (1984) comenta que, no Brasil, a alvenaria estrutural armada é executada com blocos vazados de concreto ou blocos cerâmicos vazados. A armadura, constituída por barras de aço, é introduzida em determinadas cavidades e totalmente envolta com graute. Destina-se, principalmente, a absorver as tensões de tração.

A alvenaria estrutural não-armada é executada com blocos sílico-calcários, blocos cerâmicos e blocos de concreto maciços, perfurados ou vazados. A parede resistente compõe-se tão somente dos componentes primários: bloco e junta de argamassa. As tensões de tração devem ser minoradas ou totalmente evitadas no projeto, através de procedimentos adequados.

Segundo SABBATINI (1984), no Brasil, o uso da alvenaria armada é mais freqüente, em decorrência de diversos fatores:

a - Influência da tecnologia americana, uma vez que nos Estados Unidos, a utilização da alvenaria armada é de uso freqüente, devido a determinadas regiões estarem sujeitas a abalos sísmicos;

b - Pioneirismo da alvenaria armada, que foi introduzida no Brasil na década de 60, ao passo que somente na década de 70 aparece a alvenaria não-armada;

c - Maior quantidade de indústrias fabricantes de blocos de concreto destinados a alvenaria armada, marcado pelo domínio tecnológico desses materiais e fortemente influenciado pelos fabricantes de cimento;

d - Problemas patológicos que surgiram nos primeiros edifícios de alvenaria não-armada e que a princípio foram mal equacionados;

e - Desconhecimento de processos de cálculo eficientes que conduzam a informações mais precisas da

necessidade ou não da utilização de armadura na alvenaria estrutural.

A alvenaria estrutural é um processo construtivo que tem bastante espaço no Brasil, pois vem de encontro às necessidades de se obterem obras a custos reduzidos, associada a uma redução no tempo de execução, quando comparada com uma estrutura convencional de concreto.

Com o avanço de inúmeras pesquisas relacionadas à alvenaria estrutural, pode-se dizer que há, hoje, no Brasil, também uma tendência para a utilização da alvenaria não-armada. Isto se deve, principalmente, ao desenvolvimento de processos construtivos eficientes, conhecimento de métodos de cálculo que conduzem a melhores resultados, observações de ensaios e elaboração de normas.

Cabe salientar que a utilização da alvenaria estrutural no Brasil é recente e que há uma necessidade de se obterem mais informações a respeito de seu comportamento estrutural, o que requer a realização de muitas pesquisas nesta área.

1.2 - NOTÍCIAS HISTÓRICAS

A alvenaria como elemento estrutural é um dos mais antigos sistemas de construção, fazendo parte de grandes obras no passado, tais como: Farol de Alexandria, contruído em alvenaria de pedra, há cerca de 2260 anos e destruído em um terremoto no século XIII; A Pirâmide de Queop, em que foram utilizados aproximadamente 2.300.000 blocos de pedra, com peso variando de duas a sessenta toneladas; catedrais e castelos.

Todas as estruturas de alvenaria contruídas até o início deste século foram dimensionadas empiricamente, sendo o fluxo de carga na estrutura analisado de forma intuitiva. Este fato proporciona espessuras de paredes relativamente altas, o que pode ser evidenciado nas grandes catedrais construídas entre os séculos XII a XVII, apresentando paredes de até 2,50 m de espessura.

Segundo SABBATINI (1984) um marco importante na

história da alvenaria estrutural foi a construção do edifício "Monadnock" em Chicago, entre 1889 e 1891, com 16 andares e 65 m de altura, apresentando uma estrutura em alvenaria armada com paredes de 1,83 m de espessura na base.

Segundo SABBATINI (1984) várias teorias foram desenvolvidas por alguns sábios, que explicaram aspectos isolados da capacidade resistente da alvenaria, em que podem-se destacar: Aristóteles, que explicava como os arcos resistiam às cargas gravitacionais; a teoria de Leonardo da Vinci, que explica o mecanismo interno de ação entre os elementos de arco; a teoria matemática de Euler, definindo a capacidade resistente de colunas de alvenaria em termos da carga última de flambagem. Mesmo assim, as estruturas de alvenaria foram dimensionadas de forma empírica.

Com o advento do concreto e do aço, no início deste século, deixou-se de lado o uso da alvenaria, e grandes obras passaram a ser construídas com a combinação daqueles materiais, proporcionando estruturas esbeltas. Em consequência, deu-se ênfase ao desenvolvimento de pesquisas experimentais e teóricas para esses novos materiais, deixando em segundo plano o desenvolvimento da alvenaria estrutural.

No início da década de 50, o engenheiro suíço Paul Haller, após inúmeras pesquisas experimentais, dimensionou e construiu um edifício na Basileia, com 13 andares (41,40 m) em alvenaria não-armada, com paredes resistentes internas de 15 cm de espessura e externas com 37,5 cm.

Nos Estados Unidos o emprego da alvenaria não-armada foi permitido até o ano de 1933, ano em que ocorreu o terremoto de Long Beach, Califórnia. Desde então foi estabelecida a necessidade de utilização da alvenaria armada nas regiões sujeitas a abalos sísmicos.

O ano de 1966 corresponde a um marco histórico para a alvenaria nos Estados Unidos. Nesse ano é editada a primeira norma de alvenaria estrutural " Recommended

Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry ".

Na Europa, precisamente na Inglaterra, a primeira norma foi introduzida em 1948, e melhorada nas suas sucessivas edições. Em 1978 apresentou-se na sua forma mais avançada, em que é introduzido o conceito do método dos estados limites para o tratamento da alvenaria.

SABBATINI (1984) cita que em 1967, em Austin, Texas, foi realizado o primeiro congresso internacional sobre a alvenaria estrutural e, após isto, ela passa a ser tratada como uma estrutura racional.

Segundo SABBATINI (1984), um grande número de pesquisas experimentais e teóricas foram desenvolvidas nestes últimos 40 anos, principalmente na Europa e Estados Unidos, para poder avaliar os materiais empregados e o comportamento estrutural da alvenaria e como resultados, podem-se destacar:

- a - Criação de uma teoria moderna de estruturas de alvenaria fundamentada em uma base experimental sólida;
- b - Codificação dos novos resultados teóricos e experimentais sob a forma de normas;
- c - Concentração de esforços criativos de engenheiros e arquitetos no desenvolvimento de projetos de alvenaria estrutural;
- d - Fabricação de novos materiais;
- e - Desenvolvimento das técnicas de construção.

Segundo a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990), no Brasil, as primeiras obras de grande expressão apareceram somente na década de 70, construídas em alvenaria armada. Podem-se destacar o conjunto Central Parque Lapa, com quatro blocos de doze andares; o edifício Muriti, em São José dos Campos, de dezesseis andares; treze edifícios de quatro andares e cinco de oito na cidade de São Paulo; doze edifícios em Diadema S.P., além dos primeiros 1620 apartamentos do conjunto Itaquera I, Cohab/SP. Nos últimos anos muitos edifícios de alvenaria foram construídos no Brasil.

Destaca-se em 1993 a construção de um edifício de vinte e quatro pavimentos, e alvenaria armada, em São Paulo.

Somente no final da década de 80 é apresentada a primeira norma brasileira para o cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, a NB-1228 (1989).

1.3 - DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

Este estudo tem como objetivo principal dissertar sobre o comportamento estrutural de uma parede de alvenaria apoiada sobre viga.

Para as análises, tem-se como "ferramenta" um programa computacional que utiliza o método dos elementos finitos.

Faz-se uma análise da interação parede e viga, indicando as principais variáveis que exprimem o comportamento estrutural do conjunto parede-viga. O trabalho divide-se em capítulos, que abordam os pontos relatados a seguir.

O primeiro capítulo comenta, brevemente, algumas notícias históricas relacionadas à alvenaria estrutural e apresenta o desenvolvimento deste trabalho.

No segundo capítulo relata-se, de forma resumida, alguns aspectos que influenciam a capacidade de resistência dos elementos de alvenaria estrutural. O objetivo desse capítulo é chamar a atenção do leitor, que ainda não teve contato com o assunto, sobre os inúmeros pontos a serem observados quando se trata da análise da alvenaria estrutural.

No terceiro capítulo, apresenta-se o desenvolvimento da parte principal do trabalho. Relata-se o comportamento estrutural de uma parede de alvenaria sobre viga biapoiada de concreto armado, utilizando o método dos elementos finitos.

Evidencia-se o efeito arco, mostrando-se como a carga da parede é transferida para a viga e desta para os seus apoios. Ressalta-se, de forma marcante, que a parede

contribui para a rigidez da estrutura, alterando significativamente a distribuição de tensões na base da parede e os esforços solicitantes na viga.

Apresentam-se os principais parâmetros que governam o comportamento estrutural do conjunto parede-viga, quando se considera o efeito arco para a análise da estrutura. Também se apresentam procedimentos de cálculos descritos na literatura técnica, que levam em consideração o efeito arco e que permitem quantificar as tensões na parede e os esforços solicitantes na viga.

Várias curvas isotensões, obtidas de análises em elementos finitos, são apresentadas para melhor elucidar a distribuição de tensões na estrutura.

No quarto capítulo, apresentam-se várias análises em elementos finitos, que relatam os efeitos causados pela presença de aberturas em paredes de alvenarias sobre vigas biapoiadas de concreto armado. São apresentadas algumas sugestões que podem ser utilizadas durante a fase de ante-projeto, que permitem quantificar, de maneira aproximada, as tensões na parede.

Dando continuidade a um estudo em elementos finitos e reunindo observações de outros pesquisadores, faz-se uma análise do comportamento estrutural de paredes de alvenaria apoiada sobre viga contínua de concreto armado. No quinto capítulo apresentam-se as observações finais do trabalho, indicando as dificuldades encontradas, os objetivos alcançados e algumas sugestões para estudos futuros.

Apresentam-se, como complementação do trabalho, alguns anexos que contêm as curvas isotensões na parede e os esforços solicitantes na viga, obtidas das análises em elementos finitos, para cada estrutura utilizada como exemplo.

2 - ASPECTOS GERAIS DA ALVENARIA

2.1 - Introdução

Várias pesquisas têm sido realizadas com a finalidade de relatar aspectos importantes sobre o uso e o comportamento da alvenaria como estrutura portante.

Neste capítulo apresentam-se alguns resultados e observações destas análises, com a finalidade de dar ao engenheiro uma visão global dos fatores a serem considerados em um projeto de alvenaria estrutural, sem entrar em detalhes e não tendo a pretensão de cobrir todos os parâmetros.

2.2 - Sistemas estruturais

Em edifícios de alvenaria estrutural, as paredes não têm apenas a finalidade de fechar ou subdividir os espaços internos, mas também a de assegurar uma estabilidade local e global para a estrutura, constituindo as paredes estruturais ou resistentes.

A norma inglesa BS 5628 (1978) classifica paredes estruturais ou resistentes como sendo aquelas primordialmente projetadas para suportar cargas verticais acidentais, além do seu peso próprio.

Do ponto de vista estrutural, as paredes devem estar arrançadas de forma a garantir a estabilidade global ao edifício. Segundo HENDRY (1981), existem inúmeros arranjos de paredes, que podem ser divididos em três

categorias básicas:

- Sistema celular;
- Sistema de paredes transversais;
- Sistema complexo;

Em um sistema celular, as paredes internas e externas são resistentes e formam, em planta, um modelo mais adequado para hotéis e residências, como mostra a figura (2.1).

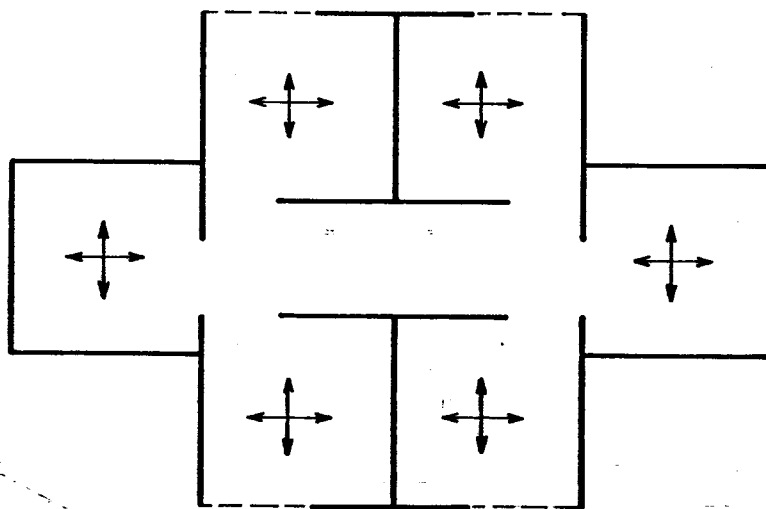
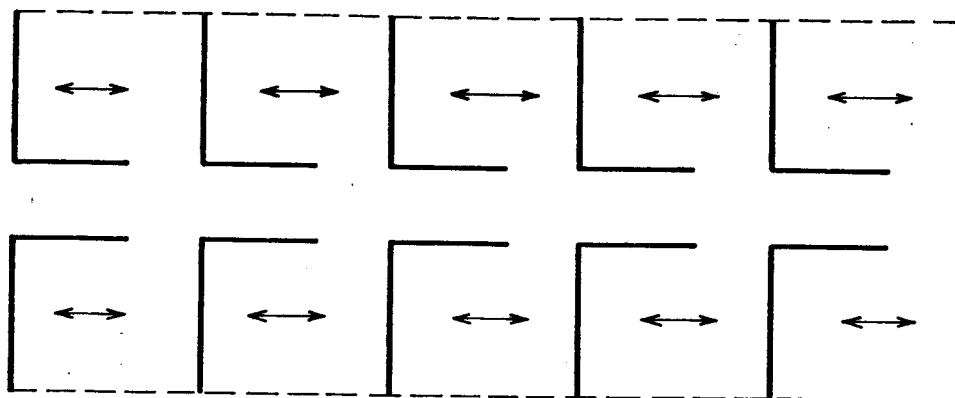


FIGURA 2.1 - Sistema celular, segundo HENDRY (1981)

Para o sistema de paredes transversais, a estabilidade longitudinal é assegurada por paredes internas, e as externas não são necessariamente resistentes, como mostra a figura (2.2). Essa distribuição de paredes é utilizada em residências, hotéis e hospitais.



————— paredes estruturais
 - - - - - paredes não-estruturais

**FIGURA 2.2 - Sistema de paredes transversais,
 segundo HENDRY (1981)**

Em um sistema de arranjo complexo para as paredes, como mostra a figura (2.3), a estabilidade global é alcançada por um núcleo central que incorpora caixa de escada e elevadores que, atuando em conjunto, formam uma torre central de grande rigidez.

Esta distribuição de paredes é utilizada em edifícios de apartamentos e deve-se evitar plantas assimétricas por causa da introdução de esforços de torção, que são prejudiciais ao comportamento da alvenaria, devido aos acréscimos de tensões de cisalhamento. É importante que o projetista atente para a necessidade de dispor paredes estruturais não apenas em função das necessidades arquitetônicas, mas principalmente dispor paredes na direção das maiores solicitações, como exemplo, colocar paredes paralelas ao sentido predominante das ações laterais mais significativas.

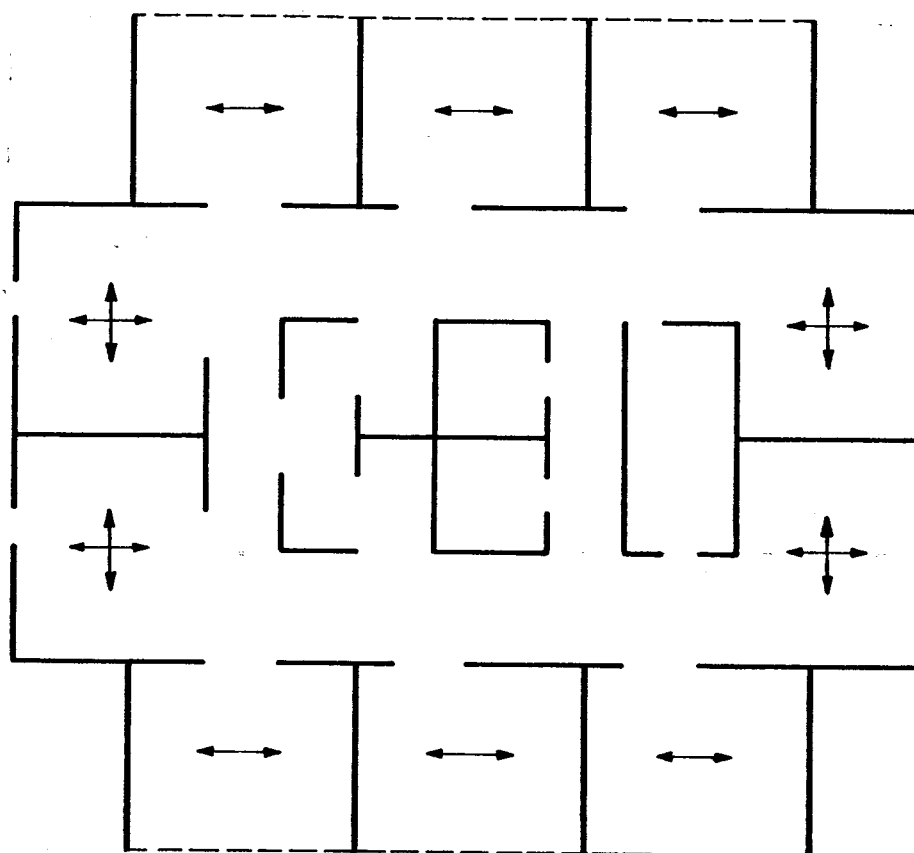


FIGURA 2.3 - Sistema complexo, segundo HENDRY (1981)

2.3 - Propriedades mecânicas da alvenaria

2.3.1 - Compressão

As estruturas de alvenaria atuam, principalmente, para resistir a esforços de compressão, tendo, nesta área, o maior número de pesquisas.

Observando-se os resultados dessas pesquisas, podem ser relatadas as principais variáveis que definem os mecanismos de ruptura.

2.3.1.1 - Ensaaios normalizados

Os ensaios usuais para a alvenaria, solicitada por uma carga de compressão uniforme têm indicado que:

- 1 - a alvenaria rompe pelo desenvolvimento de fissuras paralelas ao carregamento;
- 2 - a resistência da alvenaria é usualmente menor que a dos blocos que a constitui e maior que a da argamassa;
- 3 - o valor da resistência à compressão da alvenaria varia, aproximadamente, com a raiz quadrada da resistência à compressão do bloco e com a raiz cúbica da resistência à compressão da argamassa.

Destas observações concluiu-se que :

As tensões de tração secundárias, que causam o rompimento da alvenaria, resultam das restrições de deformação da argamassa na junta de alvenaria.

A resistência à compressão do bloco não é o único fator que influencia a resistência à compressão da alvenaria, apesar de ser o mais importante. A junta de argamassa também influencia, sendo capaz de resistir, na alvenaria, a elevadas tensões de compressão, devido ao estado multiaxial de tensões desenvolvido nesta situação.

2.3.1.2 - Mecanismos de ruptura

O modo de ruptura de um elemento de alvenaria, submetido à compressão uniforme no seu plano, é amplamente conhecido e aceito.

Hilsdorf¹ apud HENDRY (1981) descreve esse

¹Hilsdorf. H.K. *An investigation into the failure mechanism*

mecanismo como sendo : a alvenaria é formada basicamente pela junção de blocos e camadas de argamassas. Esses materiais apresentam diferentes resistências e características de deformação. Em geral, a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade da argamassa são, consideravelmente, menores que os correspondentes valores dos blocos. Portanto, se a argamassa puder deformar-se livremente, sua deformação lateral será maior que a deformação dos blocos. No entanto, devido à aderência e ao atrito entre a argamassa e o bloco, a argamassa é confinada. Conseqüentemente, um estado interno de tensões desenvolve-se, o qual consiste em compressão axial e tração lateral no bloco e compressão triaxial na argamassa. É, unicamente, este estado triaxial de compressão que faz com que a alvenaria possa ser submetida a esforços externos, que excedem à resistência à compressão uniaxial da argamassa .

A partir do conhecimento do mecanismo de ruptura para a alvenaria submetida à compressão uniforme, várias teorias surgiram para explicar o comportamento e a capacidade resistente, utilizando modelos matemáticos e dados experimentais. HENDRY (1981) fez uma revisão destas teorias que a seguir serão reproduzidas.

2.3.1.3 - Ruptura baseada em análise elástica

Formulada com base nos conceitos da lei de Hooke, HALLER² apud HENDRY (1981), desenvolveu uma primeira teoria para determinar a resistência da alvenaria, mas obteve resultados não condizentes com a

of brick masonry loaded in axial compression. 1969 apud HENDRY, A. W. *Structural brickwork.* 1981 p. 56

²HALLER, P. *The physics of the fired brick: part 1 - strength properties.* 1960 apud HENDRY, A. W. *Structural brickwork.* 1981 p. 56

realidade e, portanto, sem validade para uma análise quantitativa.

FRANCIS³ et al. apud HENDRY (1981) desenvolveram modelo para a alvenaria, utilizando prisma de bloco e argamassa submetidos a carga axial. A figura (2.4) apresenta as tensões nos elementos.

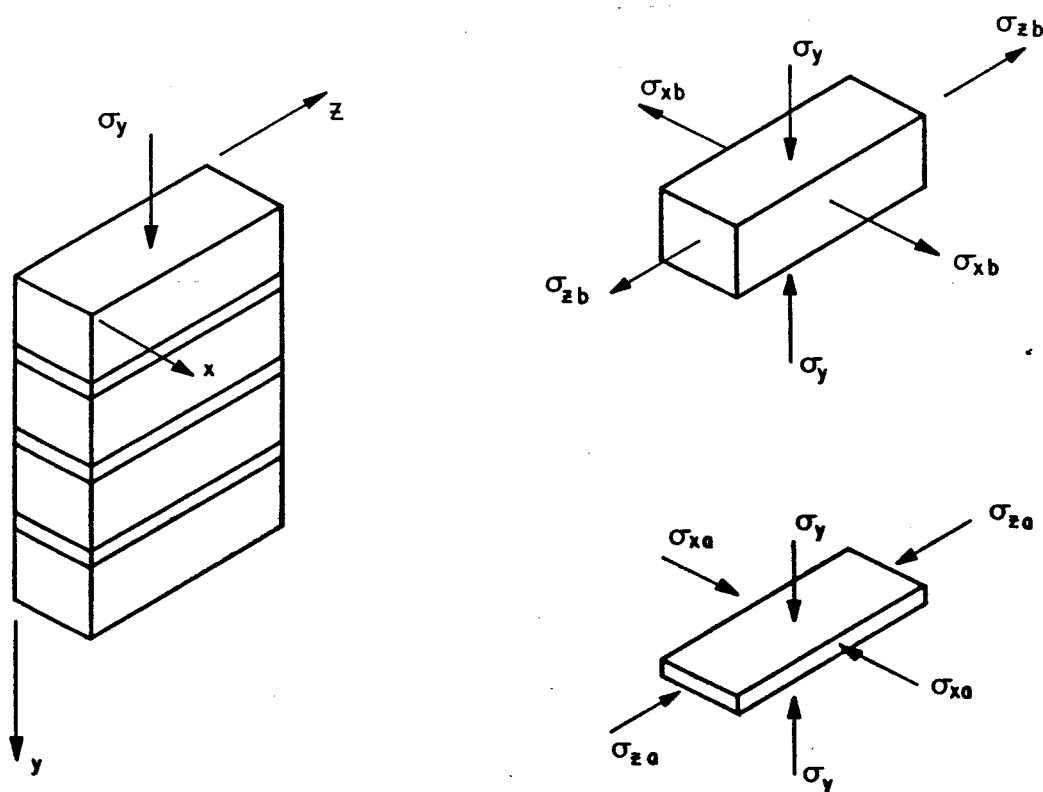


FIGURA 2.4 - Tensões no bloco e na argamassa, segundo FRANCIS et al. apud HENDRY (1981)

³ FRANCIS, A. J. et al. *The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork.* 1971 apud HENDRY, A. W. *structural brickwork.* 1981 p. 55

Utilizando-se relações da envoltória de ruptura para o bloco em estado plano de tensões, como mostra a figura (2.5), pode-se obter a tensão última para a alvenaria.

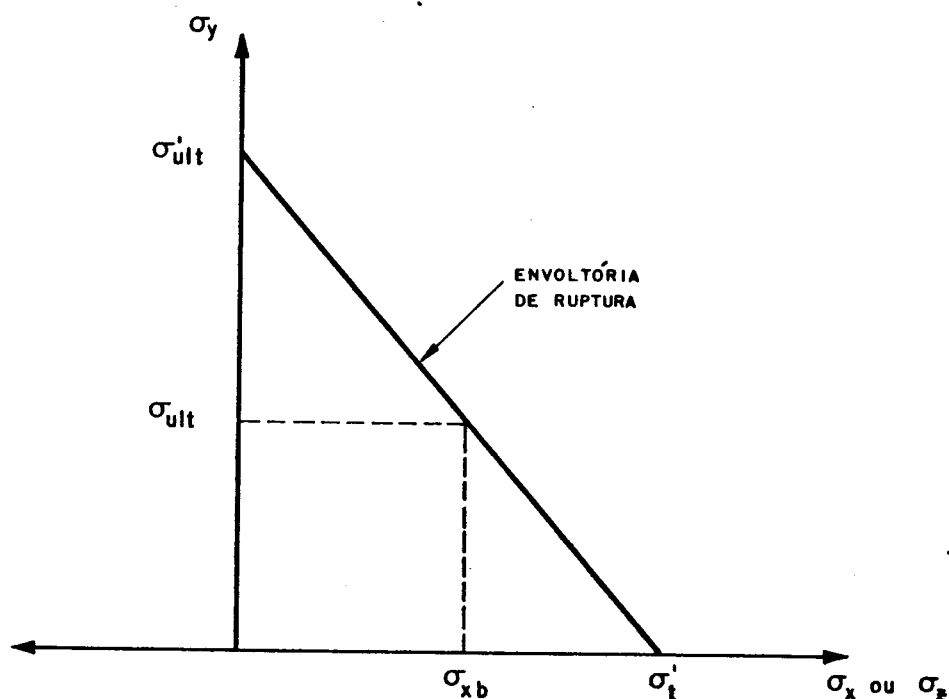


FIGURA 2.5 - Envoltória de ruptura proposta por FRANCIS et al. apud HENDRY (1981)

HENDRY (1981) faz algumas considerações sobre esta teoria, alertando para a dificuldade na determinação exata dos parâmetros reológicos do material e, para o fato da argamassa não apresentar um comportamento elástico próximo à ruptura. Outro ponto a considerar é que a teoria foi desenvolvida analisando-se um conjunto de prismas e, portanto, não pode ser aplicada à alvenaria com juntas amarradas.

2.3.1.4 - Ruptura baseada na resistência do bloco e da argamassa em um estado multiaxial de tensões

HILSDORF apud HENDRY (1981) estabeleceu uma teoria para determinar a resistência da alvenaria à compressão, baseada na suposição de um estado de tensões multiaxiais para o bloco e a argamassa. O critério de ruptura apresentado na figura (2.6) é utilizado para explicar a teoria.

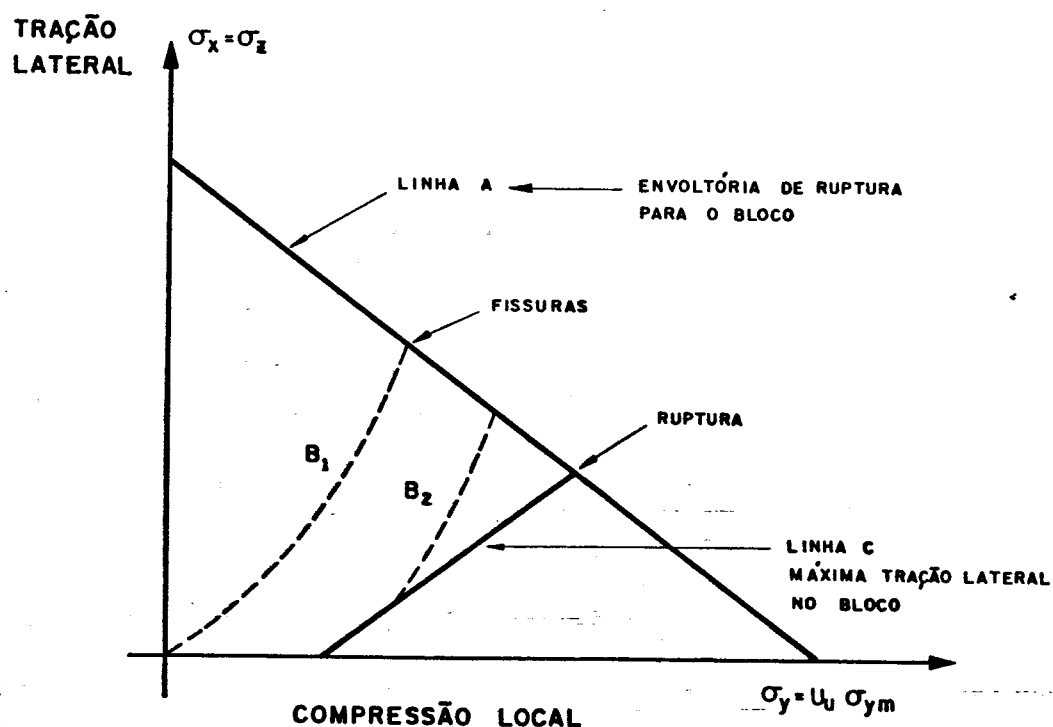


FIGURA 2.6 - Envoltória de ruptura proposta por HILSDORF apud HENDRY (1981)

Na figura (2.6) a linha A é a envoltória do critério de ruptura para o bloco. As linhas tracejadas B₁ e B₂ aparecem quando uma compressão externa é aplicada na alvenaria e, conseqüentemente, surgem as primeiras fissuras.

A ruptura da alvenaria ocorrerá quando o bloco não mais prover a restrição biaxial necessária para inibir

a ruptura da argamassa, ou quando o estado de tensões no bloco exceder a sua resistência. Isto ocorrerá quando a linha que define a resistência triaxial da argamassa, linha C , interceptar a linha de ruptura do bloco, linha A.

A tensão de ruptura σ_y é dada pela interseção das linhas A e C indicadas na figura (2.6).

KHOO;HENDRY⁴ apud HENDRY (1981), investigando o comportamento do bloco em um estado biaxial de tensões (tração - compressão) e a argamassa em um estado triaxial de compressão, estabeleceram envoltórias de ruptura para o bloco.

Utilizando argamassas nas proporções 1:1/4:3, 1:1:6 (cimento:cal:areia), obtiveram-se as relações de tensões principais, considerando as suas resistências em um estado triaxial de tensões.

A partir desses resultados estabeleceu-se a solução gráfica apresentada na figura (2.7), para a resistência à compressão do prisma de alvenaria levando em consideração:

- Diferentes razões α entre a espessura de argamassa horizontal e a altura do bloco;
- Proporção na mistura da argamassa;
- Diferentes tipos de blocos.

⁴ KHOO, C. L. ; HENDRY, A. W. *strength tests on brick and mortar under complex stresses for the development of a failure criterion for brickwork in compression.* 1978 apud HENDRY, A. W. *Structural brickwork.* 1981 p. 56

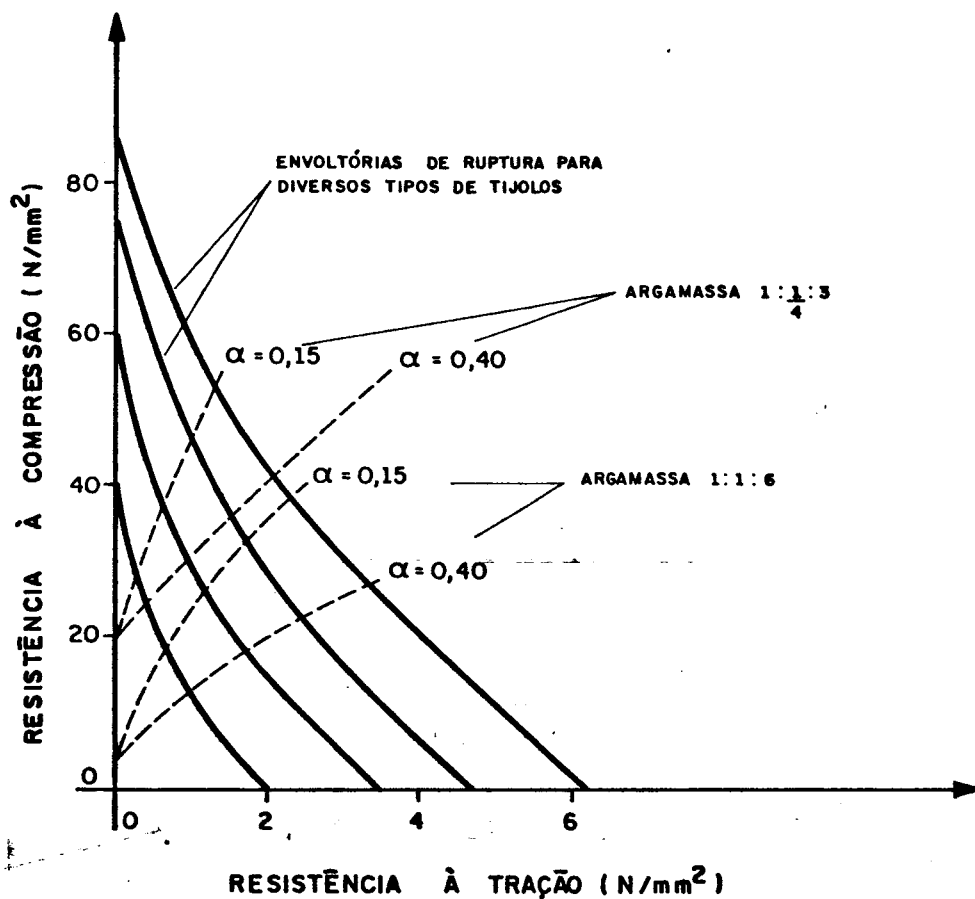


FIGURA 2.7 - Solução gráfica, segundo KHOO; HENDRY apud HENDRY (1981)

HENDRY (1981) salienta que a teoria pode fornecer dados com relação à resistência à compressão de prismas de alvenaria com razoável precisão, mas que esta não é necessariamente igual à resistência da alvenaria amarrada, que é um tanto menor, observando que esta teoria é válida quando a resistência do bloco excede a da argamassa, o que é usual.

2.3.1.5 - Especificações de normas

Algumas normas de alvenaria estrutural relacionam a resistência de blocos e argamassas com a resistência da parede.

Entre as principais normas, está a Inglesa BS 5628 (1978) que utiliza métodos semi-probabilísticos para quantificar a resistência da alvenaria e está fundamentada em pesquisas experimentais. Ela fornece a resistência característica à compressão da alvenaria f_k em função do tipo de argamassa utilizada e a resistência média das unidades.

A tabela (2.1) indica a resistência à compressão característica da alvenaria f_k para parede construída com tijolos cerâmicos de padrões da indústria inglesa e a tabela (2.2) relaciona os diferentes tipos de argamassas.

TABELA 2.1 - Resistência à compressão da alvenaria, segundo a BS 5628 (1978)

Tipo da Argamassa	Resistência à compressão da unidade (N/mm ²)									
	5	10	15	20	27,5	35	50	70	100	
(i)	2,5	4,4	6,0	7,4	9,2	11,4	15,0	19,2	24,0	
(ii)	2,5	4,2	5,9	6,4	7,9	9,4	12,2	15,1	18,2	
(iii)	2,5	4,1	5,0	5,8	7,1	8,5	10,6	13,1	15,5	
(iv)	2,2	3,5	4,4	5,2	6,2	7,3	9,0	10,8	12,7	

TABELA 2.2 - Tipos de argamassa, segundo a BS 5628(1978)

Tipo da arg.	Tipos de argamassa proporção em volume				
	cimento: cal: areia	cim. de alvenaria e areia	cimento: areia com plastif.	ensaios prelim. de lab.	ensaios in loco
i	1:0 a $\frac{1}{4}$: 3	—	—	16,0	11,0
ii	1: $\frac{1}{2}$:4 $\frac{1}{2}$ a 4 $\frac{1}{2}$	1:2 $\frac{1}{2}$ a 3 $\frac{1}{2}$	1:3 a 4	6,5	4,5
iii	1:1:5 a 6	1:4 a 5	1:5 a 6	3,6	2,5
iv	1:2:8 a 9	1:5 $\frac{1}{2}$ a 6 $\frac{1}{2}$	1:7:8	1,5	1,0

A norma brasileira NB-1228 (1989) sobre blocos vazados de concreto trata o problema utilizando o método das tensões admissíveis, tendo como parâmetro para cálculo destas uma correlação entre a resistência média de prismas de alvenaria f_p obtida em ensaios. A tabela (2.3) mostra as tensões admissíveis em paredes não-armadas para blocos vazados de concreto.

TABELA 2.3 - Tensão admissível à compressão da alvenaria não-armada, segundo NB-1228 (1989)

Tipo de Solicitação	Paredes com blocos vazados de concreto Tensão admissível (MPa)	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
compressão simples	$0,20 f_p$	$0,20 f_p$
Compressão na flexão	$0,30 f_p$	$0,30 f_f$

Nota: Caso seja utilizado resistência da parede substituir $0,20 f_p$ por $0,286 f_{pa}$.

Obs: f_{pa} resistência obtida através do ensaio da parede.

A norma americana ACI 531-79 (1983) indica que a máxima tensão admissível para a parede de alvenaria, com armadura mínima, não deve exceder a $0,225 f_m$.

f_m é a resistência característica de prismas referida à área líquida.

SABBATINI (1984) cita outros códigos, entre eles:

- O código alemão, DIN 1053, que não prevê ensaios de prisma ou parede. Com o tipo de argamassa a ser utilizada e a resistência à compressão do bloco, inferem-se as tensões admissíveis à compressão da alvenaria em uma tabela em que estão embutidos os coeficientes de segurança.

- A norma suíça, SIA 113, prevê que todo fabricante de tijolos e blocos deve submeter seus produtos a ensaios de paredes e paredinhas. Os blocos de qualidade especial, com resistência à compressão superior a $40,0 \text{ N/mm}^2$, obrigatoriamente, devem ser submetidos a três séries de ensaios por ano.

2.3.2 - Cisalhamento

Em edifícios de alvenaria estrutural, as paredes, que devem ser projetadas para suportar ações horizontais paralelas ao seu plano, são denominadas "Shear Walls" ou paredes resistentes ao cisalhamento. Essas ações são devidas, principalmente, ao vento e aos abalos sísmicos.

2.3.2.1 - Mecanismos de ruptura

Segundo PAGE (1979), o comportamento da alvenaria sujeita a um estado de tensões complexas é influenciado pela orientação das juntas de amarração e aplicação das cargas.

Várias pesquisas foram realizadas para verificar o comportamento da alvenaria solicitada a tensões cisalhantes e de pré-compressão. Segundo HENDRY et. al.

(1981), a resistência ao cisalhamento cresce linearmente com o aumento das tensões de pré-compressão e pode ser representada pela equação $\tau = \tau_c + \mu \sigma_c$, como mostra a figura (2.8), obedecendo ao critério de Coulomb.

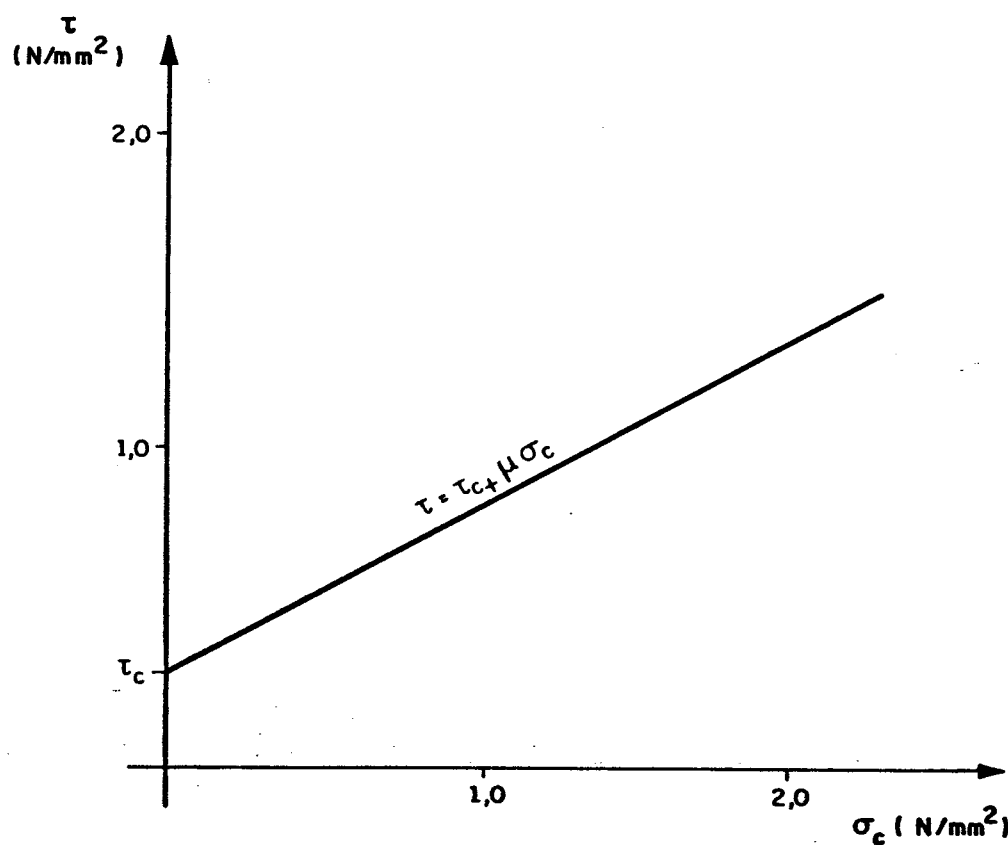


FIGURA 2.8 - Resistência ao cisalhamento em função da pré-compressão, segundo HENDRY et al. (1981)

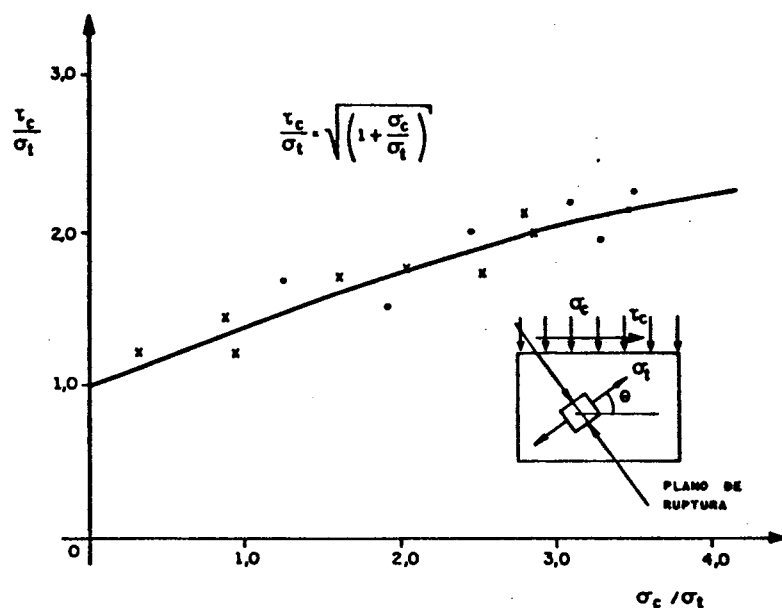
- τ_c - resistência ao cisalhamento puro;
- μ - coeficiente de atrito;
- σ_c - tensão normal de compressão.

Segundo PAGE (1979) o modo de ruptura, na parede de alvenaria, está relacionado com a razão entre as tensões cisalhantes e as tensões normais verticais τ/σ_c .

Para elevadas relações de τ/σ_c , ou seja, predominância das tensões cisalhantes, a ruptura da parede ocorre pelo rompimento das ligações por cisalhamento da junta horizontal.

Para baixos valores da razão τ/σ_c , a resistência ao cisalhamento da junta cresce devido ao aumento nas tensões de pré-compressão, verificando-se uma ruptura conjunta entre bloco e argamassa.

Para valores muito baixos da razão τ/σ_c o modo de ruptura aproxima-se do apresentado na compressão pura. Segundo HENDRY (1981), a teoria mais aceita para explicar o mecanismo de ruptura é a que indica a sua ocorrência quando é atingido um certo valor crítico da tensão de tração principal. Este valor não é constante e sua inclinação em relação à junta horizontal cresce com o aumento da tensão de pré-compressão. A figura (2.9) apresenta o critério de ruptura com base em resultados experimentais.



σ_c - pré-compressão normal às juntas horizontais
 σ_t - tensão principal de tração na ruptura

FIGURA 2.9 - Critério de resistência devido ao cisalhamento e pré-compressão, segundo HENDRY (1981)

Uma relação aproximada para σ_t pode ser empregada.

$$\sigma_t = \sigma_{t_0} + 0,05 \sigma_c$$

σ_{t_0} - valor da tensão principal de tração na ruptura quando $\sigma_c = 0,0$ e pode ser obtida em ensaios de cisalhamento puro.

2.3.2.2 - Especificações de Normas

A Norma Inglesa BS 5628 (1978) especifica que a resistência característica ao cisalhamento da alvenaria

para blocos de concreto, pode ser dada por:

$$f_v = 0,35 + 0,60 gA \quad (\text{N/mm}^2), \text{ para argamassas do grupo i, ii, iii e não superior a } 1,75 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_v = 0,15 + 0,60 gA \quad (\text{N/mm}^2), \text{ para argamassas do grupo iv e não superior a } 1,40 \text{ N/mm}^2.$$

gA - carga vertical de cálculo por unidade de área de seção transversal em N/mm^2 .

Nota: argamassas do tipo i, ii, iii e iv são apresentadas na tabela (2.2) item (2.3.1.5).

A norma brasileira NB-1228 (1989) indica que a tensão cisalhante admissível para a alvenaria não-armada de blocos vazados de concreto não deve exceder aos valores dados na tabela (2.4).

TABELA 2.4 - Tensões admissíveis para o cisalhamento, segundo a NB-1228 (1989)

Tipo de Solicitação	Para alvenaria de blocos de concreto Tensão admissível (MPa)	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
Cisalhante	0,25	0,15

Nota: f_a - resistência à compressão da argamassa.

2.3.3 - Flexão

2.3.3.1 - Conceitos gerais

A flexão origina-se, principalmente, de carregamentos verticais excêntricos, desaprumo de paredes e ação lateral do vento, podendo ocorrer em planos paralelos ou perpendiculares às juntas de amarração.

Segundo SABBATINI (1984), " No dimensionamento

de paredes resistentes, normalmente não se admite tensões de tração. Então, evita-se a ocorrência de paredes fletidas com grande margem de segurança. Mas há casos em que isto não é possível como, por exemplo, as paredes resistentes a explosões internas de gás e aquelas submetidas a empuxos laterais".

Segundo HENDRY et al. (1981), existe uma correlação entre a resistência à flexão da alvenaria com a relação de sucção dos blocos e a retenção de água da argamassa, já que estes fatores são importantes para a aderência bloco-argamassa.

2.3.3.2 - Especificações de normas

Segundo a BS 5628 (1978), um fator denominado de coeficiente ortogonal μ é usado para definir a relação entre a resistência à flexão da alvenaria, quando a ruptura é paralela às juntas horizontais, pela resistência à flexão quando a ruptura é perpendicular a estas, sendo:

$$\mu = \frac{f_{xk1}}{f_{xk2}} \quad \text{onde;}$$

f_{xk1} - Resistência característica à flexão da alvenaria com plano de ruptura paralelo às juntas horizontais de argamassa;

f_{xk2} - Resistência característica à flexão da alvenaria com plano de ruptura perpendicular às juntas horizontais.

A norma BS 5628 (1978) indica a resistência característica à flexão para alvenaria contruída com tijolos cerâmicos, sílicos calcários e blocos de concreto.

Para blocos de concreto (maciços ou vazados) são apresentados os valores na tabela (2.5).

TABELA 2.5 - Resistência característica à flexão, segundo BS 5628 (1978)

Tipo de argamassa	Plano de ruptura paralelo às juntas horizontais			Plano de ruptura perpendicular às juntas horizontais		
	(i)	(ii) (iii)	(iv)	(i)	(ii) (iii)	(iv)
Blocos de concreto de resistência à compressão (N/mm^2) 10,5 14,0 e maior (1)	0,25		0,20	0,75 0,90 (2)		0,60 0,70 (2)

Notas: argamassas do tipo i, ii, iii e iv são apresentadas na tabela (2.2) item (2.3.1.5).

(1) usados em paredes com qualquer espessuras

(2) quando usado com a resistência à flexão na direção paralela admitir o coeficiente ortogonal igual a 0,30.

A norma brasileira NB-1228 (1989) indica a tensão admissível de compressão da alvenaria na flexão, os valores apresentados na tabela (2.6).

TABELA 2.6 - Tensão admissível de compressão na flexão, segundo NB-1228 (1989)

Tipo de Solicitação	Construção de blocos vazados Tensão admissível (MPa)	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
flexão	$0,90 f_p$	$0,90 f_p$

Nota: f_a - resistência à compressão da argamassa.

f_p - resistência à compressão de prisma.

2.3.4 - Tração

2.3.4.1 - Conceitos gerais

As tensões de tração na alvenaria podem surgir

como resultado de flexão e, portanto, os fatores que afetam a capacidade de resistência à flexão são também os que determinam a capacidade de resistência à tração.

Segundo HENDRY (1981), a resistência à tração da alvenaria construída com argamassas normais de cimento, cal e areia é relativamente pequena e variável. As normas de alvenaria estrutural, em geral, inibem a utilização dessa propriedade em projetos.

A BS 5628 (1978) recomenda que não se deve permitir nenhuma tração direta na parede de alvenaria. Quando isso não for possível, o projetista pode recorrer aos valores de resistência referidos à flexão, desde que sejam divididos por dois. Entretanto, isto só é admitido quando a estrutura for submetida a forças de sucção, resultantes da ação do vento sobre estruturas de telhados e transmitidas às paredes ou quando são considerados prováveis efeitos de uso indevido e danos acidentais.

A NB-1228 (1989) admite para a alvenaria não-armada, quando a tração é proveniente da flexão, os valores apresentados na tabela (2.7).

TABELA 2.7 - Tensão admissível à tração, segundo a NB-1228 (1989)

Tipo de solicitação	Construção de blocos vazados Tensão admissível (MPa)	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
tração na flexão		
normal fiada	0,15	0,10
paralela fiada	0,30	0,20

2.3.5 - Relação tensão-deformação

A curva que representa a relação tensão-deformação para a alvenaria é aproximadamente parabólica, como apresentada na figura (2.10). No

desenvolvimento de projetos é razoável considerar que a alvenaria comporta-se como um material elástico-linear.

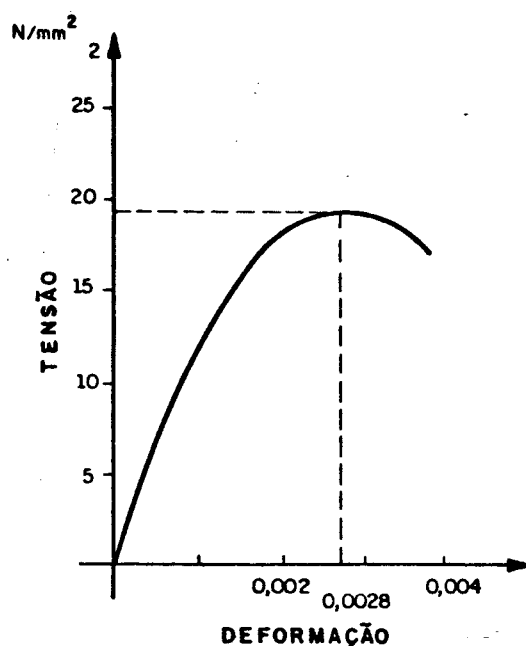


FIGURA 2.10 - Relação tensão-deformação, segundo HENDRY et al. (1981)

Os módulos de elasticidade longitudinal e transversal dependem das características do bloco e da argamassa e, como estimativa, pode-se adotar os valores da NB-1228 (1989), referente a blocos vazados de concreto, apresentados nas eq. (2.1) e (2.2), respectivamente.

$$E_{pa} = 800 f_p \quad (2.1)$$

$$G_{pa} = 400 f_p \quad (2.2)$$

f_p - resistência de prisma.

Observa-se que a NB-1228 (1989), ao adaptar os valores definidos no ACI (1983) comete um erro de interpretação na passagem de área líquida para área bruta. As expressões (2.1) e (2.2) corrigem este erro.

2.4 - Fatores que afetam a capacidade de resistência da alvenaria

Existem inúmeros fatores que podem influenciar a resistência da alvenaria, dentre eles:

- a - resistência do bloco;
- b - resistência da argamassa;
- c - razão entre a espessura do bloco e a espessura da argamassa horizontal;
- d - umidade dos blocos;
- e - tempo de assentamento;
- f - qualidade da mão-de-obra;
- g - cortes na alvenaria;
- h - profundidade do sulco na junta horizontal;
- i - perda de prumo e alinhamento;
- j - condições de cura;
- k - excentricidade de carga;
- l - esbeltez da parede.

É evidente que para cada caso particular de execução da alvenaria, estes efeitos apresentam-se em variados graus e combinações e a resistência final da alvenaria é reduzida.

HENDRY (1981) comenta estudos realizados na Austrália, em que defeitos controlados em laboratório foram introduzidos na parede de alvenaria com a finalidade de quantificar a redução da resistência de compressão, obtendo-se:

- Condições de cura -----10 %
- Profundidade do sulco na junta -----25 %
- Espessura de junta de 16 mm, comparado
com a espessura de 10 mm -----25 %
- Desaprumo -----15 %
- Juntas verticais ----- 0 %

Estes efeitos não são interativos e, portanto,

as perdas de resistência relativas a cada um deles devem ser adicionadas.

Observa-se que a perda de capacidade de carga na parede pode-se dar por diferentes causas. É importante que o projetista especifique na documentação do projeto todos os pontos relevantes a serem executados em obra.

2.4.1 - Efeitos de excentricidade de carga e esbelteza da parede

2.4.1.1 - Excentricidade de carga

Paredes carregadas excentricamente têm sua capacidade de carga reduzida, e para determinar o valor da excentricidade, diversas simplificações e suposições podem ser feitas, o que conduz a diferentes métodos de cálculo. Um método simplificado para o cálculo é utilizado pela BS 5628 (1978) para avaliar o valor da excentricidade, que depende da forma da parede (simples ou dupla) e do tipo de vinculação da laje (contínua ou isolada), como mostram as figuras (2.11) e (2.12).

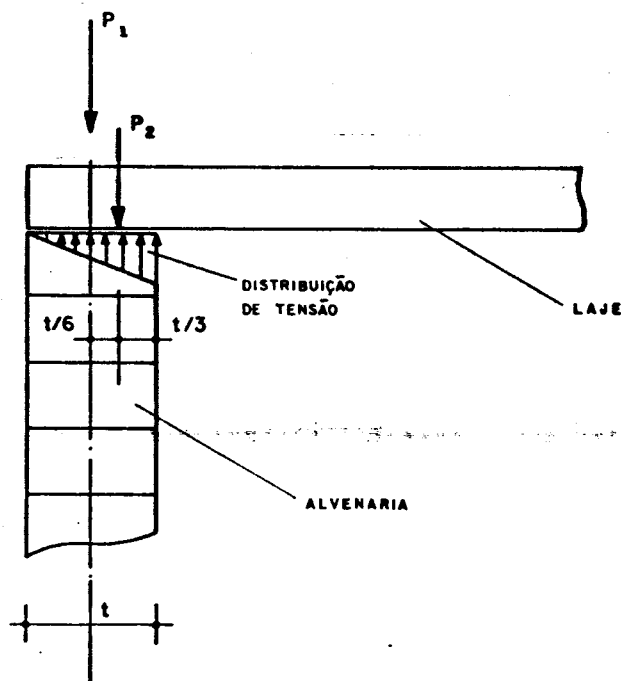


FIGURA 2.11 - Laje isolada em parede simples, segundo HANDBOOK BS 5628 (1981)

Para as lajes isoladas, a excentricidade e_x é obtida fazendo-se o equilíbrio de forças apresentado na figura (2.11) e dada pela eq. (2.3).

$$e_x = \frac{P_2 t / \sigma}{P_1 + P_2} \quad (2.3)$$

e_x - excentricidade;
 P_1 - carga total acima da laje em consideração;
 P_2 - reação da laje;
 t - espessura da parede.

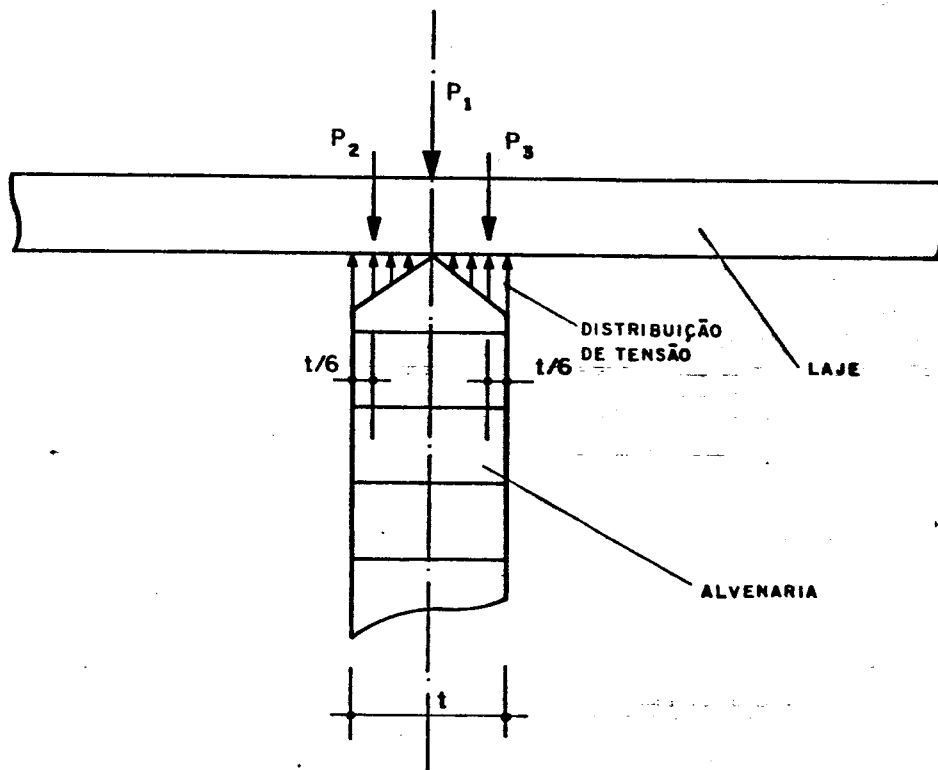


FIGURA 2.12 - Laje contínua em parede simples

Para lajes contínuas a excentricidade e_x é obtida pelo equilíbrio de forças, apresentado na figura

(2.12) e dada pela eq. (2.4).

$$e_x = \frac{(P_3 - P_2) t/a}{P_1 + P_2 + P_3} \quad (2.4)$$

P_3 - reação da laje.

2.4.1.2. - Esbeltez da parede

O índice de esbeltez é determinado pela razão entre a altura efetiva da parede ou pilar pela sua espessura efetiva (h_{ef}/t_{ef}).

A altura efetiva depende do grau de restrição imposta às extremidades da parede ou pilar, sendo determinada pela teoria de flambagem de Euler.

A BS 5628 (1978) admite altura efetiva igual a 0,75 vezes a distância livre entre apoios, que limitam o deslocamento lateral e impõem alguma restrição à rotação na extremidade da parede. Caso contrário deve-se tomar a distância livre entre apoios.

Pode-se entender, por exemplo, como elemento que impõe alguma restrição a rotação na extremidade da parede a existência de laje em um mesmo nível em cada lado da parede.

Para pilares de alvenaria a BS 5628 (1978) admite altura efetiva igual a distância livre entre apoios que limitam o deslocamento lateral ou duas vezes a distância livre, quando para uma das extremidades do pilar não existir impedimento do deslocamento lateral.

Na BS 5628 (1978) o coeficiente de esbeltez λ não deve ultrapassar 27, exceto no caso de paredes com espessuras inferiores a 90 mm e em edifícios com mais de dois pavimentos onde não deve exceder a 20, no caso da alvenaria não-armada.

A norma brasileira NB-1228 (1989) limita a esbeltez máxima a 20 para paredes e pilares não-armados.

A espessura efetiva para paredes ou pilares é usualmente tomada como sendo a espessura real, a menos que

exista enrijecedores.

2.4.1.3 - Ação combinada de excentricidade e esbeltez

Paredes ou pilares submetidos a cargas excêntricas, com determinadas relações de esbeltez, têm sua capacidade de carga reduzida. Diversas pesquisas foram realizadas com o intuito de quantificar a perda dessa capacidade de carga e, assim, estabelecer parâmetros para utilização em projetos de alvenaria estrutural.

A BS 5628 (1978) quantifica a perda na capacidade de carga de paredes ou pilares através de um parâmetro β que engloba, conjuntamente, a esbeltez e a excentricidade de carga, como apresentado na tabela (2.8).

TABELA 2.8 -Fator de redução β , segundo a BS 5628 (1978)

Coeficiente de esbeltez (h_{ef}/t_{ef})	Excentricidade no topo da parede			
	Até 0,05 t (ver nota 1)	0,1 t	0,2 t	0,3 t
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,70	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,30
24	0,53	0,47	0,34	
26	0,45	0,38		
27	0,40	0,33		

NOTA (1): Não é necessário considerar os efeitos de excentricidades até e inclusive 0,05 t.

NOTA (2): É permitida a interpolação linear entre os coeficientes de excentricidades e de esbeltez.

A norma brasileira NB-1228 (1989), assim como o ACI 531-79 (1983), quantifica a influência da esbeltez da parede ou do pilar de alvenaria, a partir de um fator de redução de resistência à compressão, como mostra a eq. (2.5).

$$\left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (2.5)$$

h_{ef} - altura efetiva;

t_{ef} - espessura efetiva.

Para a esbeltez máxima igual a vinte, estabelecida pela NB-1228 (1989), referente a alvenaria não-armada de blocos vazados de concreto, tem-se uma redução na resistência da parede, dada pela eq. (2.5), de aproximadamente 12% .

2.5 - AÇÕES

2.5.1 - AÇÕES VERTICAIS

Para situações em que as lajes são armadas em uma direção, o procedimento para a determinação das cargas nas paredes de alvenaria é simples, considerando-se metade para cada apoio. Nos casos de lajes armadas em duas direções e com uma distribuição de paredes mais complexa, pode-se adotar áreas de influências para a determinação das reações das lajes, como é realizado, usualmente, em estruturas de concreto armado para o carregamento das vigas.

2.5.2 - AÇÕES LATERAIS

Em edifícios de alvenaria estrutural as paredes, que devem ser dimensionadas para resistir às ações laterais (vento e ações sísmicas) e garantir a estabilidade global para a estrutura, são denominadas de paredes resistentes ao cisalhamento.

HENDRY et al. (1981) cita cinco métodos para análise estrutural do sistema de contraventamento do edifício, sendo:

- a - associação plana de paredes ("cantilever");
- b - técnica do meio contínuo;
- c - analogia de pórtico;
- d - analogia de pórtico com nós de dimensão finita;
- e - método dos elementos finitos.

A figura (2.13) ilustra uma parede modelada de acordo com os diferentes métodos citados acima.

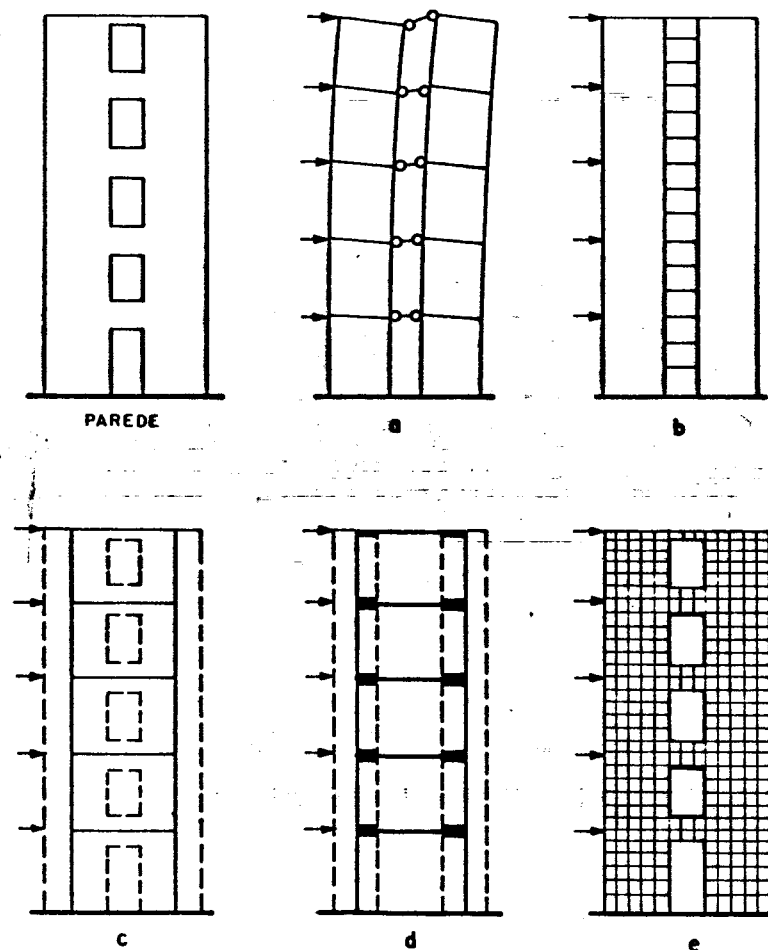


FIGURA 2.13 - Representação dos modelos, segundo HENDRY et al. (1981)

HENDRY et al. (1981) apresenta os resultados experimentais e teóricos realizados na Universidade de Edinburgh, em que um edifício de cinco pavimentos em escala real conduziu aos valores de flechas apresentados na figura (2.14).

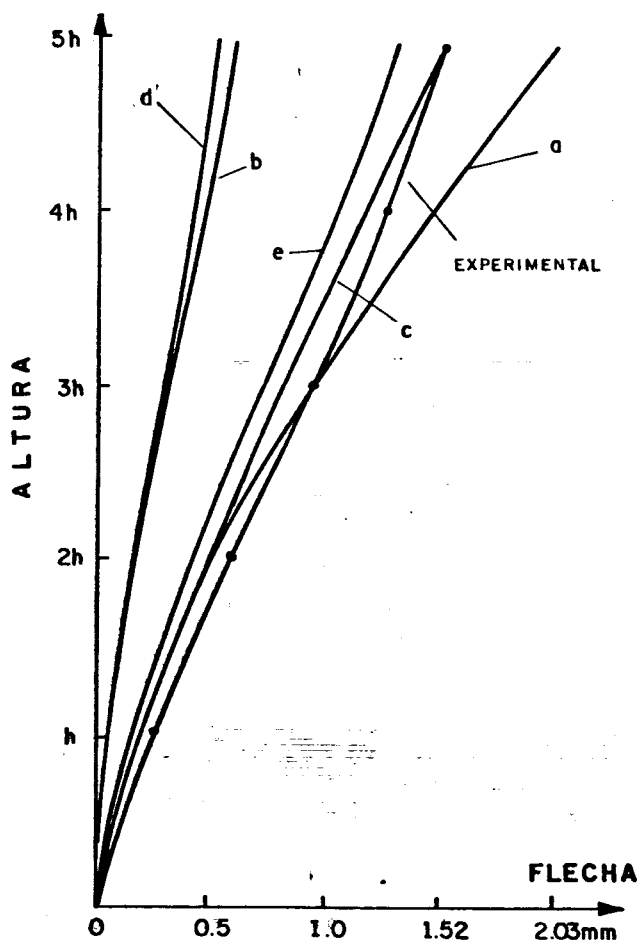


FIGURA 2.14 - Resultados experimentais e teóricos, segundo HENDRY et al. (1981)

HENDRY et al. (1981) comenta que utilizando o método de analogia de pórtico para a análise da estrutura têm-se resultados satisfatórios, quando comparado com aqueles obtidos da análise experimental, e a sua aplicabilidade é simples. O método dos elementos finitos,

de mais larga aplicação pelos recursos que oferece, para este tipo de análise em projetos, só se justifica, em geral, em casos especiais, por causa do grande número de graus de liberdade necessários para representar a estrutura. Com o desenvolvimento de microcomputadores, bem como o uso cada vez mais freqüente do método dos elementos finitos para o desenvolvimento de projetos, tem despertado no projetista o interesse de utilizar essas novas "ferramentas" na elaboração de projetos.

2.6 - Tensões admissíveis e estados limites

2.6.1 - Tensões admissíveis

A norma brasileira NB-1228 (1989) admite, para o projeto de alvenaria estrutural, o método das tensões admissíveis.

Segundo SABBATINI (1984), " No método determinístico das tensões admissíveis, a resistência à compressão da alvenaria (f_{alv}) é minimizada por um coeficiente de segurança único e invariável γ_m , obtendo-se, assim, a máxima tensão admissível à compressão atuante em serviço (σ_{adm}). Neste método, a obtenção da resistência à compressão da alvenaria é vinculada a um determinado ensaio de resistência dos materiais constituintes e seus resultados não sofrem um tratamento probabilístico ".

2.6.2 - Estados limites

Nos últimos anos, o método dos estados limites, desenvolvido com base em alguns resultados semiprobabilísticos, tem introduzido no cálculo estrutural uma maneira mais racional para a análise da segurança em estruturas.

Normalmente consideram-se dois estados limites, um referente ao colapso parcial ou total da estrutura e

outro correspondente à situação em serviço, envolvendo fissuração, deformação, etc.

A vantagem da aplicação do conceito dos estados limites é que ele permite uma avaliação mais flexível sobre a segurança da estrutura.

A BS 5628 (1978) indica para a alvenaria, dependendo do controle do processo de produção dos blocos e do grau de fiscalização da obra, os coeficientes que são apresentados na tabela (2.9).

TABELA 2.9 - Coeficiente para o material, segundo a BS 5628 (1978)

		Categoria do controle na construção	
		Especial	Normal
Categoria de fabricação das unidades estruturais	Especial	2,50	3,10
	Normal	2,80	3,50

A BS 5628 (1978) admite para as cargas atuantes coeficientes de majoração de mesma natureza dos utilizados em estruturas de concreto armado, ligeiramente diferentes dos prescritos na norma brasileira de ações e segurança NBR 8681 (1984).

2.7 - TIPOS DE APOIOS

As paredes de alvenaria podem estar dispostas sobre apoios contínuos ou discretos. Como apoio contínuo podem-se citar as sapatas corridas e como apoios discretos as fundações sobre estacas ou tubulões e estruturas de pilotis.

A transferência da carga da parede para a fundação é função do tipo de apoio adotado. Para uma parede sobre apoio contínuo pode-se dizer que não ocorrem concentrações de tensões na sua base. Na utilização de apoios discretos a carga na parede tende a "caminhar" para

os pontos mais rígidos da estrutura (apoios) provocando nesta região concentrações de tensões.

Preferencialmente, evitam-se os apoios discretos, por causa da concentração de tensões na base da parede. Nem sempre isso é possível, devido às condições do solo e imposições de ordem arquitetônica.

No Brasil, em geral, preferem-se construir edifícios de alvenaria estrutural sobre pilotis, por facilidade de acomodação das garagens, ou sobre estruturas de fundações discretas, favorecendo a ocorrência de concentrações de tensões na base da parede.

Devido à utilização de apoios discretos é de grande importância a obtenção e difusão de conhecimentos sobre a distribuição de tensões na parede e o carregamento da estrutura de apoio. Isto constitui o objetivo principal do presente trabalho, e será tratado nos capítulos seguintes.

3 - INTERAÇÃO PAREDE-VIGA - EFEITO ARCO

3.1 - Introdução

No segundo capítulo comenta-se, brevemente, sobre alguns pontos relacionados à alvenaria estrutural. Dentre eles, cita-se a importância na definição do sistema de apoio para o conjunto parede-viga.

Comenta-se, também, que para uma parede de alvenaria sobre apoio contínuo, como por exemplo, sapata corrida, não há concentrações de tensões na sua base e que o mesmo não ocorre para o conjunto parede-viga sobre apoios discretos, ou seja, sobre pilares, tubulões ou estacas.

O objetivo principal deste trabalho é mostrar a influência do apoio discreto sobre a distribuição de tensões no conjunto parede-viga.

Neste capítulo será dada ênfase para a análise da parede de alvenaria sobre viga biapoiada, ressaltando-se o efeito arco e suas consequências sobre o conjunto parede-viga.

Pode-se dizer que o conjunto básico de uma estrutura de alvenaria portante é constituído, principalmente, por dois elementos: a parede, elemento plano, formada por blocos cerâmicos ou de concreto, unidos por camadas de argamassas, que tem como finalidade primordial receber cargas verticais e horizontais, aplicadas ao seu plano ou a ele perpendicular; a viga, elemento linear, tem como função estrutural receber as

cargas provenientes da parede e transmiti-las à fundação ou a pilares.

Este conjunto parede-viga tem sido, nas últimas décadas, objeto de sistemáticas investigações, procurando assim, estabelecer o seu comportamento estrutural.

O momento fletor em uma viga biapoiada, que suporta uma parede de alvenaria com carga uniformemente distribuída é menor que o apresentado se a viga estivesse recebendo, isolada e diretamente, a mesma carga. Isto se deve ao efeito arco que ocorre na base da parede, provocando concentrações de cargas próximas aos apoios.

Ferramenta de cálculo

Para as análises das estruturas apresentadas neste trabalho, utiliza-se um sistema em elementos finitos, que possui em sua biblioteca, dentre outros, os seguintes elementos:

elemento tipo barra - apresenta dois nós de extremidades com seis graus de liberdade (gdl) para cada nó, com possibilidade de introduzir trechos rígidos e liberação de vínculos nos extremos;

elemento tipo chapa - elementos planos de forma triangular ou quadrilateral. Para cada nó pertencente ao elemento tem-se dois graus de liberdade de translação em seu plano;

elemento tipo mola - rigidez concentrada relacionada à rotação ou translação.

Para outras informações sobre os tipos de elementos utilizados deve-se consultar RAMALHO (1990).

Em todas as análises realizadas no presente trabalho considera-se a estrutura em regime elástico-linear.

3.2 - Efeito arco

É de amplo conhecimento, através de pesquisas

experimentais e teóricas, que a transferência de carga na parede para a viga de apoio ocorre pela formação de um arco na base da parede, provocando alterações na distribuição de tensões. A figura (3.1) ilustra a formação do arco.

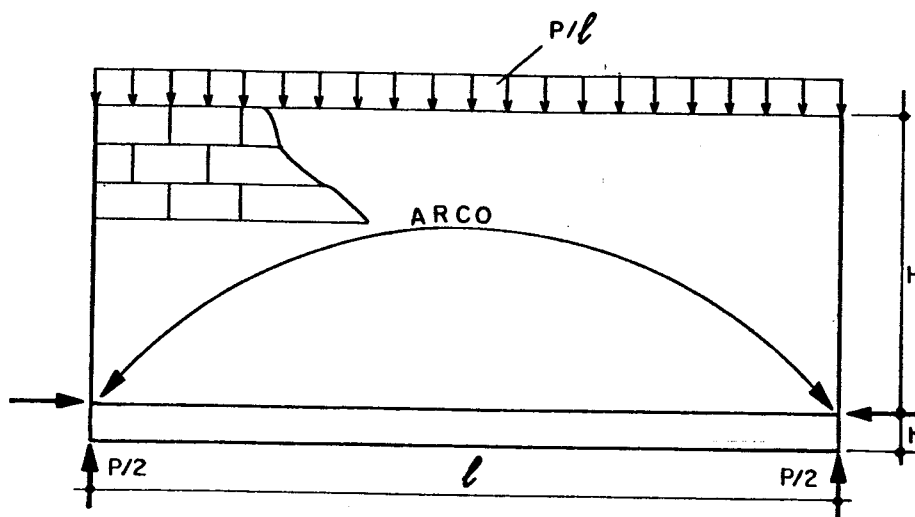


FIGURA 3.1 - Representação do arco

H - altura total da parede;
 l - distância entre apoios;
 h_v - altura da viga;
 P - carga total da estrutura.

Segundo DAVIES; AHMED (1977), a ação conjunta entre a parede e a viga biapoiada é similar à de um arco atirantado, onde o arco forma-se na parede, e a viga funciona como tirante. Como consequência, há uma concentração de tensões próxima aos apoios, provocando reduções no momento fletor da viga, elevadas concentrações de tensões normais verticais na alvenaria e surgimento de tensões cisalhantes na interface parede-viga.

Segundo SMITH; RIDDINGTON (1977), o arco forma-se a partir de uma relação entre a altura da parede e o comprimento da viga, maior ou igual a 0,70. WOOD (1952) indica que esta relação pode ser 0,60 e que, para valores

abaixo deste, as tensões cisalhantes que surgem na interface parede-viga tornam-se elevadas, podendo ocorrer a ruptura do material nessa região.

Fica evidente que uma condição importante e indispensável para que ocorra a formação do arco é a existência de aderência ao deslimento na interface parede-viga, a fim de garantir a resistência necessária ao cisalhamento que irá ocorrer quando da sua formação.

A seguir apresenta-se um estudo, utilizando o método dos elementos finitos, para mostrar o comportamento de uma parede de alvenaria sobre viga biapoiada de concreto armado.

3.2.1 - Análise do efeito arco

A figura (3.2) mostra as características geométricas do conjunto parede-viga que será utilizada para a análise do efeito arco.

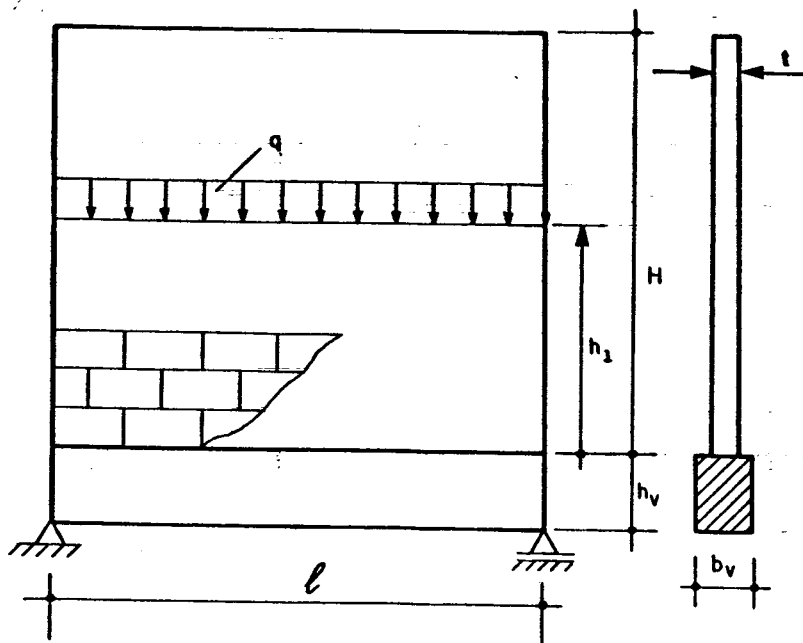


FIGURA 3.2 - Representação do conjunto parede-viga

- H - altura total da parede;
 h_v - altura da viga;
 b_v - largura da viga;
 t - espessura da parede
 h_i - nível de aplicação da carga q ;
 q - carga uniformemente distribuída (kN/m).

A parede, constituída de blocos de concreto vazados, apresenta-se discretizada em elementos do tipo chapa, quadrados de lado 0,20 m.

A viga apresenta-se discretizada em elementos do tipo barra, com 0,20 m de comprimento, podendo, também, ser discretizada por elementos do tipo chapa.

Para os modelos em que a viga é discretizada com elementos do tipo barra, deve-se transladar os graus de liberdade do nó pertencente à linha central da viga para a sua face superior. Isto é necessário para levar-se em consideração o momento fletor na viga, produzido pelas tensões cisalhantes que ocorrem na interface parede-viga e promover o acerto da posição da linha neutra, como mostra a figura (3.3).

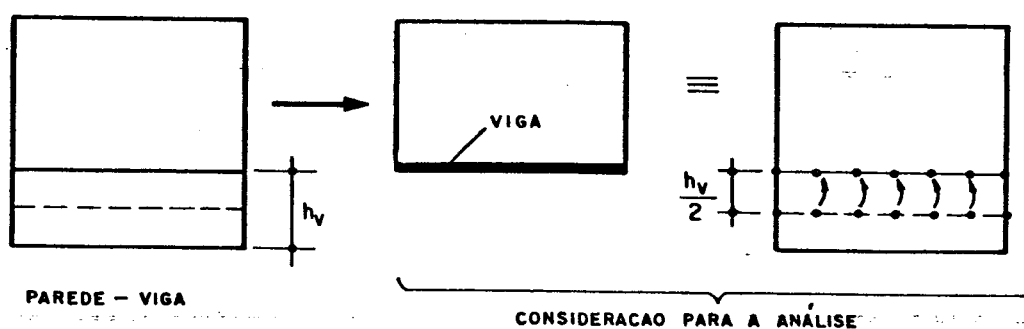


FIGURA 3.3 - Ajuste no modelo

h_v - altura da viga.

Com a discretização da viga em elementos do tipo

chapa, a sua altura fica automaticamente computada, não sendo necessário fazer ajuste no modelo.

Dados para a estrutura:

Parede: peso próprio = 12 kN/m^3

$$E_{pa} = 3,0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{pa} = 1,25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu_{pa} = 0,20$$

$$t = 0,15 \text{ m}$$

Viga: peso próprio = 25 kN/m^3

$$E_v = 2,0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$G_v = 8,33 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu_v = 0,20$$

$$\text{seção } (0,20 \times 0,30) \text{ m}^2$$

$$l = 4,00 \text{ m}$$

E_{pa} , E_v - módulos de elasticidade longitudinais para a parede e viga, respectivamente;

G_{pa} , G_v - módulos de elasticidade transversais para parede e viga, respectivamente;

ν_{pa} , ν_v - coeficientes de Poisson para a parede e para a viga, respectivamente;

t - espessura da parede;

l - distância entre apoios.

Os parâmetros adotados para os materiais que compõem o conjunto parede-viga foram obtidos de relatórios de ensaios, CONVENIO EPUSP- CPqDCC/ENCOL. (1989).

3.2.2 - Modelos

Apresentam-se na tabela (3.1) as características particulares de cada modelo a ser analisado. Definem-se a altura da parede H e o nível de aplicação h_1 da carga q

uniformemente distribuída, apresentados na figura (3.2).

TABELA 3.1 - Características dos modelos

Modelo	Altura H (m)	H/l	Nível de aplicação da da carga (m)	Obs:
PAR301	8,40	2,10	8,40	Topo da parede
PAR302	8,40	2,10	2,80	0,70 l
PAR303	8,40	2,10	1,40	0,35 l
PAR304	2,80	0,70	2,80	Topo da parede
PAR305	1,40	0,35	1,40	"
PAR306	1,00	0,25	1,00	"
PAR307 ¹	2,80	0,70	2,80	"

NOTA 1 - Para este modelo considerou-se seção para
a viga (0,20 x 0,50) m² e $E_v = 3,0 \cdot 10^7$ kN/m².

Observa-se pela nota apresentada acima que o modelo PAR307 apresenta uma rigidez maior para a viga. Este acréscimo de rigidez para a viga, em relação aos demais modelos, foi feito com o propósito de verificar a sua influência sobre a distribuição de tensões na parede e esforços solicitantes na viga.

Para efeito de comparação de resultados, em todos os modelos citados na tabela (3.1), a carga total (peso próprio da estrutura e carga aplicada q) é igual à 366,48 kN.

3.2.3 - Resultados

No anexo A apresentam-se as curvas isotensões para a parede e os diagramas de esforços solicitantes para a viga de apoio, obtidos das análises em elementos finitos para cada modelo definido na tabela (3.1). A tabela (3.2) mostra, resumidamente, os máximos valores referentes aos centróides dos elementos.

A figura (3.4) indica a convenção de sinais

adotada para as análises realizadas neste texto.

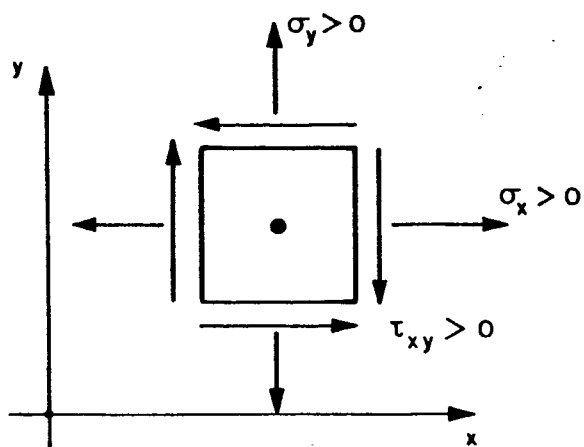


FIGURA 3.4 - Convenção de sinais

TABELA 3.2 - Apresentação dos resultados

Modelo	σ_{\max} (kN/m ²)	τ_{\max} (kN/m ²)	N_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)
PAR301	3814	1041	103	17,20
PAR302	3813	1042	104	17,20
PAR303	3809	1044	104	17,20
PAR304	3811	1045	106	17,20
PAR305	3699	1144	158	17,20
PAR306	3520	1317	209	17,65
PAR307	1407	271	52	114,86

σ_{\max} - máxima tensão normal vertical na parede;

τ_{\max} - máxima tensão cisalhante na parede;

N_{\max} - máxima força normal na viga;

M_{\max} - máximo momento fletor na viga.

3.2.4 - Observações

As observações que serão apresentadas a seguir não se referem apenas às análises dos modelos apresentados na tabela (3.1), mas representam um conjunto de informações de outras inúmeras análises não apresentadas neste texto, e que são confirmadas por outros trabalhos de pesquisas que serão apresentados.

Analisando-se os resultados através das curvas de isotensões na parede e diagramas de esforços nas vigas de apoio, apresentadas no anexo A, pode-se dizer que:

- O arco forma-se na base da parede;

Observando-se os resultados apresentados nos modelos PAR301, PAR302, PAR303 e PAR304 nota-se que são praticamente os mesmos quando a relação H/l é maior ou igual a 0,70. Portanto, define-se a altura h , apresentada na figura (3.5), como sendo a altura de parede que efetivamente contribui para a rigidez da estrutura, ou seja, a região em que o arco se forma.

A figura (3.5) ilustra a região de formação do arco.

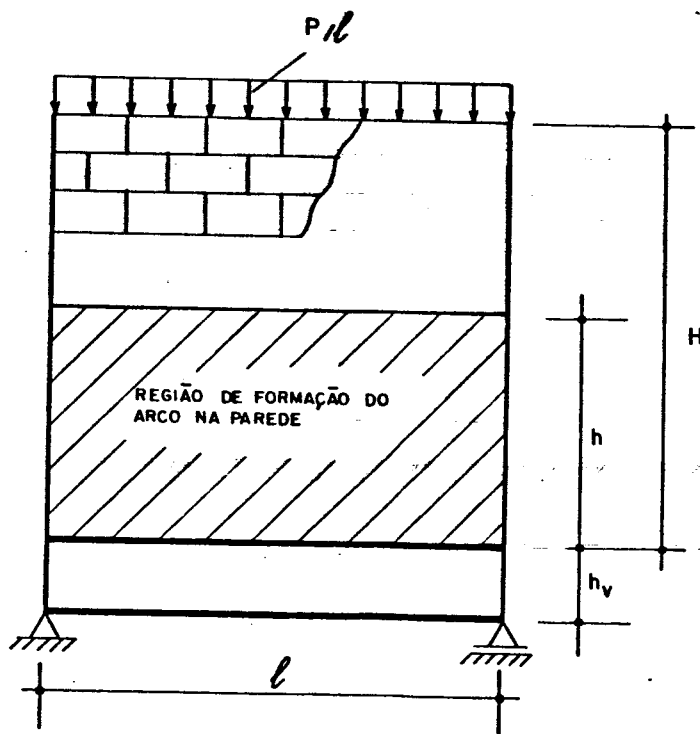


FIGURA 3.5 - Região de formação do arco

H - altura total da parede;
 h - altura efetiva;
 l - distância entre apoios.

- Nota-se para a região da parede situada acima da altura $0,70 l$ que a distribuição de tensões normais verticais e cisalhantes tendem a não apresentarem pontos de concentração, como mostra a figura (A.2) no anexo A;

- A altura da parede que contribui para a rigidez da estrutura pode ser tomada como sendo igual a $0,70 l$;

Toda carga aplicada ou peso próprio que estiver acima da região de formação do arco, pode ser considerada simplesmente como uma carga uniformemente distribuída, atuando na altura de parede igual a $0,70 l$, figura (3.6). Os modelos PAR301 e PAR304 representam respectivamente as situações (a) e (b) da figura (3.6).

Observa-se na tabela (3.2) que os resultados são praticamente os mesmos.

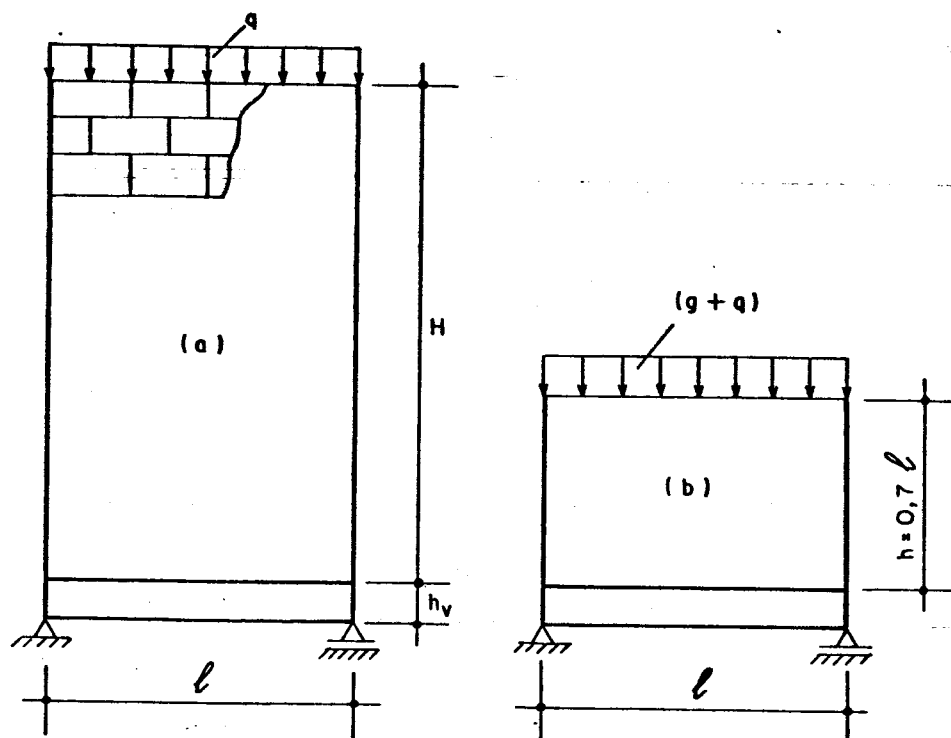


FIGURA 3.6 - (a) - situação de projeto
 (b) - situação de cálculo

- g - peso próprio acima da região de formação do arco;
- q - carga aplicada uniformemente distribuída.

- Os modelos PAR301, PAR302 e PAR304 com $H/l > 0,70$ e cargas aplicadas em diferentes níveis, dados na tabela (3.1), apresentam praticamente os mesmos resultados, como mostra a tabela (3.2). Isto mostra que o mais importante para o conjunto parede-viga é a existência de material (rigidez) na região de formação do arco, ou seja, na base da parede;

- A viga de apoio também atua como tirante, conforme pode-se perceber pelos diagramas de esforços solicitantes apresentados no anexo A;

- Os diagramas de esforços solicitantes apresentados no anexo A mostram que a força normal na viga não é constante e tem um valor máximo na região central.

- Os diagramas de esforços solicitantes para as vigas de apoio mostram que o momento fletor máximo não ocorre na região central da viga. Isto se deve ao efeito das tensões cisalhantes na interface parede-viga, que produzem momento fletor em sentido contrário ao do carregamento vertical;

- Levando-se em conta a não existência do efeito arco no modelo PAR301, ocorreriam uma tensão normal vertical média na interface parede-viga, momento fletor máximo e força normal máxima na viga iguais a:

$$\sigma_{med} = \frac{366,48}{4 \times 0,15} = 610,80 \text{ kN/m}^2.$$

$$M_{max} = \frac{91,62 \times 4^2}{8} = 183,24 \text{ kN.m}$$

$$N_{max} = 0,0$$

Considerando-se o efeito arco, têm-se:

$$\sigma_{max} = 3814 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\max} = 17,20 \text{ kN.m}$$

$$N_{\max} = 103,0 \text{ kN}$$

O efeito arco produz uma concentração de tensões, neste caso, da ordem de seis vezes a tensão normal vertical média e uma redução do momento fletor de aproximadamente dez vezes. Estes valores dependem da rigidez relativa entre a parede e a viga. Deve-se notar também que, devido ao efeito arco, a viga é solicitada por esforço normal de tração.

No modelo PAR307 aumenta-se a rigidez da viga em aproximadamente sete vezes, quando comparada com a viga do modelo PAR304, obtendo-se uma significativa alteração nos resultados, como pode-se observar na tabela (3.2).

Com o aumento de rigidez da viga de apoio, tem-se um aumento do comprimento de contato para as tensões normais verticais e cisalhantes na interface parede-viga, alterando os valores de esforços solicitantes na viga e tensões na base da parede.

- Para o conjunto parede-viga, com relação $H/l < 0,70$, há formação de arco, mas deve-se levar em consideração um aumento significativo nas tensões cisalhantes na interface parede-viga, em proporção maior que as tensões normais verticais, como pode-se notar nos resultados da tabela (3.2) referentes ao modelo PAR305 e PAR306;

- A figura (3.7) apresenta uma distribuição típica de tensão normal vertical e tensão cisalhante em uma parede de alvenaria submetida a carga uniformemente distribuída no topo, como, por exemplo, o modelo PAR301.

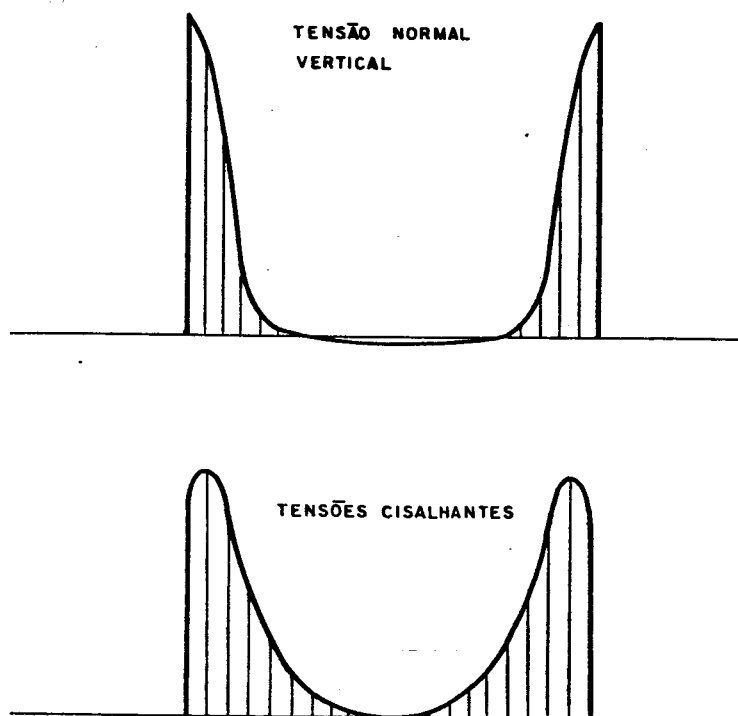


FIGURA 3.7 - Distribuição de tensão normal vertical e tensão cisalhante na interface parede-viga

3.3 - Interação parede-viga

Em consequência do efeito arco que ocorre na base da parede, a distribuição de tensões na parede e na viga sofre severas modificações. A parede contribui para a rigidez da estrutura, e este efeito pode ser levado em consideração em projetos.

Em virtude da alteração na distribuição de tensões, torna-se necessária, para a realização de um projeto estrutural, a sua quantificação. As principais variáveis a serem definidas são:

- A máxima tensão normal vertical na parede;
- A máxima tensão cisalhante na interface parede-viga;

- A força normal na viga;
- O momento fletor na região central da viga;
- O máximo momento fletor na viga e a sua localização;
- A força cortante na viga.

Para quantificar essas variáveis, diversas teorias foram propostas para a avaliação da interação parede-viga. Nos itens subsequentes, algumas dessas teorias serão apresentadas.

3.3.1 - Análise segundo R. H. Wood e L. G. Simms

3.3.1.1 - Apresentação

WOOD (1952) propôs um método de cálculo para paredes de alvenarias apoiadas sobre vigas de concreto armado. Este método foi baseado em observações de ensaios realizados em paredes de residências. Devido à concentração de tensões próximas aos apoios, ele recomenda que o momento fletor de cálculo seja reduzido do usual $P/8$ (carga uniformemente distribuída) para $P/100$ (quando não há aberturas de porta ou janela próximas aos apoios) e $P/50$ (quando há aberturas próximas aos apoios). P é a carga total dada pelo peso próprio do conjunto parede-viga, acrescido da carga aplicada uniformemente distribuída q .

A partir disso, WOOD;SIMMS (1969) desenvolveram um procedimento de cálculo que avalia, com maior precisão, as tensões desenvolvidas em uma parede de alvenaria sobre viga biapoiada de concreto armado.

3.3.1.2 - Equacionamento

Para a análise de tensões normais verticais, propôs-se a distribuição apresentada na figura (3.8).

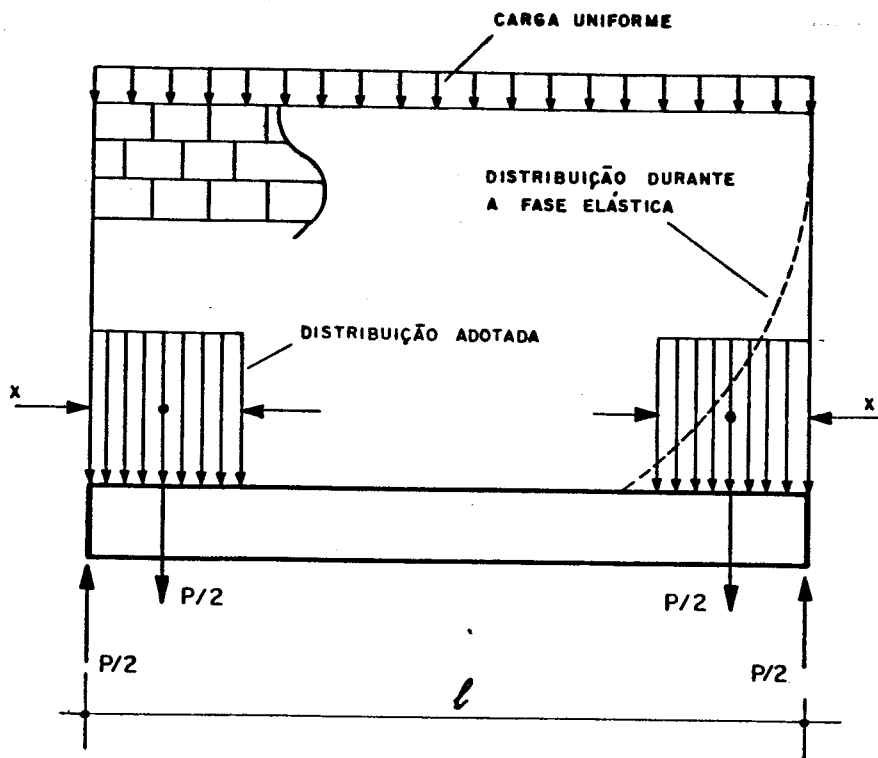


FIGURA 3.8 - Distribuição de tensões normais verticais proposta por WOOD; SIMMS (1969)

Deve-se notar na figura (3.8) que a forma de distribuição de tensão normal vertical adotada por WOOD; SIMMS (1969) é constante na região próxima aos apoios, caracterizando a adoção do estado limite último para a análise do conjunto parede-viga. A linha tracejada representa a distribuição de tensão normal vertical durante o comportamento elástico-linear da estrutura.

O problema resume-se em definir um momento fletor M em função de um parâmetro K , que varia entre 100 (completa ação composta entre parede e viga) e 8 (não há ação composta).

Um fator de concentração de tensões normais verticais C é definido por:

$$C = \frac{1}{2x} \quad (3.1)$$

Para o carregamento na viga, apresentado na

figura (3.8), o momento fletor máximo vale:

$$M = \frac{Pl}{K} = \frac{P}{2} \frac{x}{2} = \frac{Px}{4} \quad (3.2)$$

$$\text{Sendo } \frac{1}{K} = \frac{x}{4l} = \frac{1}{8C} \quad (3.3)$$

Assim, têm-se:

- fator de concentração de tensões $C = \frac{K}{8}$;

- fator para o momento fletor $K = 8C$;

- comprimento do bloco de tensões $\frac{x}{l} = \frac{4}{K}$.

P - carga total da estrutura;

l - distância entre apoios;

x - comprimento de contato para as tensões normais verticais;

C - fator de concentração de tensão normal vertical.

Na tabela (3.3) mostram-se os valores de concentrações de tensões normais verticais C para um determinado valor de K.

TABELA 3.3 - Fatores de concentração de tensões normais verticais proposto por WOOD; SIMMS (1969)

K	x/l	C
8	1/2	1,00
12	1/3	1,50
24	1/6	3,00
48	1/12	6,00
100	1/25	12,5

O norma inglesa CP 111, de 1964, anterior à norma BS 5628 (1978), fornece as máximas tensões admissíveis para uma parede de alvenaria com carga uniformemente distribuída e ou concentrada, sendo:

f_b - tensão básica com referência à resistência do bloco e tipo da argamassa;

f_p - tensão admissível de compressão uniformemente distribuída;

f_c - máxima tensão admissível para uma combinação de carga uniformemente distribuída e ou concentrada.

A norma inglesa CP 111 permite as seguintes relações:

$f_c = 1,50f_b$ para local de concentração de tensão dentro de 1/8 da altura da parede, medido a partir do apoio;

$f_p = Ff_b$ sendo F um fator de redução devido à esbeltez da parede.

A BS 5628 (1978) também admite considerações semelhantes.

A esbeltez da parede é definida pela relação de h/t , em que h é a altura livre da parede entre apoios e t a sua espessura.

Na prática, a tensão média na parede f_{med} é menor que a admissível f_p por um fator de redução R, $f_{med} = Rf_p$.

Assim, tem-se:

$$Cf_{med} \leq 1,50f_b \quad (3.4)$$

$$CRFf_b \leq 1,50f_b \quad (3.5)$$

$$CRF \leq 1,50$$

Sabendo que $C = K/8$, tem-se:

$$K \leq \frac{12}{RF} \quad (3.6)$$

A ineq.(3.6) fornece o parâmetro K que, ao ser introduzido na eq. (3.2), permite o cálculo do momento fletor na viga de apoio.

Para facilidade de entendimento do procedimento de cálculo proposto por WOOD;SIMMS (1969), apresenta-se o exemplo 1.

Exemplo 1:

Para uma parede esbelta, relação de esbeltez igual a 18, submetida a uma carga uniformemente distribuída que produz metade da tensão admissível f_p , calcular o momento fletor máximo para a viga de apoio e a máxima tensão normal vertical na parede.

Resolução:

Para a relação de $h/t=18$, tem-se: $F = 0,50$

Sendo $f_{med} = 0,50 f_p$, tem-se: $R = 0,50$

Portanto: $RF = 0,25$

Aplicando o valor de RF na eq. (3.6), tem-se:

$$K = 48$$

Introduzindo o valor de K na eq. (3.2), obtém-se o máximo momento fletor para a viga de apoio, dado por:

$$M_{max} = \frac{Pl}{48}$$

P - carga total da estrutura;

l - distância entre apoios.

O fator de concentração de tensões normais verticais é dado por:

$$C = K/8 = 48/8 = 6$$

Para o fator de concentração igual a seis, obtém-se a máxima tensão normal vertical na parede igual a seis vezes a tensão média f_{med} .

O resultado apresentado para o momento fletor máximo indica que houve uma redução a um sexto do valor do momento fletor referente a uma viga biapoiada, submetida a uma carga equivalente uniformemente distribuída.

Para permitir uma melhor avaliação dos esforços devidos à interação parede-viga, as seguintes modificações foram incorporadas por WOOD;SIMMS (1969) ao equacionamento apresentado acima.

a - Fator de concentração variável, F_{sc}

Segundo WOOD;SIMMS (1969) é razoável admitir uma variação linear de F_{sc} com K, apresentando um limite superior igual a 1,50 (máxima ação composta) e um limite inferior igual a 1,00 (quando não há ação composta).

$$F_{sc} = aK + b \quad (3.7)$$

$$1,50 = a100 + b$$

$$1,00 = a8 + b$$

$$F_{sc} = \frac{176 + K}{184} \quad (3.8)$$

O valor 1,50 na eq. (3.5) será substituído pelo fator F_{sc} , obtido pela eq. (3.8).

b - Tensão variável para o aço

O norma inglesa CP 111 admite tensões limites

para o aço entre 15700 lb/in^2 (para máxima ação composta) e 20000 lb/in^2 (quando não há ação composta).

$$f_s = a K + b$$

$$15700 = a100 + b$$

$$20000 = a8 + b$$

$$f_s = 20375 - 46,75K \quad (\text{lb/in}^2) \quad (3.9)$$

$$\text{Nota: } 1 \text{ lb/in}^2 = 6,8944 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

c - tração na viga

No comportamento conjunto, a viga, além de receber os esforços de flexão, também atua como um tirante. Para estimar a força normal de tração na viga, WOOD; SIMMS (1969) assumem uma linha parabólica do segundo grau para a forma do arco na parede, como mostra a figura (3.9).

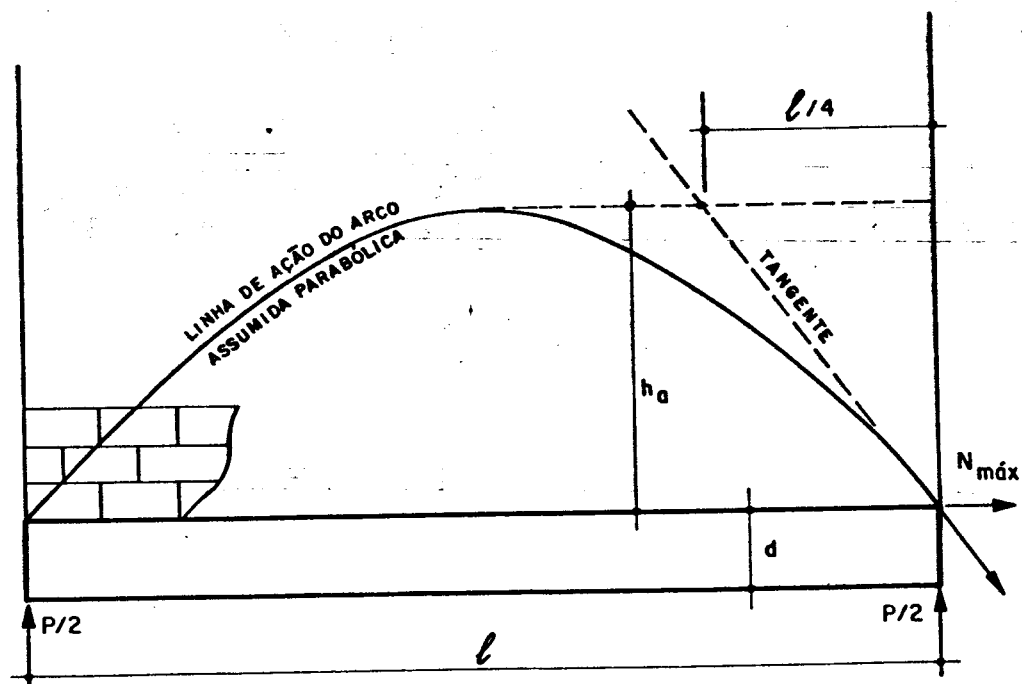


FIGURA 3.9 - Formação do arco segundo WOOD; SIMMS (1969)

Para evitar a introdução de diferentes valores de h_a apresentado na figura (3.9), adota-se um valor máximo igual a 0,70 l e um mínimo igual a 0,40 l. WOOD;SIMMS (1969) adotam um valor médio igual a 0,55 l, o que produz uma força máxima de tração normal na viga igual a:

$$N_{\max} = \frac{P}{4,40} \quad (3.10)$$

P - carga total da estrutura.

Deve-se observar que para $h_a = 0,70$ l tem-se a máxima força de tração na viga igual a $P/5,60$ e para $h_a = 0,40$ l tem-se um valor máximo igual a $P/3,20$. A diferença máxima em relação ao valor médio indicado na eq. (3.10) é de aproximadamente 38 % .

Para a estimativa do momento fletor na viga, deve-se levar em consideração o momento fletor produzido pelas ações verticais e o oriundo da força normal de tração na viga, que é resultado das tensões cisalhantes na interface parede-viga.

O momento fletor, devido à força normal de tração, depende da altura da viga de apoio. Admitindo-se que as alturas de vigas variam entre 1/20 e 1/15, introduziu-se um valor médio igual a 1/17,50 , que proporciona um momento fletor igual a $P/154$.

Não ocorrerá força de tração normal na viga quando não houver uma ação composta entre parede e viga e será máxima quando o grau de interação for completo. Torna-se evidente a introdução de um fator de redução equivalente a $(K-8)/92$, levando a um momento fletor total igual a:

$$M = \frac{Px}{4} + \frac{Pl}{154} \frac{(K-8)}{92} \quad (3.11)$$

$$\frac{1}{K} = \frac{x}{4l} + \frac{1}{154} \frac{(K-8)}{92} \quad (3.12)$$

Sendo:

$$\frac{x}{4 l} = \frac{1}{8C}$$

Tem-se:

$$C = \frac{19,25 K}{154 - \frac{K (K - 8)}{92}} \quad (3.13)$$

Partindo da eq. (3.5), obtém-se:

$$CRFf_b \leq F_{sc} f_b$$

Substituindo-se o valor de C, dado pela eq. (3.13) e F_{sc} , dado pela eq. (3.8), tem-se:

$$RF \leq \frac{(176 + K)}{184} \times \frac{(154 - \frac{K (K - 8)}{92})}{(19,25 K)} \quad (3.14)$$

No item (3.2.4) mostra-se que as tensões cisalhantes na interface parede-viga produzem momento fletor contrário ao das ações verticais. Nota-se na eq. (3.11) que WOOD;SIMMS (1969) acrescentam o momento fletor das tensões cisalhantes ao das ações verticais, o que não está de acordo com o fenômeno.

Para mostrar a aplicação do novo equacionamento proposto por WOOD;SIMMS (1969) faz-se o exemplo 2, utilizando-se os mesmos dados apresentados no exemplo 1.

Exemplo 2:

Do exemplo 1, tem-se: $RF = 0,25$

Substituindo-se o valor de (RF) na eq. (3.14), obtém-se o valor do parâmetro K igual a 34.

Substituindo-se o valor de K na eq. (3.13), tem-se o fator de concentração de tensões normais verticais, dado por:

$$C = 4,53$$

Isto significa que a máxima tensão normal vertical na parede é de aproximadamente quatro vezes e meia a tensão média f_{med} .

Sendo $x = 4 l/8C = 0,110 l$ e substituindo-se os K e x na eq. (3.11), determina-se o máximo momento fletor para a viga, dado por:

$$M_{max} = \frac{Pl}{34}$$

Para este exemplo, deve-se observar que, devido à força normal de tração, o momento fletor máximo teve um acréscimo da ordem de 40%, quando comparado com o resultado apresentado no exemplo 1.

Para facilitar os cálculos, as eq. (3.6) e (3.14) estão representadas graficamente na figura (3.10) e podem ser utilizadas para a verificação de tensões na ação conjunta parede-viga.

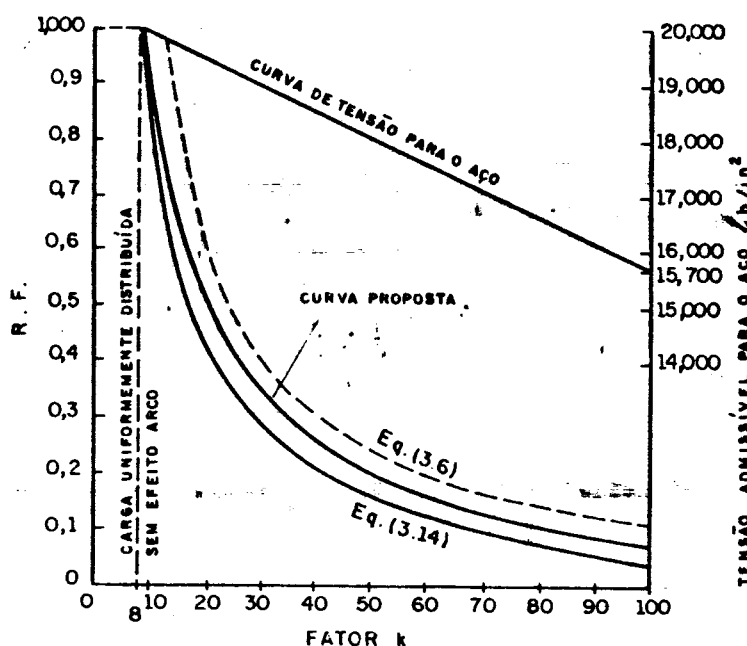


FIGURA 3.10 - Gráfico para cálculo de esforços na viga de apoio, proposto por WOOD; SIMMS (1969)

3.3.1.3 - Comentários

- O momento fletor pode ser calculado de uma maneira conservadora, usando-se a curva proposta na figura (3.10);

- As tensões normais verticais, calculadas pelo procedimento descrito acima, mostram-se contra a segurança da estrutura. Isto deve-se ao fato de se admitir uma distribuição constante de tensões normais verticais próxima aos apoios;

- A tensão admissível para o aço pode ser obtida da figura (3.10) e varia com o grau de ação composta entre a parede e a viga;

- Em nenhum caso permite-se um momento fletor menor que $P/100$ para uma viga biapoiada;

- Segundo WOOD;SIMMS (1969), a parede não deve ter altura inferior a $0,60 l$ para que o arco se forme;

- Este procedimento limita-se a alturas de vigas entre $l/20$ e $l/15$ e não informa sobre as tensões cisalhantes na interface parede-viga;

- As tensões de tração na viga podem estar contra a segurança da estrutura, devido à adoção de um valor médio para o parâmetro h_a .

3.3.2 - Análise segundo Stafford Smith e Riddington

3.3.2.1 - Apresentação

SMITH;RIDDINGTON (1977) fazem análises do comportamento estrutural de uma parede de alvenaria apoiada sobre viga de concreto armado, utilizando o método dos elementos finitos.

Vários parâmetros físicos são investigados para estabelecer o grau de influência que eles têm sobre a formação do arco e, conseqüentemente, sobre a distribuição de tensões na parede e na viga.

A estrutura idealizada para a análise teórica compreende uma parede constituída de um material homogêneo

de características elástico-lineares, apoiada sobre uma viga de concreto armado com rotações livres nas extremidades.

Uma série de modelos em escala reduzida foram ensaiadas elasticamente, em laboratório, para verificar a precisão das análises numéricas. A discrepância encontrada entre os resultados obtidos pela análise em elementos finitos e os obtidos pelos modelos ensaiados foi da ordem de 10 % para as tensões na parede e 20 % para os picos de momento fletor, força normal e flechas para a viga. Segundo SMITH;RIDDINGTON (1977) consideram-se essas diferenças bastante razoáveis em virtude de tratar-se de uma estrutura que apresenta um comportamento complexo.

Uma característica dominante em uma parede de alvenaria apoiada sobre viga é a existência de tensões normais verticais de tração na base da parede, próxima à região central da viga. Na ausência de resistência à tração entre a alvenaria e a viga pode ocorrer um desligamento dos componentes da estrutura, isto é, a região central da viga tende a separar-se da alvenaria, conforme mostra a figura (3.11).

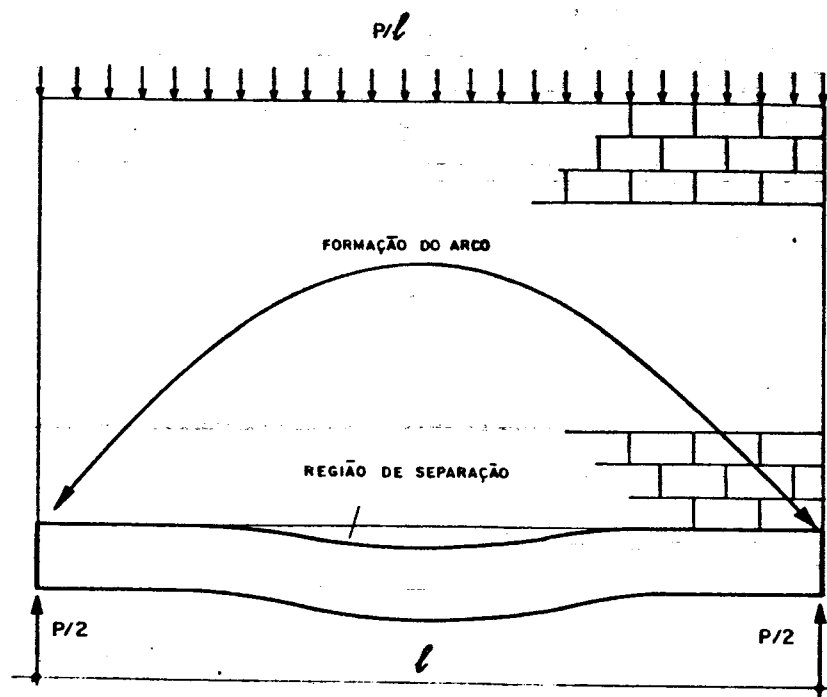


FIGURA 3.11 - Separação entre parede e alvenaria

Para a análise, permitiu-se o desligamento na interface parede-viga, introduzindo dois grupos de nós. Um sobre a borda superior da viga e outro na face inferior da parede.

Utilizando-se uma rotina de verificação, a ligação entre a parede e a viga foi eliminada ao se identificar alguma tração, sendo a estrutura reanalisada, desligando-se a parede da viga na região de tração. Este procedimento é repetido até ocorrer uma estabilização do processo de separação.

3.3.2.2 - Parâmetros analisados

Observando-se inúmeros resultados numéricos e experimentais, SMITH;RIDDINGTON (1977) concluíram que o principal parâmetro que governa o comportamento estrutural de uma parede sobre viga é a rigidez relativa à flexão k_f entre os dois elementos, definida por:

$$k_f = \frac{E_{pa} t l^3}{E_v I_v} \quad (3.15)$$

l - distância entre apoios;

t - espessura da parede;

I_v - momento de inércia da viga;

E_{pa} , E_v - módulos de deformação longitudinais para a parede e para a viga, respectivamente.

Outros parâmetros, incluindo a relação altura da parede pela sua largura, a rigidez axial da viga e o coeficiente de Poisson foram analisados para estabelecer o grau de influência no comportamento estrutural do conjunto parede-viga.

Uma malha em elementos finitos foi selecionada para representar o modelo teórico. A malha apresenta subdivisões menores nas regiões próximas ao apoio, onde há uma maior variação nas tensões devido à concentração. A

figura (3.12) ilustra a discretização do domínio.

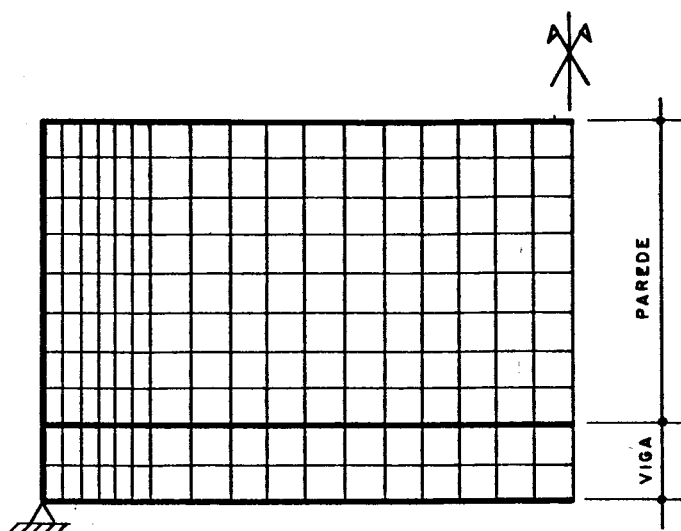


FIGURA 3.12 - Discretização proposta por SMITH; RIDDINGTON (1977)

3.3.2.3 - Resultados e observações

A tabela (3.4) mostra que uma variação no coeficiente de Poisson não produz mudanças significativas para as tensões na parede e na viga. Nas análises subsequentes adota-se $\nu = 0,15$, para ambos os materiais, que é um valor representativo tanto para o concreto como para a alvenaria.

Os resultados indicam que para alturas de paredes maiores que 0,70 l, o comportamento estrutural do conjunto parede-viga permanece inalterado, isto é, toda parte de parede que estiver acima pode ser considerada apenas no acréscimo do carregamento. A tabela (3.4), através das três últimas análises, apresenta o comportamento descrito, alertando que para efeito de comparação adota-se a mesma carga total para a estrutura.

TABELA 3.4 - Resultados obtidos em elementos finitos para análise da influência do parâmetro ν e a altura da parede em estruturas de alvenaria, segundo SMITH; RIDDINGTON (1977)

K_f	$\frac{E_v}{E_{pa}}$	Notas		Tensão $\cdot 10^{-3}$ kN/mm ²	Tensões na viga $\cdot 10^{-3}$ kN/mm ² inf. face sup.	
		ν_{pa}	ν_v			
15	4	0,15	0,15	-19,60	8,62	2,94
15	4	0,10	0,25	-19,70	8,59	2,96
30	4	0,15	0,15	-38,90	9,76	7,76
30	4	0,00	0,00	-39,40	9,76	7,75
Altura						
15	4	Altura 7,0 m		-19,60	8,68	3,03
15	4	Altura 10,0 m		-19,60	8,62	2,94
15	4	Altura 15,0 m		-19,60	8,62	2,94

Definida a discretização da malha em elementos finitos, o coeficiente de Poisson e a relação entre a altura da parede pelo seu comprimento, SMITH; RIDDINGTON (1977) fazem uma série de análises para investigar os efeitos da variação na rigidez à flexão e axial na viga, sobre o comportamento estrutural do conjunto parede-viga.

As tabelas (3.5) e (3.6) mostram os resultados antes e depois da ocorrência da separação na interface parede-viga. O desligamento entre parede e viga, na região central, não ocorrerá quando a resistência à tração for maior que as tensões atuantes.

TABELA 3.5 - Resultados antes da separação, segundo SMITH; RIDDINGTON (1977)

k_f	$\frac{E_v}{E_{pa}}$	Tensão Normal Vertical	Tração P/k_1	Momento Pl/k_2	Flecha Central mm
2,50	4,00	2,56	7,47	15,50	0,75
2,50	30,00	3,74	7,42	14,60	0,37
5,00	1,00	3,68	4,24	36,80	3,12
5,00	4,00	6,92	3,75	50,40	1,54
5,00	20,00	9,48	3,57	49,10	1,20
5,00	30,00	9,79	3,59	47,70	1,18
7,50	4,00	11,00	3,92	91,40	2,01
7,50	30,00	15,32	3,42	92,00	1,58
10,0	1,00	9,16	5,30	92,00	4,06
10,0	4,00	15,43	4,26	123,20	2,31
10,0	20,00	20,29	3,59	108,20	1,83
10,0	30,00	20,78	3,50	103,10	1,79
12,0	4,00	20,22	4,57	171,00	2,57
12,0	30,00	27,30	3,63	148,70	2,01
15,0	1,00	15,46	5,21	164,30	4,58
15,0	4,00	25,43	4,33	227,20	2,80
15,0	20,00	33,01	3,94	223,40	2,27
15,0	30,00	33,73	3,76	217,50	2,21

k_f - parâmetro de rigidez relativa à flexão;

E_v, E_{pa} - módulos de elasticidade longitudinais para a viga e para a parede, respectivamente;

P - carga total da estrutura;

l - distância entre apoios;

k_1, k_2 - valores obtidos na tabela.

TABELA 3.6 - Resultados depois da separação,
SMITH; RIDDINGTON (1977)

k_f	$\frac{E_v}{E_{pa}}$	Tensão Normal Vertical	Tração P/k_1	Momento Pl/k_2	Flecha Central mm
2,50	4,00	2,56	7,47	15,50	0,75
2,50	30,00	3,74	7,42	14,60	0,37
5,00	1,00	3,70	4,39	37,00	3,14
5,00	4,00	6,90	3,85	50,50	1,56
5,00	20,00	9,55	3,82	50,00	1,23
5,00	30,00	9,86	3,85	48,10	1,20
7,50	4,00	11,52	3,99	98,40	2,41
7,50	30,00	16,31	3,83	108,60	1,91
10,0	1,00	10,98	5,16	103,90	5,98
10,0	4,00	16,98	4,31	142,40	3,44
10,0	20,00	21,41	3,83	127,30	2,58
10,0	30,00	21,86	3,84	118,60	2,45
12,5	4,00	22,07	4,44	195,70	4,32
12,5	30,00	28,18	3,89	170,00	2,77
15,0	1,00	20,90	5,80	193,70	9,54
15,0	4,00	28,52	4,65	264,50	5,12
15,0	20,00	34,46	3,96	250,80	3,34
15,0	30,00	34,92	3,91	238,90	3,05

As tabelas (3.5) e (3.6) mostram que:

- Aumentando-se a rigidez axial da viga, acréscimo na relação E_v/E_{pa} , e mantendo-se a rigidez à flexão (K_f constante), nota-se que ocorrem aumentos no pico de tensões na parede, na força normal axial da viga e reduções do momento fletor. O efeito de separação também decresce com o aumento na rigidez axial.

- A redução na rigidez à flexão da viga, aumento do parâmetro K_f , viga mais flexível, implicam em um acréscimo do pico de tensões na parede junto aos apoios e redução no momento fletor da viga. Estes efeitos, segundo SMITH; RIDDINGTON (1977), também foram observados em ensaios experimentais os quais mostraram que, com o aumento na flexibilidade da viga, o comprimento de contato das tensões normais verticais na interface parede-viga diminui, provocando maiores concentrações próximas às regiões dos apoios.

Para baixos valores de K_f , vigas relativamente rígidas, ocorrem aumentos significativos na força normal e momento fletor para a viga de apoio.

O efeito de separação na interface parede-viga, mais evidente em vigas flexíveis, provoca um aumento do pico de tensões na parede e diminuição na força normal na viga.

Observações em modelos experimentais indicam que as flechas para este tipo de estrutura são pequenas e que não são um fator importante a ser considerado em projetos.

As tabelas (3.5) e (3.6) mostram que, em geral, o efeito de separação entre parede e viga, aumenta o valor da flecha central. Este acréscimo de flecha é mais significativo para valores de k_f elevados.

3.3.2.4 - Equacionamento

O gráfico apresentado na figura (3.13) interpreta os resultados obtidos nas tabelas (3.5) e (3.6).

O momento fletor na viga é expresso como uma proporção do momento fletor de uma carga uniformemente distribuída ($Pl/8$) em função do parâmetro de rigidez relativa K_f .

A variação da força normal na viga é definida como uma proporção da carga total aplicada P .

Como a separação da interface parede-viga pode não ocorrer na prática, devido à resistência à tração, os maiores valores para o momento fletor e força normal na viga foram utilizados para a construção das curvas apresentadas na figura (3.13).

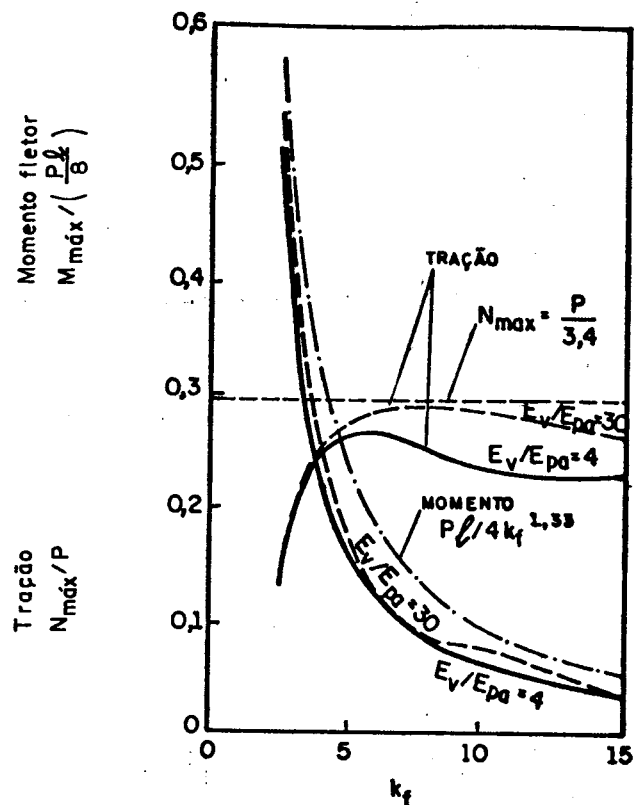


FIGURA 3.13 - Gráfico auxiliar para cálculo de esforços na viga, SMITH; RIDDINGTON (1977)

O gráfico da figura (3.13) auxilia no cálculo dos esforços solicitantes na viga ou com as eq. (3.16), (3.17) e (3.18) obtêm-se as tensões na parede e os esforços solicitantes na viga, sendo:

a - Máximo momento fletor na viga

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4 K_f^{1,33}} \quad (3.16)$$

b - Máxima força normal na viga

$$N_{\max} = \frac{P}{3,40} \quad (3.17)$$

c - Máxima tensão normal vertical na parede

$$\sigma_{\max} = 1,63 \frac{P}{l \cdot t} K_f^{1,12} \quad (3.18)$$

Observa-se na eq. (3.18) que o termo $(1,63 K_f^{1,12})$ indica o fator de concentração de tensão normal vertical.

P - carga total da estrutura;

t - espessura da parede;

l - distância entre apoios;

k_f - rigidez relativa à flexão, eq.(3.15).

3.3.2.5 - Exemplo de aplicação

Para demonstrar a aplicação do método de SMITH;RIDDINGTON (1977) fazem-se as análises no conjunto parede-viga apresentado na figura (3.14).

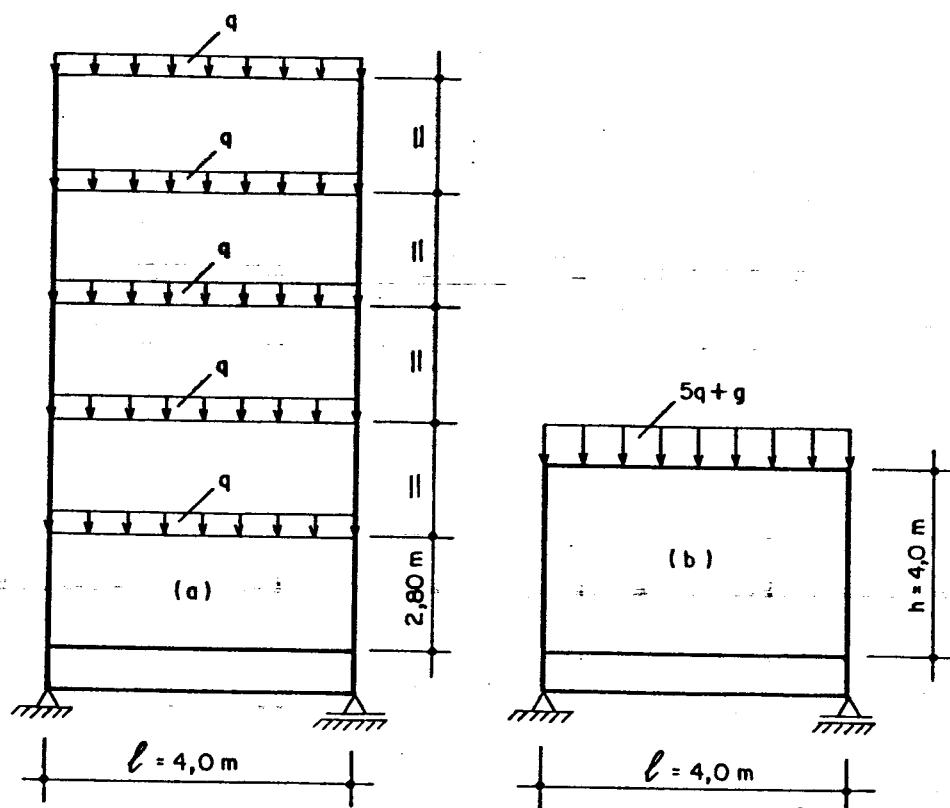


FIGURA 3.14 - Parede para análise: (a) situação de projeto - (b) situação de cálculo

Dados:

- espessura da parede = 0,14 m;
- peso específico da parede = 12,0 kN/m³;
- peso específico da viga = 25,0 kN/m³;
- seção transversal da viga de apoio (0,20x0,50)m²
- $E_{pa} = 3,0 \times 10^6$ kN/m²;
- $E_v = 2,0 \times 10^7$ kN/m²;
- distância entre apoios = 4,0 m;
- carga q = 5,83 kN/m;
- carga total da estrutura P = 220,60 kN.

Resolução:

Para o cálculo da rigidez relativa à flexão, utiliza-se a eq. (3.15), onde:

$$k_f = \frac{3,0 \times 10^6 \times 0,14 \times 4,0^3}{2,0 \times 10^7 \times 2,0833 \times 10^{-9}} = 5,04$$

Aplicando-se o valor de k_f na eq. (3.16), obtém-se o máximo momento fletor na viga.

$$M_{\max} = \frac{220,60 \times 4}{4 \times 5,04^{1,33}} = 25,66 \text{ kN.m}$$

Pela eq. (3.17) tem-se força normal na viga igual a:

$$N_{\max} = \frac{220,60}{3,40} = 64,88 \text{ kN}$$

A máxima tensão normal vertical na parede é dada pela eq.(3.18) e vale:

$$\sigma_{\max} = \frac{1,63 \times 220,60}{4 \times 0,14} \times 5,04^{1,12} = 3929 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2.6 - Comentários

Nota-se que o método de SMITH;RIDDINGTON (1977) apresenta algumas deficiências, tais como:

- Não informa a respeito do valor das tensões cisalhantes no conjunto parede-viga. Segundo os autores, deve-se considerar o efeito arco em estruturas de alvenaria que têm razão H/l igual ou superior a 0,60. Com essa ressalva eles admitem que as estruturas têm capacidade para resistir às máximas tensões cisalhantes.

- Nota-se na eq. (3.17) que para o cálculo da máxima força normal de tração na viga, leva-se em consideração apenas a carga total da estrutura, deixando de considerar a rigidez axial relativa entre parede e viga.

- Para o cálculo do parâmetro de rigidez relativa à flexão K_f , apresentado na eq. (3.15), observa-se que a parcela de rigidez referente à parede é obtida considerando-se a distância livre entre os apoios. Portanto, a rigidez relativa à flexão para o conjunto parede-viga não considera a altura da parede, isto é, para estruturas que se diferenciam apenas no valor da razão H/l o resultado é sempre o mesmo.

- Em geral, os resultados apresentados pelo método de SMITH;RIDDINGTON (1977) estão superestimados.

3.3.3 - Análise segundo S. R. Davies e A. E. Ahmed

3.3.3.1 - Apresentação

DAVIES;AHMED (1977) desenvolvem uma teoria, utilizando resultados de análises em elementos finitos para quantificar as tensões na parede e esforços na viga.

Define-se um procedimento de cálculo para a utilização em projetos de alvenaria estrutural, levando-se em consideração a ação composta entre a parede e a viga.

O procedimento de cálculo adotado por DAVIES;AHMED (1977) envolve um número maior de parâmetros,

quando comparado com o estudo realizado por SMITH;RIDDINGTON (1977).

Para as análises considera-se a estrutura em regime elástico-linear.

3.3.3.1 - Máxima tensão normal vertical na parede

O efeito arco provoca uma concentração de tensões próxima ao apoio e, conseqüentemente, reduções no momento fletor da viga. É principalmente governado por um parâmetro de rigidez à flexão R_f , dado pela eq.(3.19).

$$R_f = \frac{h^3 t E_{pa}}{I_v E_v} \quad (3.19)$$

h - altura efetiva da parede, a qual não deve ser tomada maior que l ;

l - distância entre apoios;

t - espessura da parede;

E_{pa} , E_v - módulos de deformação longitudinais da parede e da viga, respectivamente;

I_v - momento de inércia à flexão da viga.

Deve-se notar que o parâmetro R_f , definido na eq. (3.19), leva em consideração a rigidez relativa entre parede e viga.

O parâmetro R_f foi selecionado com base em resultados obtidos de análises em elementos finitos.

Nas análises numéricas, variando-se a relação H/l e o parâmetro de rigidez R_f , figura (3.15), mostra-se que há uma relação linear entre R_f e o fator de concentração de tensões C , dada pela eq. (3.20).

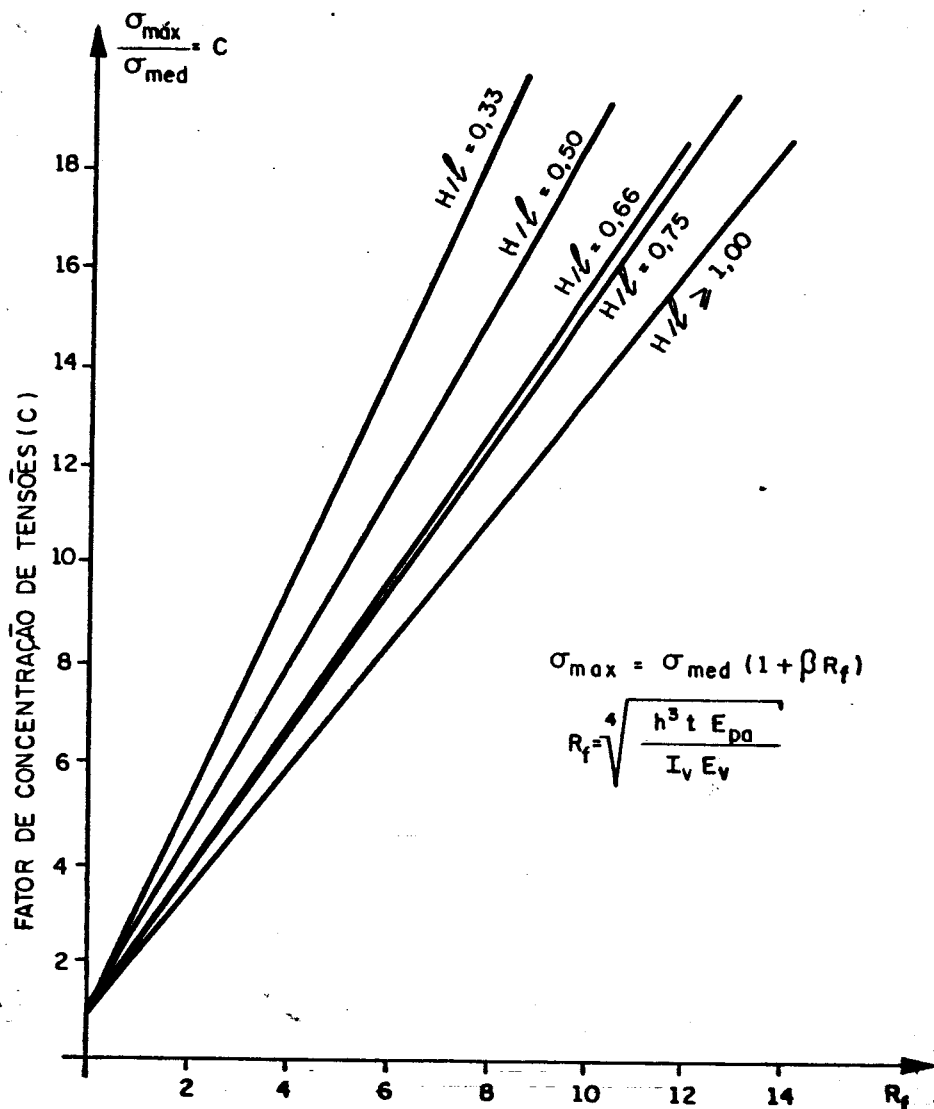


FIGURA 3.15 - Cálculo do fator de concentração de tensão (C), DAVIES; AHMED (1977)

$$C = 1 + \beta R_f \quad (3.20)$$

O parâmetro β foi determinado empiricamente e está apresentado na figura (3.18).

A máxima tensão normal vertical na parede pode ser dada por:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{lt} (1 + \beta R_f) \quad (3.21)$$

Deve-se observar que o termo (P/lt) na

eq. (3.21) corresponde à tensão normal vertical média.

A distribuição de tensão normal vertical e seu comprimento de contato na interface parede-viga dependem principalmente do parâmetro de rigidez R_f .

Para uma viga muito flexível, alto valor de R_f , a distribuição de tensão é aproximadamente triangular com grandes concentrações próximas aos apoios.

Em paredes apoiadas sobre vigas relativamente rígidas, baixos valores de R_f , a distribuição de tensões pode ser representada por uma parábola do terceiro grau. O comprimento de contato entre a parede e a viga é maior, provocando baixas concentrações de tensões próximas aos apoios.

Para vigas, com valores intermediários de R_f , a distribuição de tensão ao longo da interface parede-viga é representada por uma parábola do segundo grau.

A figura (3.16), ilustra os casos descritos acima.

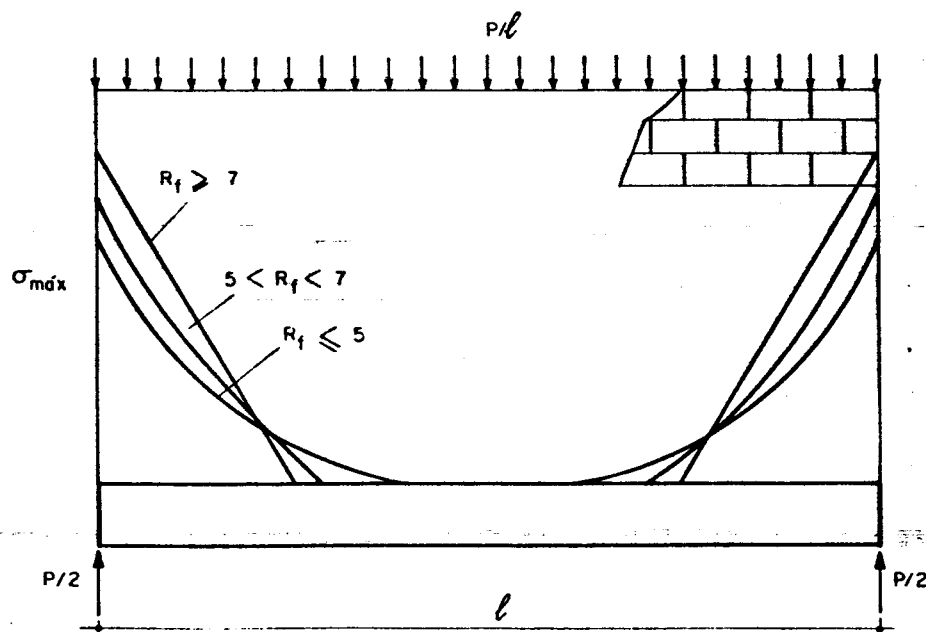


FIGURA 3.16 - Representação da forma da curva de distribuição de tensão na interface parede-viga, segundo DAVIES; AHMED (1977)

Os limites de rigidez relativas R_f para cada situação podem ser definidos, segundo DAVIES; AHMED (1977) por:

a - Viga muito flexível

$R_f \geq 7,0$ - distribuição triangular de tensões.

b - Viga flexível

$5,0 < R_f < 7,0$ - distribuição parabólica do segundo grau para as tensões.

c - viga rígida

$R_f \leq 5,0$ - distribuição parabólica do terceiro grau para as tensões.

3.3.3.3 - Força normal na viga

Devido ao efeito arco, tem-se uma força normal na viga, que depende principalmente da rigidez axial relativa K_a . Estabelecido a partir de análises numéricas, esse parâmetro é dado por:

$$K_a = \frac{h t E_{pa}}{A_v E_v} \quad (3.22)$$

A_v - área da seção transversal da viga;

h - altura efetiva da parede;

l - distância entre apoios;

t - espessura da parede;

E_{pa} , E_v - módulos de deformação longitudinal para a parede e para a viga, respectivamente.

A máxima força normal ocorre na região central

da viga e varia linearmente com o parâmetro K_a , como mostra a figura (3.17).

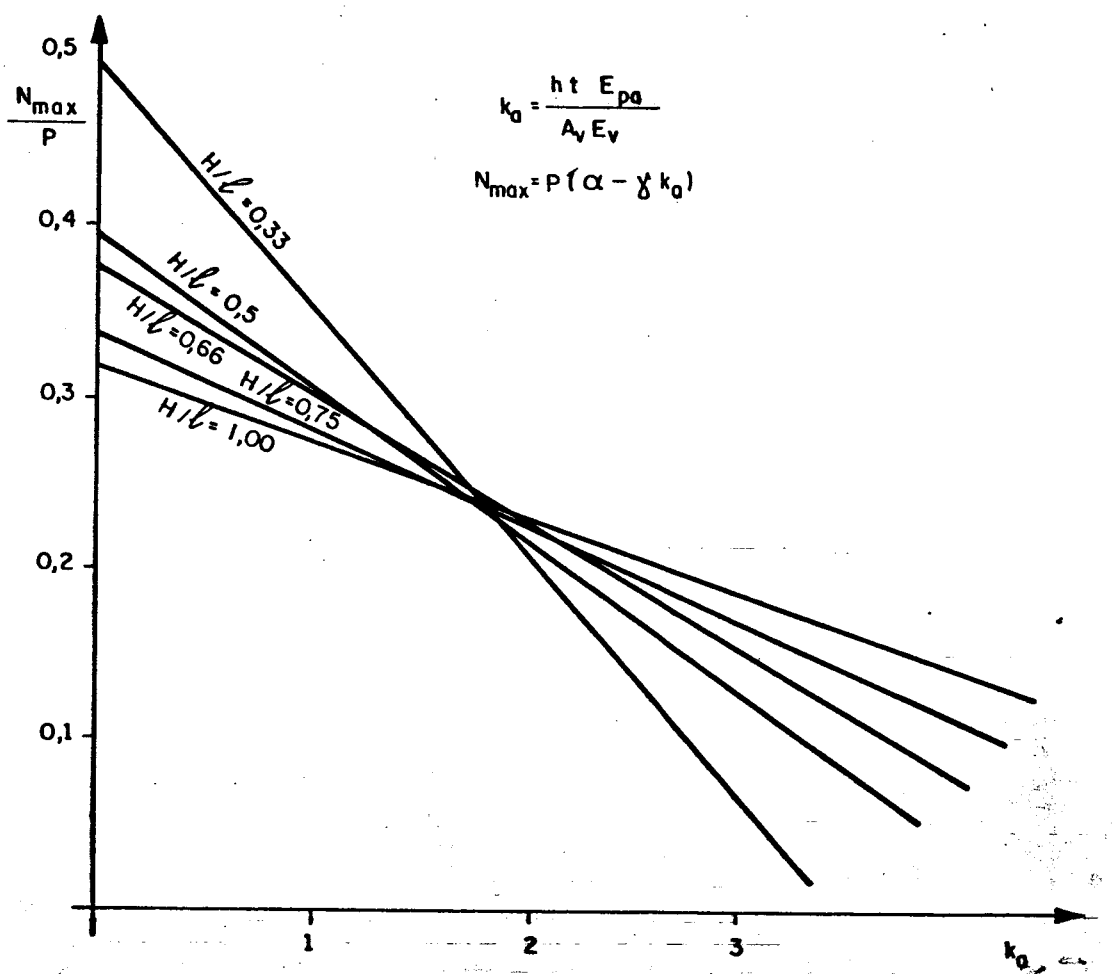


FIGURA 3.17 - Variação da força normal na viga, segundo DAVIES; AHMED (1977)

As curvas na figura (3.17) são representadas pela eq.(3.23) que permitem o cálculo da máxima força normal N_{\max} para a viga do conjunto parede-viga. Os parâmetros α e γ são encontrados no gráfico apresentado na figura (3.18).

$$N_{\max} = P(\alpha - \gamma K_a) \quad (3.23)$$

N_{\max} - força normal máxima para a viga;
 P - carga total da estrutura;

α, γ - parâmetros obtidos na figura (3.18);
 k_a - rigidez axial relativa, eq. (3.22).

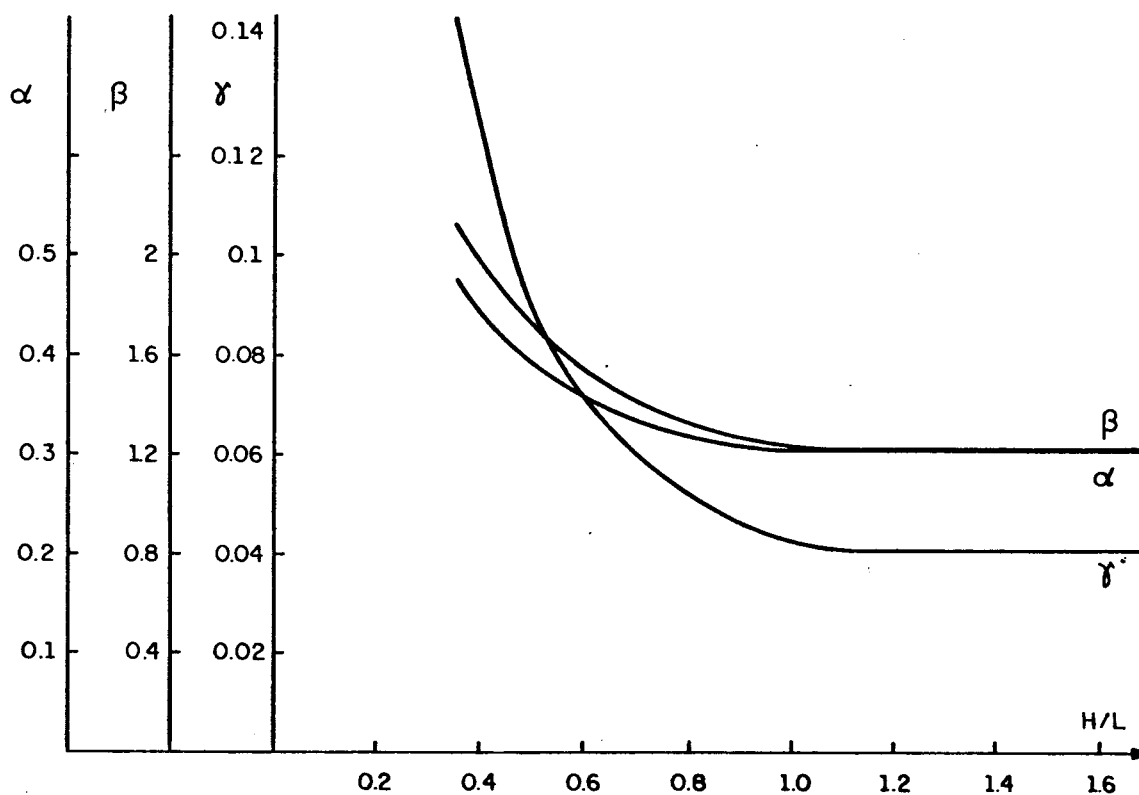


FIGURA 3.18 - Parâmetros α, β e γ em função de H/l , segundo DAVIES; AHMED (1977)

H - altura total da parede;

l - distância entre apoios;

$\alpha, \beta,$ e γ - determinados empiricamente.

3.3.3.4 - Tensões cisalhantes na interface parede-viga

Para que exista a ação composta entre a parede e a viga, deve-se ter uma superfície de contato apropriada para resistir aos esforços cisalhantes que irão aparecer devido ao efeito arco. A figura (3.19) mostra a interação de forças que ocorre entre os dois elementos.

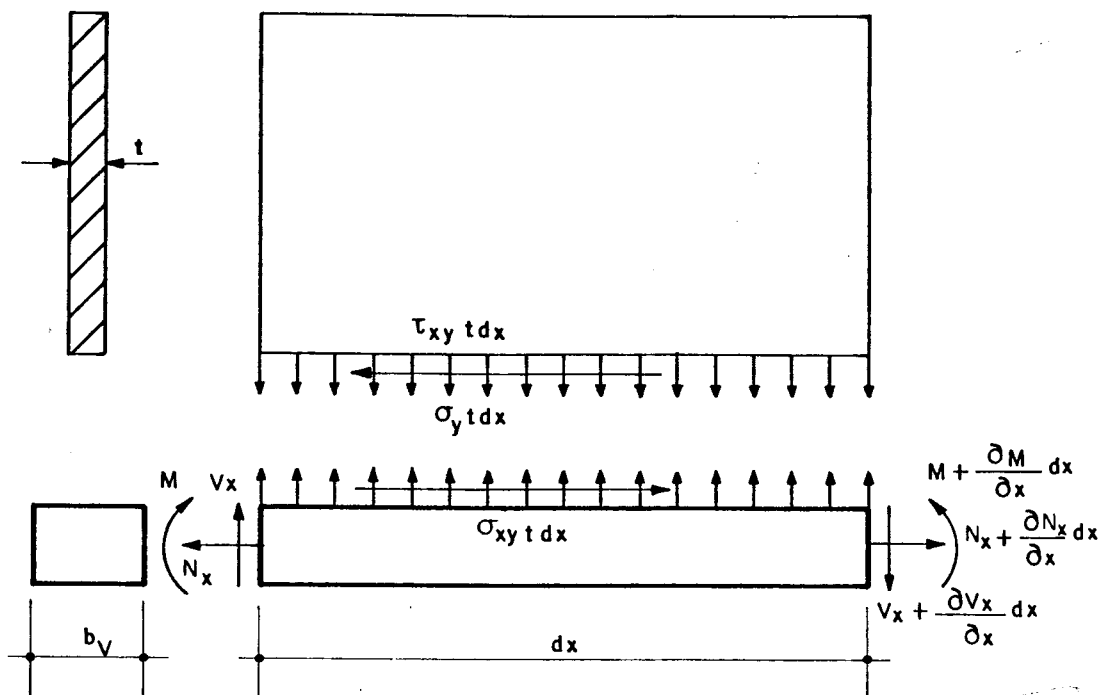


FIGURA 3.19 - Interação de forças na interface parede-viga, DAVIES; AHMED (1977)

Fazendo-se o equilíbrio das forças horizontais, apresentadas na figura (3.19), e integrando para os limites de zero a $l/2$, obtém-se a máxima força normal na viga:

$$N_{\max} = \int_0^{l/2} \tau_{xy} t \, dx \quad (3.24)$$

Para análise do cisalhamento, assume-se que a distribuição de tensões normais verticais e cisalhantes na interface parede-viga seja triangular, figura (3.20).

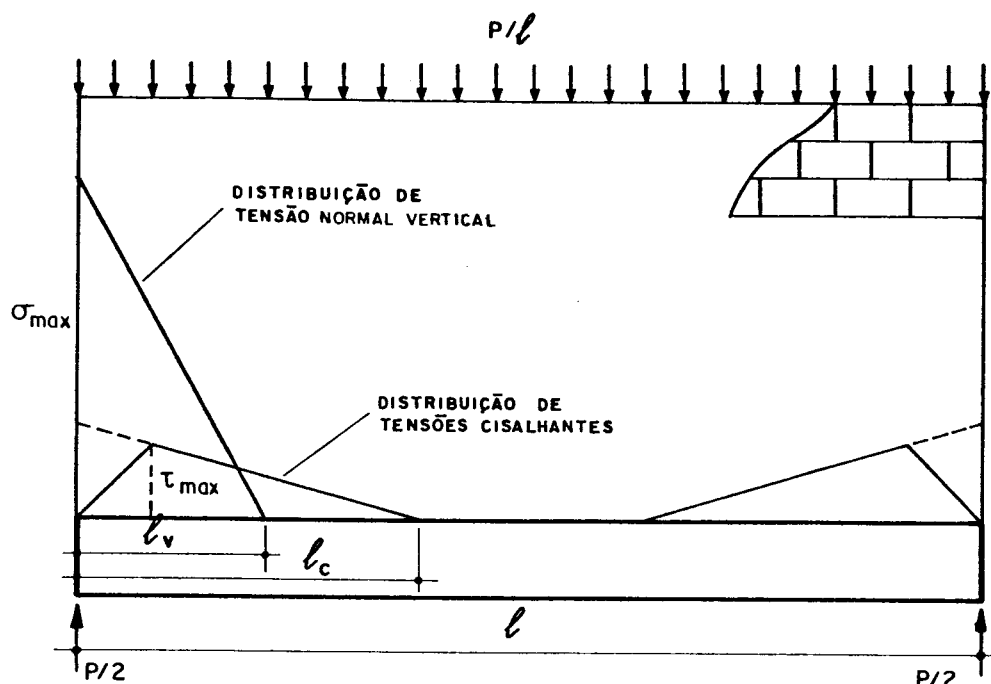


FIGURA 3.20 - Representação da distribuição de tensões cisalhantes na interface parede-viga, DAVIES; AHMED (1977)

Na análise em elementos finitos, verificou-se que o comprimento de contato horizontal das tensões cisalhantes l_c , na figura (3.20), varia de duas a três vezes o das tensões normais verticais l_v . Levando-se em consideração uma maior segurança para a estrutura, é adotado o valor dois que produz resultados a favor da segurança devido ao comprimento de contato ser menor.

Do equilíbrio de forças verticais, tem-se:

$$\sigma_{\max} l_v t = P \quad (3.25)$$

$$l_v = \frac{P}{t \sigma_{\max}} \quad (3.26)$$

Substituindo o valor de σ_{\max} dado pela eq.(3.25) na eq.(3.26), tem-se o comprimento de contato para as tensões normais verticais na interface parede-viga, dado pela eq. (3.27).

$$l_v = \frac{1}{1 + \beta R_f} \quad (3.27)$$

Deve-se observar que o comprimento de contato l_v está em função do parâmetro R_f . Para altos valores de R_f , viga flexível, tem-se um comprimento de contato pequeno, provocando elevadas concentrações de tensões junto aos apoios.

O comprimento de contato horizontal das tensões cisalhantes l_c na interface parede-viga é dado pela eq.(3.28).

$$l_c = \frac{2 l}{1 + \beta R_f} \quad (3.28)$$

Para simplificação de cálculo assume-se que a distribuição de tensões cisalhantes na interface parede-viga seja triangular. Desenvolvendo-se a eq. (3.24), tem-se:

$$N_{\max} = \frac{\tau_{\max} l_c t}{2} \quad (3.29)$$

Sabendo-se que N_{\max} é dada pela eq. (3.23) e substituindo-se o valor de l_c obtido pela eq. (3.28), tem-se a máxima tensão cisalhante (τ_{\max}) na interface parede-viga:

$$\tau_{\max} = \frac{P(\alpha - \gamma k_a)(1 + \beta R_f)}{l t} \quad (3.30)$$

Sendo:

P - carga total da estrutura;

l_v - comprimento de contato das tensões normais verticais;

l_c - comprimento de contato das tensões cisalhantes;

α , β e γ - obtidos na figura (3.18);

l - distância entre apoios;

t - espessura da parede;

R_f - rigidez relativa à flexão, eq. (3.19);

K_a - rigidez relativa axial, eq. (3.22).

3.3.3.5 - Momento fletor na viga

Devido à ação composta, a viga é submetida a forças verticais e horizontais. A tensão cisalhante horizontal produz uma força de tração na viga, com uma excentricidade igual a metade de sua altura, gerando um momento fletor contrário ao produzido pelas forças verticais. Este efeito produz, na região central da viga, uma redução do momento fletor, quando comparado com o momento máximo.

O valor do momento fletor M_c produzido pelas tensões cisalhantes, a uma distância x do apoio é dado por:

$$M_c = - \frac{h_v}{2} \int_0^x \tau_{xy} t dx \quad (3.31)$$

Sabe-se que a parcela referente à integral na eq. (3.31) representa a força normal na viga de apoio para um ponto x . Para simplificação de cálculo adota-se uma variação linear para a força normal na viga, como mostra a figura (3.21).

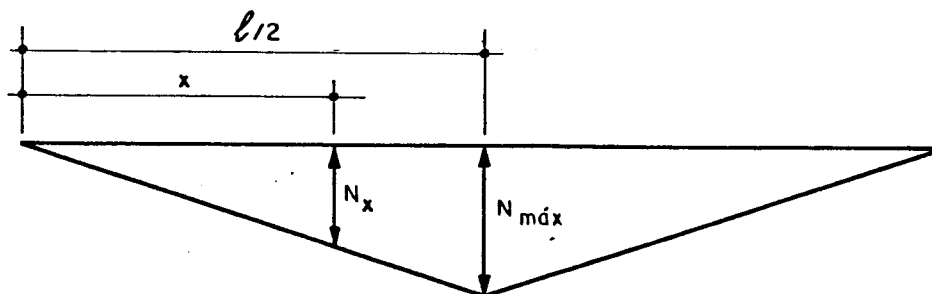


FIGURA 3.21 - Variação da força normal na viga

Com auxílio da figura (3.21) verifica-se que a integral da eq. (3.31) pode ser representada pela eq. (3.32).

$$N_x = \frac{2 N_{\max} x}{l} \quad (3.32)$$

Substituindo-se o valor da eq. (3.32) na eq. (3.31) e utilizando-se o valor da força normal na viga, dada pela eq. (3.23), obtém-se o momento fletor devido às tensões cisalhantes na interface parede-viga, eq. (3.33).

$$M_c = \frac{h_v P x}{l} (\alpha - \gamma K_a) \quad (3.33)$$

Nota-se que o momento fletor, devido às tensões cisalhantes, varia com x e será máximo quando x assumir valor igual a $l/2$, o que corresponde ao ponto de máxima força normal para a viga.

O momento fletor, devido às forças verticais M_v , é máximo sobre a região central da viga. Para o cálculo, utilizam-se os parâmetros indicados na figura (3.22).

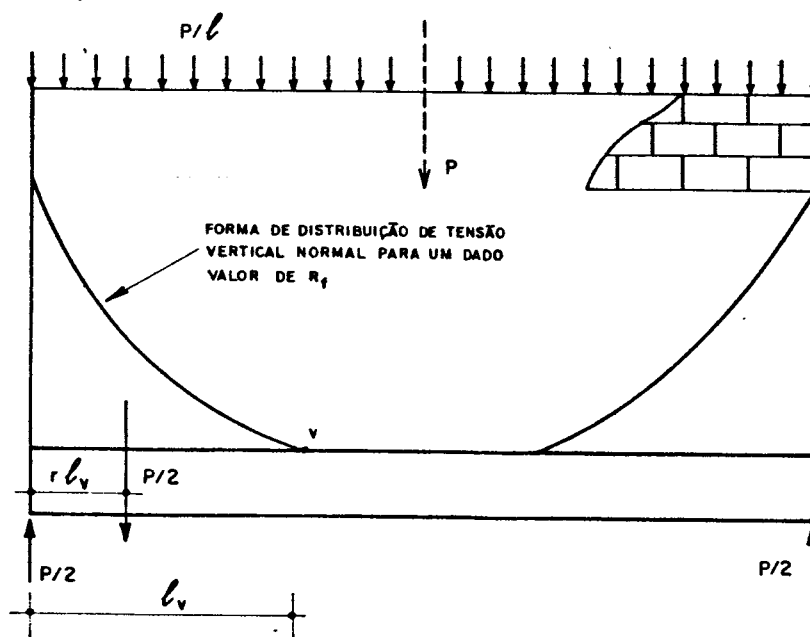


FIGURA 3.22 - Distribuição da carga vertical na viga de apoio, DAVIES; AHMED (1977)

Fazendo o equilíbrio de momentos no ponto V, apresentado na figura (3.22), tem-se:

$$M_v = \frac{Pr l_v}{2} \quad (3.34)$$

r - fator que determina a posição de resultante das tensões e que depende da forma da curva de distribuição de tensão normal vertical na interface parede-viga;

Pelo equilíbrio de forças verticais, tem-se:

$$\frac{P}{2} = \lambda \sigma_{\max} l_v t \quad (3.35)$$

λ - fator que corrige a área do diagrama de distribuição de tensões na interface parede-viga.

O momento fletor, devido às forças verticais é dado por:

$$M_v = \frac{Plr}{4\lambda (1 + \beta R_f)} \quad (3.36)$$

O momento fletor resultante para a viga de apoio M_r é dado pela combinação do momento devido às forças verticais M_v somado ao das tensões cisalhantes M_c .

$$M_r = M_v + M_c \quad (3.37)$$

O momento fletor total é dado por:

$$M_r = \frac{Pl^2 r - 4\lambda h_v P x (\alpha - \gamma K_a)(1 + \beta R_f)}{4\lambda l (1 + \beta R)} \quad (3.38)$$

Para o cálculo do momento fletor máximo,

assume-se que ele ocorra a uma distância igual ao comprimento de contato das tensões normais verticais l_v , medido a partir do apoio, isto é $x = l_v$. Substituindo-se esse valor de x na eq. (3.38), obtém-se:

$$M_{\max} = \frac{Plr - 4\lambda Ph_v (\alpha - \gamma K_a)}{4\lambda r (1 + \beta R_f)} \quad (3.39)$$

O momento fletor, no centro da viga, é obtido fazendo-se $x = l/2$ na eq. (3.38):

$$M_{\text{cen}} = \frac{Plr - 2Ph_v \lambda (\alpha - \gamma K_a)(1 + \beta R_f)}{4\lambda (1 + \beta R_f)} \quad (3.40)$$

Os valores de λ e r dependem da forma da curva de distribuição de tensões e, conseqüentemente, estão correlacionados com o parâmetro de rigidez R_f . A tabela (3.7) fornece estas correlações.

TABELA 3.7 - Valores de λ e r em função de (R_f)

Rigidez	Coeficientes	
R_f	r	λ
$R_f \leq 5$	0,20	0,25
$5 < R_f < 7$	0,25	0,33
$R_f \geq 7$	0,33	0,50

Para cada limite de rigidez relativa R_f e os correspondentes valores de λ e r apresentados na tabela (3.7), obtém-se os respectivos momentos fletores na viga, dados a seguir:

a - $R_f \leq 5$ (viga rígida)

$$M_{\max} = \frac{Pl - 10Ph_v(\alpha - \gamma K_a)}{5(1 + \beta R_f)} \quad (3.41)$$

$$M_{\text{cen}} = \frac{Pl - 2,50Ph_v(\alpha - \gamma K_a)(1 + \beta R_f)}{5(1 + \beta R_f)} \quad (3.42)$$

b - $5 < R_f < 7$ (viga flexível)

$$M_{\max} = \frac{Pl - 8Ph_v(\alpha - \gamma K_a)}{5,33(1 + \beta R_f)} \quad (3.43)$$

$$M_{\text{cen}} = \frac{Pl - 2,66Ph_v(\alpha - \gamma K_a)(1 + \beta R_f)}{5,33(1 + \beta R_f)} \quad (3.44)$$

c - $R_f \geq 7$ (viga muito flexível)

$$M_{\max} = \frac{Pl - 6Ph_v(\alpha - \gamma K_a)}{6(1 + \beta R_f)} \quad (3.45)$$

$$M_{\text{cen}} = \frac{Pl - 3Ph_v(\alpha - \gamma K_a)(1 + \beta R_f)}{6(1 + \beta R_f)} \quad (3.46)$$

onde:

M_{\max} - momento fletor máximo para a viga;

M_{cen} - momento fletor no centro da viga;

P - carga total da estrutura;

l - distância entre apoios;

h_v - altura da viga;

- α , β e γ - obtidos na figura (3.18);
 R_f - rigidez relativa à flexão, eq. (3.19);
 k_a - rigidez relativa axial, eq. (3.22);
 l_v - comprimento de contato para as tensões normais verticais na interface parede-viga;
 l_c - comprimento de contato para as tensões cisalhantes na interface parede-viga.

3.3.3.6 - Cálculo da flecha central

O cálculo da flecha central, para o conjunto parede-viga, é feito supondo-se que a distribuição de tensões normais verticais na interface parede-viga seja triangular, isto é, calculado para uma viga flexível, para a qual a flecha é sempre maior e, portanto, a favor da segurança, dada por:

$$\delta_v = \frac{Pl^3 (3 + 10\beta R_f + 5\beta^2 R_f^2)}{240E_v I_v (1 + \beta R_f)^3} \quad (3.47)$$

A força cisalhante horizontal provoca uma flecha contrária, dada por:

$$\delta_h = \frac{Pl^2 h_v (\alpha - \gamma K_a)}{24E_v I_v} \quad (3.48)$$

A flecha central para a parede, devido ao efeito das tensões cisalhantes, é obtida considerando o coeficiente de Poisson igual a zero, dada por:

$$\delta_s = \frac{3Pl}{10E_{pa} ht} \quad (3.49)$$

Devido ao peso próprio da viga, a flecha no centro é dada por:

$$\delta_p = \frac{5P_v l^3}{384E_v I_v} \quad (3.50)$$

A flecha resultante é dada pela soma das eq. (3.47) a (3.50).

$$\delta_r = \delta_v - \delta_h + \delta_s + \delta_p \quad (3.51)$$

P - carga total da estrutura;

P_v - peso próprio da viga (F/L);

l - distância entre apoios;

E_{pa} , E_v - módulo de deformação longitudinal para parede e viga, respectivamente;

h - altura efetiva da parede;

h_v - altura da viga;

I_v - inércia da viga;

t - espessura da parede;

α , β e γ - obtidos na figura (3.18);

k_f - rigidez relativa à flexão;

k_a - rigidez relativa axial.

3.3.3.7 - Resultados de análises

Na tabela (3.8) DAVIES;AHMED (1977) comparam valores de tensões normais verticais em paredes, obtidos por diferentes métodos. Observa-se que o método aproximado apresenta bons resultados quando comparado com os valores obtidos em análises experimentais.

TABELA 3.8 - Tensões normais verticais em paredes calculadas por diferentes métodos, DAVIES; AHMED (1977)

l (m)	h/l	a	b	c	d	e	f	g
2,74	0,66	5,26	7,51	-	6,02	-	-	-
2,74	0,66	5,88	8,75	-	7,07	-	-	-
2,74	0,66	6,77	10,55	-	8,36	4,53	6,96	-
2,74	0,66	8,17	13,46	-	10,10	-	-	-
2,74	0,58	10,72	18,93	-	12,68	-	-	-
1,80	0,58	4,21	5,68	3,22	-	-	-	-
1,80	0,58	6,70	10,82	5,66	-	-	-	-
1,80	0,58	10,60	19,37	8,34	-	-	-	-
1,80	0,83	11,33	19,37	8,34	-	-	-	-
2,00	0,64	10,50	19,10	-	-	-	-	9,36
3,60	0,50	8,61	15,44	8,33*	-	-	-	-
3,60	0,73	9,22	15,44	10,89*	-	-	-	-
3,60	0,75	9,55	15,44	8,72*	-	-	-	-

Indicações na tabela

a - Método proposto por DAVIES; AHMED (1977);

b - Smith & Riddington;

c - Burhouse;

d - Yettram & Hirst;

e - Coull;

f - Colbourne;

g - Levy & Spira;

* - Valores obtidos de análises experimentais.

A tabela (3.9) apresenta valores de picos de tensões cisalhantes na interface parede-viga, calculados pelo método proposto, elementos finitos e pelo método de SMITH; RIDDINGTON (1977).

Os resultados encontrados, utilizando-se o método aproximado, estão ajustados com os obtidos em elementos finitos, enquanto que os calculados pelo método de SMITH; RIDDINGTON (1977) apresentam valores mais

elevados.

TABELA 3.9 - Tensões cisalhantes calculadas por diferentes métodos, DAVIES; AHMED (1977)

H/l	K _a	R _f	τ _{max}		
			Elementos Finitos	Método Prop.	Smith & Riddington
0,33	0,50	2,56	2,05	2,76	2,91
0,33	0,94	4,10	2,40	3,39	4,67
0,33	1,25	5,08	3,65	3,57	5,79
0,50	1,41	5,55	2,65	2,93	4,67
0,50	1,88	6,89	3,40	3,04	5,80
0,50	1,50	5,04	2,40	2,60	4,24
0,66	1,00	4,30	1,75	2,14	2,91
0,66	1,50	5,51	2,20	2,36	3,73
0,66	1,88	6,89	2,60	2,63	4,67
0,75	1,69	6,36	2,15	2,36	3,95
0,75	1,35	6,02	2,20	2,43	3,73
1,00	1,50	5,83	1,65	1,99	2,91
1,00	2,25	7,90	1,90	2,31	3,95

A tabela (3.10) compara os valores de momento fletor obtidos das análises em elementos finitos e os determinados pelo método proposto por DAVIES; AHMED (1977). Nota-se que para valores de $R_f \leq 5$, há um bom ajuste entre os resultados e que para valores de $R_f \geq 6$, o momento fletor é mais elevado, sendo a favor da segurança.

TABELA 3.10 - Valores de momento fletor na viga de apoio, segundo DAVIES; AHMED (1977)

H/l	R _f	M/Pl 10 ⁻⁴	
		Elementos Finitos	Método Proposto
0,50	2,82	232	229
0,50	3,46	153	166
0,66	3,52	233	231
0,66	3,92	214	216
0,66	4,30	154	174
0,66	6,26	111	155
0,75	3,85	233	233
0,75	4,70	155	178
0,75	6,36	120	161
1,00	5,83	179	171
0,50	2,83	159	176
0,50	3,46	68	75
0,66	3,52	145	180

3.3.3.8 - Exemplos de aplicação

Para a mesma estrutura apresentada no item (3.3.2.5), faz-se um exemplo de cálculo para uma parede de alvenaria sobre viga biapoiada de concreto armado, utilizando-se o processo de DAVIES; AHMED (1977) apresentado no item (3.3.3).

Resolução:

Para cálculo do parâmetro de rigidez relativa R_f adota-se altura de parede igual a l na eq.(3.19).

$$R_f = \frac{4^3 \times 0,14 \times 3,0 \times 10^6}{2,0 \times 10^7 \times 2,0833 \times 10^{-3}} = 5,04$$

Nota-se que o resultado obtido é idêntico ao valor dado pelo método de SMITH;RIDDINGTON (1977).

A rigidez axial relativa é dada pela eq. (3.22), considerando se $h = 1$.

$$k_{\alpha} = \frac{4,0 \times 0,14 \times 3 \times 10^6}{0,20 \times 0,50 \times 2 \times 10^7} = 0,84$$

Sendo :

$$\frac{H}{l} = \frac{19,60}{4,0} = 4,90 \quad \frac{\text{ábaco}}{\text{figura(3.18)}} \quad \begin{cases} \alpha = 0,31 \\ \beta = 1,22 \\ \gamma = 0,042 \end{cases}$$

O fator de concentração de tensão C dado pela eq. (3.20), vale:

$$C = 1 + 1,22 \times 5,04 = 7,15$$

A máxima tensão normal vertical na parede, dada pela eq. (3.21), vale:

$$\sigma_{\max} = \frac{220,60 \times 7,15}{4,0 \times 0,14} = 2817 \text{ kN/m}^2$$

Pela eq. (3.23) obtém-se força normal de tração na viga igual a:

$$N_{\max} = 220,60 (0,31 - 0,042 \times 0,84) = 60,6 \text{ kN}$$

A máxima tensão cisalhante na interface parede-viga é obtida pela eq. (3.30).

$$\tau_{\max} = \frac{220,6(0,31 - 0,042 \times 0,84) \times 7,15}{4,0 \times 0,14} = 433,3 \text{ kN/m}^2$$

Sabendo que $5 < R_f < 7$, pelas eq. (3.43) e (3.44) obtém-se, respectivamente, o momento fletor máximo M_{\max} e, na região central M_{cen} , para a viga de apoio.

$$M_{\max} = \frac{220,6 \times 4,0 - 8 \times 220,6 \times 0,5 \times (0,31 - 0,042 \times 0,84)}{5,33 \times 7,15} =$$

$$M_{\max} = 16,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{cen}} = \frac{220,6 \times 4,0 - 2,66 \times 220,6 \times 0,5 \times 0,28 \times 7,15}{5,33 \times 7,15} =$$

$$M_{\text{cen}} = 8,0 \text{ kN.m}$$

Devido às tensões cisalhantes que ocorrem na interface parede-viga, o momento fletor, na região central da viga, é menor em comparação com o momento fletor máximo.

3.3.3.9 - Comentários

O método proposto por DAVIES; AHMED (1977) permite quantificar um número maior de variáveis que são utilizadas para avaliar o comportamento estrutural do conjunto parede-viga. De um modo geral fornece valores menores que o método proposto por SMITH; RIDDINGTON (1977).

Este método permite estimar a máxima tensão cisalhante na interface parede-viga, o que não ocorre com o método proposto por WOOD; SIMMS (1969) e SMITH; RIDDINGTON (1977).

Para a determinação dos momentos fletores, permite-se avaliar o maior valor, o ponto onde ocorre e o valor no centro da viga.

3.3.4 - Análise segundo D. R. Green, I. A. Macleod e R. S. Girardau

3.3.4.1 - Apresentação

O estudo realizado por GREEN et al. (1973) refere-se a uma parede de concreto apoiada sobre pórtico de concreto armado, considerando-se o comportamento elástico-linear para a estrutura. Esta consideração pode ser aproveitada para a análise estrutural de uma parede de alvenaria apoiada sobre pórtico de concreto armado, já que no estudo original, separa-se a viga da estrutura que sobre ela se apoia, ou seja, a parede.

O procedimento de cálculo, desenvolvido por GREEN et al. (1973), apresenta como novidade a introdução da largura do apoio b para a viga que suporta a parede, como mostra a figura (3.23).

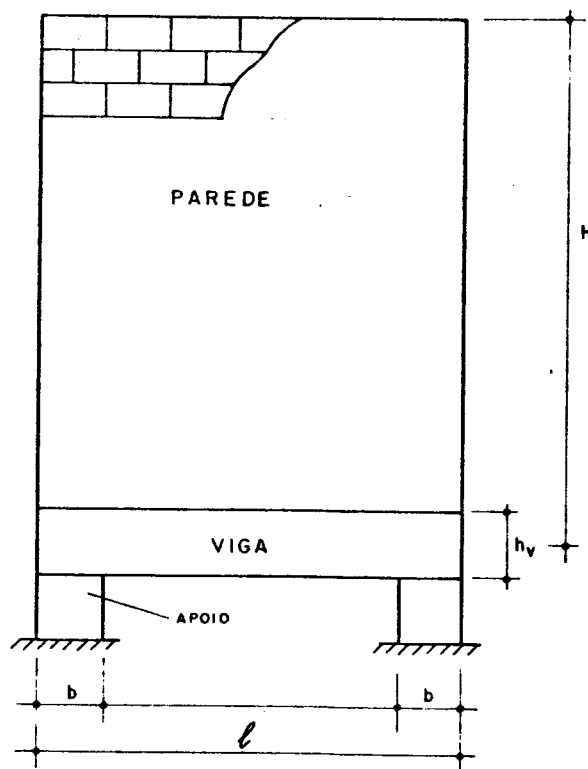


FIGURA 3.23 - Representação da estrutura analisada por GREEN et al. (1973)

As equações desenvolvidas por GREEN et al. (1973) devem ser aplicadas, principalmente, a estruturas que tenham uma relação entre a altura H e largura l superior a 1,50 e não possuam aberturas. Os parâmetros que regem estas equações foram obtidos de análises em elementos finitos. Comparações com resultados experimentais mostram, segundo os autores, que elas são satisfatoriamente conservadoras.

3.3.4.2 - Mecanismo de transferência da carga vertical para o sistema de apoios

A força vertical uniformemente distribuída q e o peso próprio da parede transferem-se para o sistema de apoio constituído por viga e pilar, mediante a formação de um arco na base da parede. A viga também atua como um tirante.

A figura (3.24) ilustra a transferência de carga da parede para o sistema de apoio.

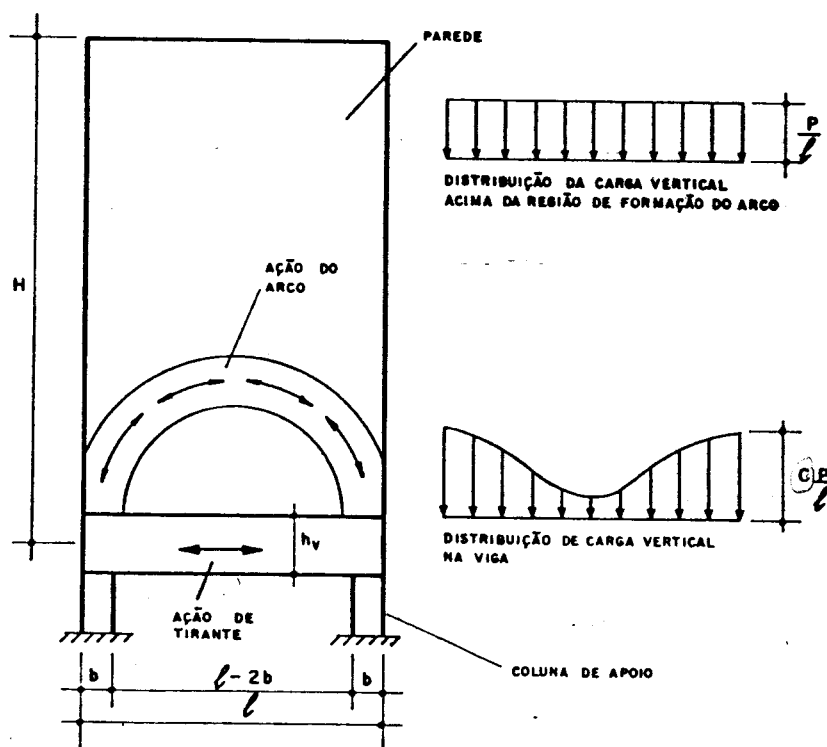


FIGURA 3.24 - Transferência de carga para o apoio, segundo GREEN et al. (1973)

Os estudos realizados por GREEN et al. (1973) mostram que a distribuição de tensão normal vertical na interface parede-viga depende da relação (b/l) e do parâmetro de rigidez relativa à flexão C_1 , definido pela eq. (3.52).

$$C_1 = \frac{(1 - 2b)^3 t E_{pa}}{E_v I_v} \quad (3.52)$$

- l - distância entre apoios;
- t - espessura da parede de alvenaria;
- b - largura do apoio para a viga;
- I_v - momento de inércia para a viga de apoio;
- E_{pa} - módulo de deformação longitudinal para a parede;
- E_v - módulo de deformação longitudinal para a viga.

Observa-se na eq. (3.52) que GREEN et al. (1973) adotam a distância livre entre apoios $(l-2b)$ como sendo igual à altura da parede, que contribui para a rigidez da estrutura. Para o limite de $(b=0)$ tem-se, a menos da raiz quarta, o mesmo parâmetro de rigidez relativa adotado por SMITH;RIDDINGTON (1977) e DAVIES;AHMED (1977) apresentados, respectivamente, nos itens (3.3.2) e (3.3.3)

Segundo GREEN et al. (1973), resultados de análises de uma mesma estrutura mostram que, variando-se a relação (b/l) , obtém-se a distribuição de tensão normal vertical na interface parede-viga, apresentada na figura (3.25).

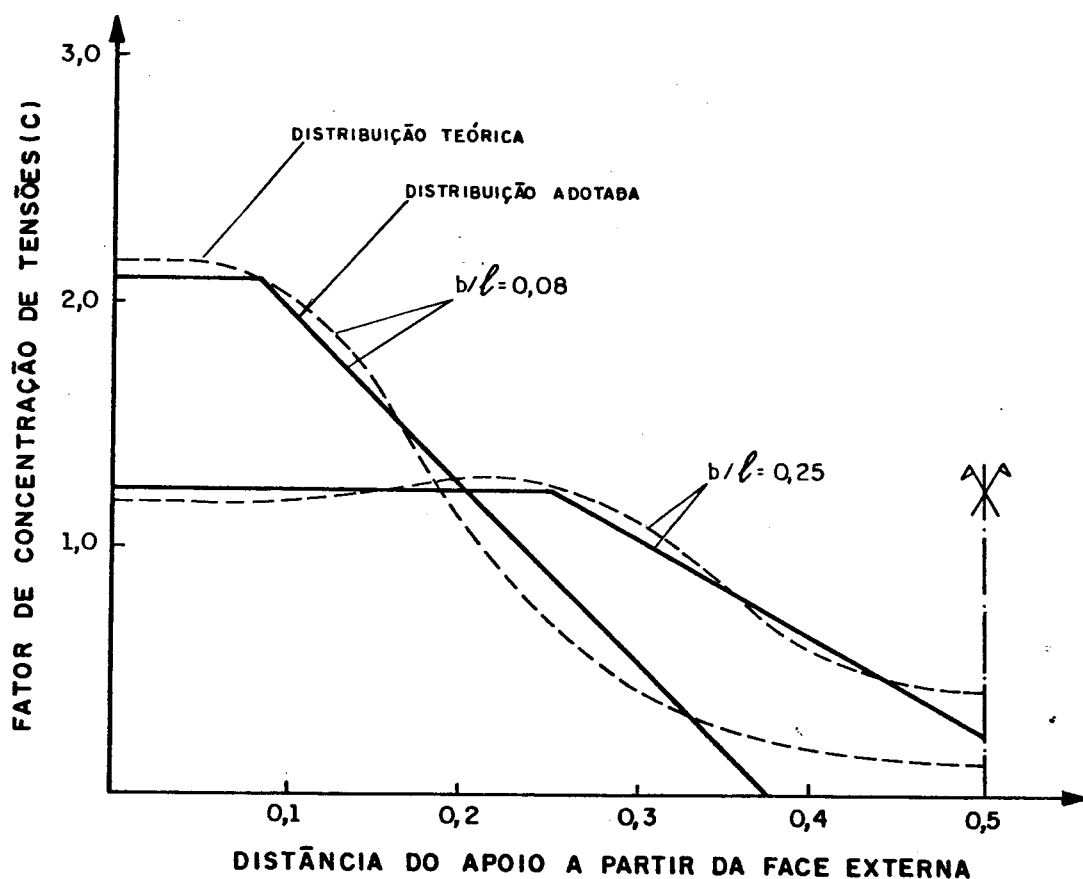


FIGURA 3.25 - Distribuição de tensão normal vertical em função da relação (b/l) , segundo GREEN et al. (1973)

Deve-se notar, na figura (3.25), que para uma mesma estrutura, aumentando-se a relação de (b/l) , tem-se uma redução no fator de concentração de tensões normais verticais. Isto ocorre devido ao aumento do comprimento de contato para as tensões normais verticais na interface parede-viga, causado pela redução de rigidez relativa. Provavelmente, também ocorrerá uma queda no pico de tensões cisalhantes.

As linhas tracejadas, apresentadas na figura (3.25), referem-se aos resultados obtidos da análise em elementos finitos. Para efeito de cálculo, adotam-se as linhas cheias. Deve-se observar, também, que a

distribuição de tensão normal vertical sobre a região do apoio é constante e, no domínio da viga, varia linearmente, no modelo simplificado.

A partir da definição dos parâmetros que regem o comportamento da estrutura, passa-se para a quantificação das variáveis usadas em projeto.

3.3.4.3 - Tensão normal vertical

Para o cálculo da máxima tensão normal vertical, na interface parede-viga, utiliza-se o gráfico apresentado na figura (3.26). Nota-se que o fator de concentração C depende da rigidez relativa parede-viga e da razão b/l .

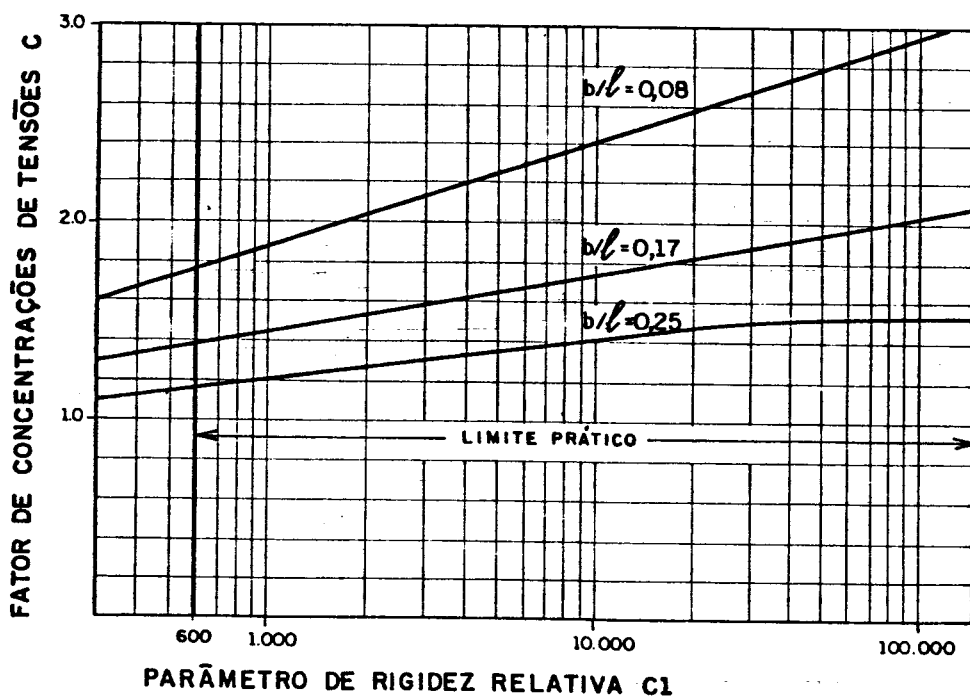


FIGURA 3.26 - Fator de concentração de tensões, proposto por GREEN et al. (1973)

A máxima tensão normal vertical na parede é dada por:

$$\sigma_{\max} = C \frac{P}{l t} \quad (3.53)$$

- P - carga total da estrutura;
- l - distância entre apoios, figura (3.23);
- t - espessura da parede de alvenaria;
- C - fator de concentração de tensões.

3.3.4.4 - Força de tração na viga

A força de tração na viga depende da distância entre a linha de ação da resultante das tensões de compressão no arco e da linha de ação da resultante das tensões de tração no tirante. Um valor igual a 0,50 l é adotado para o cálculo, como mostra a figura (3.27).

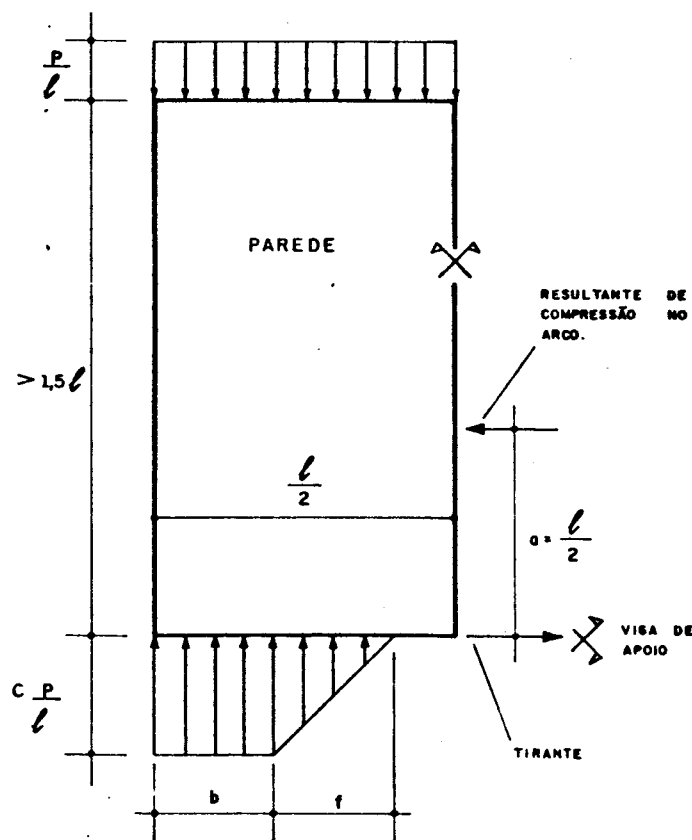


FIGURA 3.27 - Ações na estrutura, proposto por GREEN et al. (1973)

Por equilíbrio de momento em torno do ponto O, apresentado na figura (3.27), obtém-se:

$$\frac{Pl}{8} - \frac{CPb^2}{2l} - \left(\frac{P}{2} - \frac{CPb}{l}\right) \left(b + \frac{f}{3}\right) = N_{\max} a \quad (3.54)$$

Negligenciando, a favor da segurança, o termo $(f/3)$ na eq. (3.54) e a altura da viga, obtém-se a máxima força normal para a viga, dada pela eq. (3.55).

$$\frac{N_{\max}}{P} = \frac{1}{4} - \frac{b}{l} \left(1 - \frac{Cb}{l}\right) \quad (3.55)$$

N_{\max} - máxima força normal de tração na viga;

b - largura do apoio;

P - carga total da estrutura;

l - distância entre apoios, figura (3.23);

C - fator de concentração de tensões, apresentado na figura (3.26).

3.3.4.5 - Momento fletor na viga e forças cisalhantes na interface parede-viga

As distribuições de tensão normal vertical e cisalhante, na interface parede-viga, estão representadas na figura (3.28).

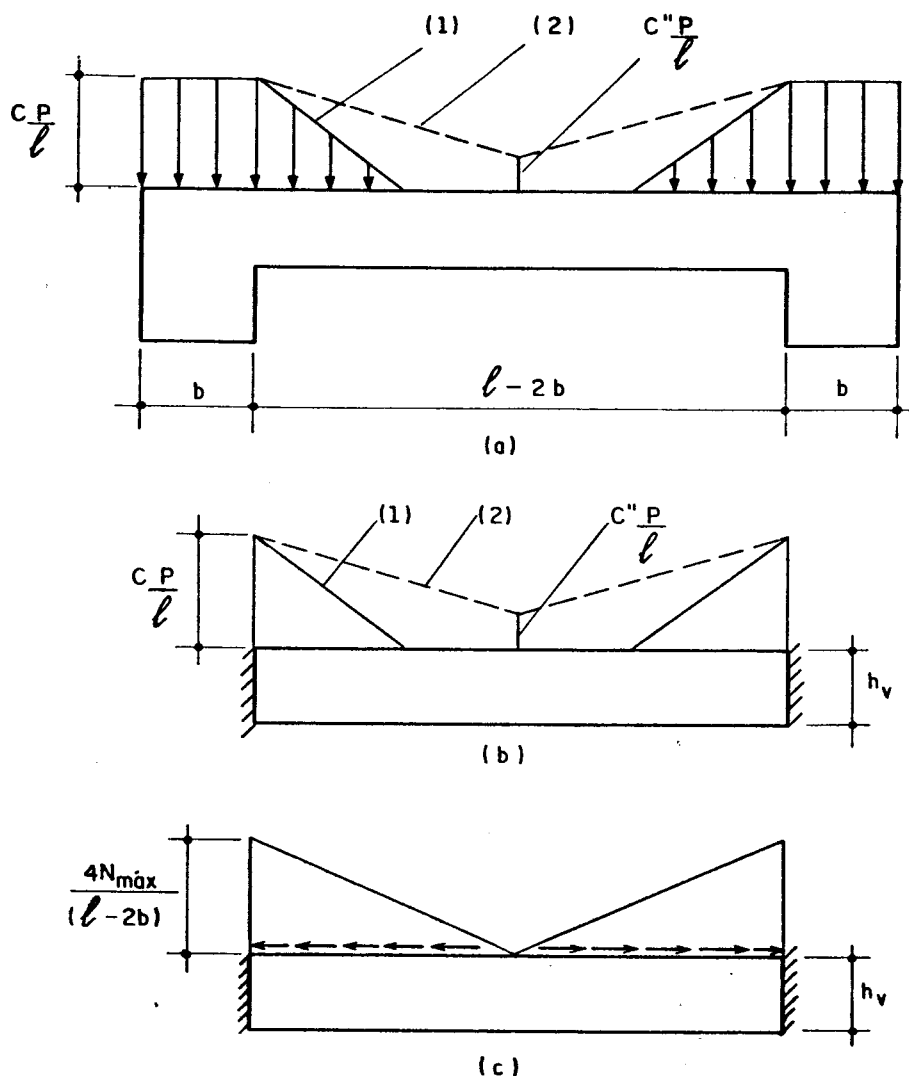


FIGURA 3.28 - Distribuição de tensões, proposta por GREEN et al. (1973)

(a) tensão normal vertical

(b) tensão normal vertical na viga

(c) tensão cisalhante na viga

A distribuição de tensão normal vertical pode assumir as configurações (1) ou (2), apresentadas na figura (3.28a), que dependem da rigidez relativa do conjunto parede-viga. A situação (1) ocorre para uma viga flexível e a situação (2) corresponde a uma viga rígida em que ocorre o aumento do comprimento de contato para as

tensões normais verticais.

Para o cálculo do momento fletor na viga, considera-se que ela esteja engastada nas suas extremidades (face interna dos apoios), como mostra a figura (3.28b). Isto só ocorre, evidentemente, quando o apoio tem rigidez suficiente para promover tal engastamento.

Em adição às cargas verticais, um cisalhamento horizontal ocorrerá na interface parede-viga, provocando momento fletor contrário ao do carregamento vertical. A distribuição das tensões cisalhantes é assumida linear na interface parede-viga, com valor máximo igual a $(4N_{\max}/(1-2b)t)$, como mostra a figura (3.28c).

O momento fletor resultante para a viga é dado por:

Momento fletor na face interna do apoio:

$$M_a = \frac{Pl}{12} \left[C \left(\frac{f}{l} \right)^2 \left(2 - \frac{f/l}{(1-2b/l)} \right) + \frac{5}{8} C'' \left(1 - \frac{2b}{l} \right)^2 \right] - \frac{N_{\max} h_v}{3} \quad (3.56)$$

Momento fletor no centro da viga:

$$M_{\text{cen}} = - \frac{Pl}{12} \left[\frac{C (f/l)^3}{(1-2b/l)} + \frac{3}{8} C'' \left(1 - \frac{2b}{l} \right)^2 \right] + \frac{N_{\max} h_v}{6} \quad (3.57)$$

Para o cálculo de (C'') e (f/l) apresentados nas eq. (3.56) e (3.57), deve-se verificar a condição abaixo:

Se $\left(\frac{1}{C} - \frac{2b}{l} \right) \leq \left(\frac{1}{2} - \frac{b}{l} \right)$, tem-se:

Carregamento do tipo (1), na figura (3.28).

$$C'' = 0,0 \quad \text{e} \quad f/l = \left(\frac{1}{C} - \frac{2b}{l} \right)$$

Caso contrário:

Carregamento do tipo (2), na figura (3.28).

$$C'' = \frac{2-C(1+2b/l)}{(1-2b/l)} \quad e \quad f/l = \left(-\frac{1}{2} - \frac{b}{l}\right)$$

P - carga total da estrutura;

l - distância entre apoios;

b - largura do apoio;

C - fator de concentração de tensões;

f - comprimento de contato para a tensão normal vertical;

h_v - altura da viga.

3.3.4.6 - Máxima tensão cisalhante

A máxima tensão cisalhante τ_{max} , na interface parede-viga, pode ser estimada por:

$$\tau_{max} = \frac{4N_{max}}{(l - 2b)t} \quad (3.57)$$

N_{max} - máxima força normal na viga;

l - distância entre apoios;

t - espessura da parede;

b - largura do apoio.

3.3.4.7 - Força cortante na viga

A força cortante máxima V_{max} na viga pode ser estimada por:

$$V_{max} = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2bC}{l}\right) \quad (3.58)$$

P - carga total da estrutura;

b - largura do apoio;

- l - distância entre apoios;
 C - fator de concentração de tensões normais verticais.

Deve-se notar que a força cortante para a viga de apoio, dada pela eq. (3.58), apresenta um fator de redução igual a $(1 - (2bC/l))$. Este fator de redução mostra que uma parcela da carga total da estrutura, devido ao efeito arco, "caminha" diretamente para o apoio, sem passar pela viga.

Este efeito não foi considerado nos métodos apresentados anteriormente, devido à consideração de apoio pontual. Sabe-se que na prática sempre existe uma dimensão para o apoio, tornando esses métodos conservadores, com relação à força cortante.

3.3.4.8 - Exemplo de aplicação

A figura (3.29) apresenta a estrutura a ser analisada aplicando-se o método de GREEN et al. (1973).

Os dados para a parede e viga são os mesmos apresentados nos itens (3.3.2.5) e (3.3.3.8).

Deve-se notar que, para essa estrutura, a diferença básica está na consideração da largura do apoio.

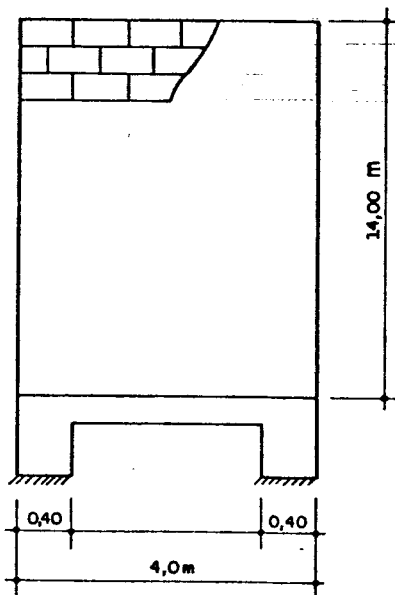


FIGURA 3.29 - Parede para análise do método de GREEN et al. (1973)

Pela eq. (3.52), obtém-se o parâmetro de rigidez relativa C_1 da estrutura dado por:

$$C_1 = \frac{(4,0 - 2 \times 0,4)^3 \times 0,14 \times 3,0 \times 10^6}{2,0 \times 10^7 \times 2,08333 \times 10^{-9}} = 330,30$$

$$\text{sendo: } \begin{cases} b/l = 0,10 \\ C_1 = 330,30 \end{cases} \quad \frac{\text{ábaco}}{\text{figura (3.26)}} \quad C = 1,60$$

Deve-se observar que, devido à extensão do apoio, o fator de concentração de tensão C é consideravelmente menor quando comparado com os valores obtidos pelos métodos de DAVIES; AHMED (1977) e SMITH; RIDDINGTON (1977), que valem respectivamente sete e dez.

A máxima tensão normal vertical dada pela eq. (3.53), iguala-se a:

$$\sigma_{\max} = \frac{1,60 \times 220,60}{4,0 \times 0,14} = 630,3 \text{ kN/m}^2$$

A força normal máxima na viga, dada pela eq. (3.55) vale:

$$N_{\max} = 220,60 \left[0,25 - \frac{0,40}{4,0} \left(1 - \frac{1,60 \times 0,40}{4,0} \right) \right] =$$

$$N_{\max} = 36,6 \text{ kN}$$

A máxima tensão cisalhante na interface parede-viga é dada pela eq. (3.57) e vale:

$$\tau_{\max} = \frac{4,0 \times 36,6}{(4,0 - 2 \times 0,40) \times 0,14} = 327,0 \text{ kN/m}^2$$

A cortante máxima para a viga de apoio é dada pela eq. (3.58):

$$V_{\max} = \frac{220,6}{2} \left[1 - \frac{2 \times 0,40 \times 1,60}{4,0} \right] = 75,0 \text{ kN}$$

Os momentos fletores para a viga de apoio são dados pelas eq. (3.56) e (3.57). Para se obterem os valores de (C'') e (f/l), deve-se verificar a desigualdade abaixo.

$$\left[\frac{1}{C} - \frac{2b}{l} \right] < \left[\frac{1}{2} - \frac{b}{l} \right]$$

sendo $0,425 > 0,40$ o carregamento é do tipo (2), apresentado na figura (3.28).

Portanto:

$$C'' = \frac{2 - 1,60(1+0,2)}{0,80} = 0,10$$

$$\frac{f}{l} = 0,40$$

Assim, o momento fletor no apoio é dado por:

$$M_a = \frac{220,6 \times 4,0}{12} \left[1,60 \times 0,40^2 \left[2 - \frac{0,40}{0,80} \right] + \frac{5}{8} \times 0,10 \times 0,64 \right] - \frac{0,50 \times 36,6}{3} = 26,0 \text{ kN.m}$$

O momento fletor no centro da viga, vale:

$$M_{\text{cen}} = - \frac{220,6 \times 4,0}{12} \left[\frac{1,60 \times 0,064}{0,80} + \frac{3}{8} \times 0,10 \times 0,64 \right] + \frac{0,50 \times 36,0}{6} = - 8,0 \text{ kN.m}$$

A tabela (3.11) sintetiza os resultados referentes ao exemplo de cálculo apresentado nos itens (3.3.2.5), (3.3.3.8) e (3.3.4.8). Para efeito de comparação, também são apresentados os resultados, desconsiderando-se o efeito arco na estrutura.

TABELA 3.11 - Resultados

Método	σ_{\max} kN/m ²	τ_{\max} kN/m ²	N _{max} kN	V _{max} kN	M _{max} kN.m	M _{cen} kN.m	M _{apoio} kN.m
SMITH; RIDDINGTON	3929	—	65	110	26	—	—
DAVIES; AHMED	2817	433	61	110	17	8	—
GREEN et al.	630	327	37	75	—	-8	26
SEM EFEITO ARCO	394	0	0	110	—	110	0

Observa-se na tabela (3.11) que, devido ao efeito arco, tem-se uma concentração de tensões normais verticais de aproximadamente dez e sete vezes a tensão média, respectivamente, com a utilização dos métodos de SMITH;RIDDINGTON (1977) e DAVIES;AHMED (1977).

Com a presença do apoio extenso observa-se, pelo método de GREEN et al. (1973), que há uma considerável redução na concentração de tensões normais verticais, caindo, neste caso, para aproximadamente uma vez e meia a tensão média na parede.

O momento fletor para a viga é menor quando considera-se o efeito arco. Observa-se na tabela (3.11) que, mesmo considerando-se o maior valor (26,0 kN.m), tem-se uma redução na ordem de quatro vezes em relação ao máximo momento fletor para a viga quando desconsidera-se o efeito arco.

Nota-se, na tabela (3.11), que o resultado de força cortante tem uma redução de aproximadamente 30% quando considera-se a dimensão do apoio, para este caso em análise.

Devido ao efeito arco, a viga também está solicitada por esforço normal de tração e, portanto, deve ser dimensionada à flexo-tração. Observa-se na tabela (3.11) que os resultados obtidos pelos métodos de SMITH;RIDDINGTON (1977) e DAVIES;AHMED (1977) são praticamente iguais. O método de GREEN et al. (1973), que

considera a dimensão do apoio, apresenta uma redução de aproximadamente 40% .

3.4 - Exemplos

3.4.1 - Apoio pontual

Na figura (3.30), apresenta-se a estrutura a ser analisada pelos métodos DAVIES;AHMED (1977), SMITH;RIDDINGTON (1977).

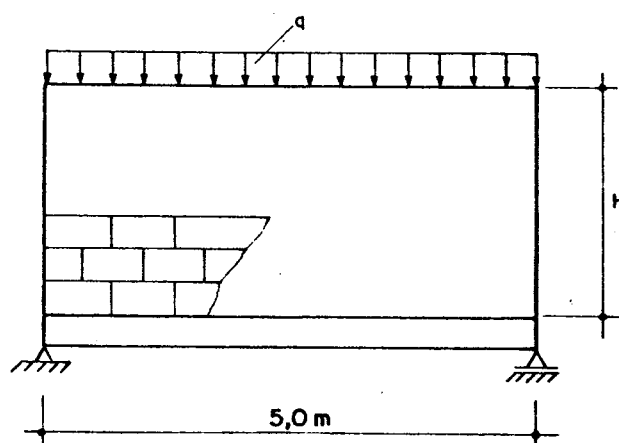


FIGURA 3.30 - Estrutura para análise

Vários cálculos foram realizados variando-se as dimensões da viga e os módulos de elasticidade da parede e da viga, alterando-se a rigidez relativa do conjunto. A tabela (3.12) apresenta os parâmetros adotados para os diferentes modelos contruídos.

TABELA 3.12 - Definição dos modelos

Modelo	H/l	viga cm x cm	E_v (kN/m ²)	E_{pa} (kN/m ²)	q (kN/m)
PAR308	0,80	20 x 30	2×10^7	3×10^6	15,0
PAR309	0,80	20 x 50	"	"	14,0
PAR310	0,60	20 x 30	"	"	16,8
PAR311	0,44	20 x 30	"	"	18,2

Dados gerais:

$$l = 5,00 \text{ m}$$

$$t = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico do concreto} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Peso específico da parede} = 12,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu_v = \nu_{pa} = 0,20$$

$$\text{Carga aplicada no topo} = q \text{ kN/m, tabela (3.12)}$$

$$\text{Carga total da estrutura } P = 118,50 \text{ kN}$$

Para comparar os resultados obtidos pelos métodos citados acima, faz-se uma análise em elementos finitos. A figura (3.31) mostra um dos modelos discretizados.

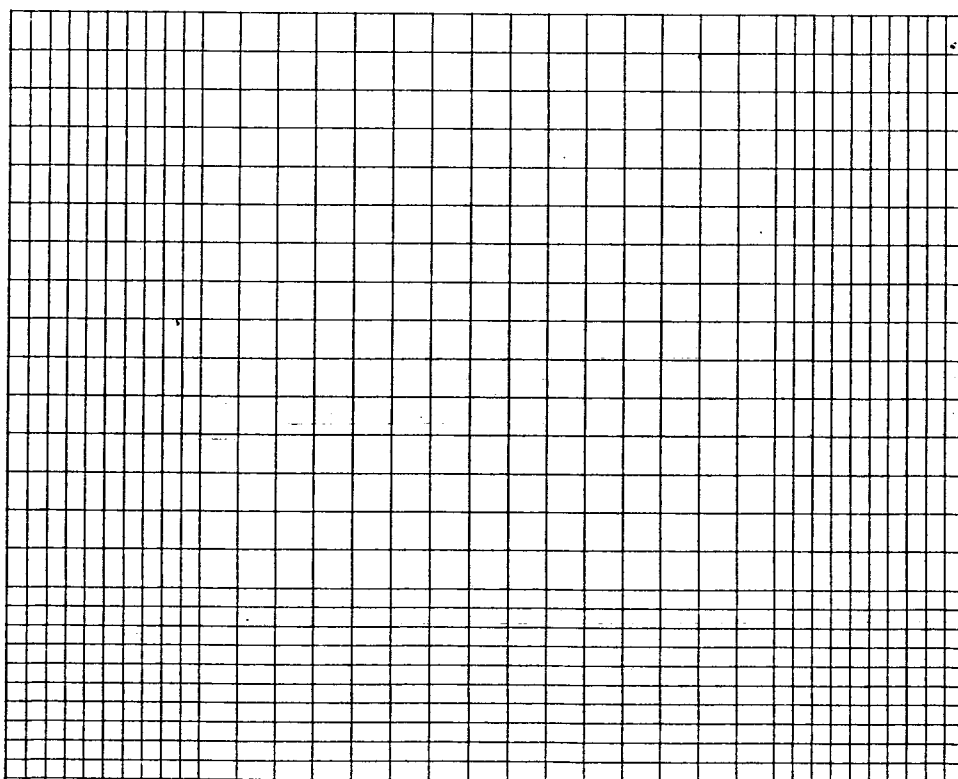


FIGURA 3.31 - Apresentação da discretização

A estrutura é discretizada em elementos do tipo barra para representar a viga e do tipo chapa para

representar a parede. Na região próxima aos apoios, os elementos apresentam-se menores por haver ali uma maior variação nas tensões.

No anexo B são apresentadas as curvas isotensões para a parede e diagramas de esforços solicitantes para a viga, obtidos das análises em elementos finitos.

As tabelas abaixo apresentam, de forma resumida, os resultados das análises. Os resultados de tensões referem-se ao centróide dos elementos.

a - Máxima tensão normal vertical na parede

TABELA 3.13 - Resultados de tensão normal vertical (kN/m^2)

Modelo	DAVIES; AHMED	SMITH; RIDDINGTON	Elementos Finitos
PAR308	1702	2976	1676
PAR309	1210	1938	1253
PAR310	1652	1938	1677
PAR311	1561	**	1735

** razão H/l inferior à admitida pelo método SMITH;RIDDINGTON (1977).

b - Máxima tensão cisalhante

TABELA 3.14 - Resultados de tensões cisalhantes na interface parede-viga (kN/m^2)

Modelo	DAVIES; AHMED	SMITH; RIDDINGTON	Elementos Finitos
PAR308	412	*	400
PAR309	330	*	282
PAR310	461	*	403
PAR311	400	*	427

* método de SMITH;RIDDINGTON (1977) não indica o cálculo da tensão cisalhante.

c - Máxima tração na viga

TABELA 3.15 - Resultados de tração na viga (kN)

Modelo	DAVIES; AHMED	SMITH; RIDDINGTON	Elementos Finitos
PAR308	28,68	34,85	32,50
PAR309	32,37	34,85	36,10
PAR310	33,06	34,85	34,50
PAR311	38,00	**	43,24

** razão H/l inferior à admitida pelo método de SMITH;RIDDINGTON (1977).

d - Máximo momento fletor na viga

TABELA 3.16 - Resultados de momento fletor máximo na viga (kN.m)

Modelo	DAVIES; AHMED	SMITH; RIDDINGTON	Elementos Finitos
PAR308	8,96	8,10	5,35
PAR309	12,09	13,40	8,95
PAR310	9,20	13,40	5,33
PAR311	9,68	**	5,47

** razão H/l inferior à admitida pelo método de SMITH;RIDDINGTON (1977).

Análise de resultados

Observando-se os resultados apresentados nas tabelas (3.13), (3.14), (3.15) e (3.16), percebe-se que o método proposto por DAVIES;AHMED (1977) é o que mais se aproxima dos resultados obtidos nas análises em elementos finitos, demonstrando que seus parâmetros estão melhor calibrados.

A tabela (3.13) mostra que os resultados de tensões normais verticais, determinados pelo método de DAVIES;AHMED (1977), estão muito próximos dos valores obtidos nas análises em elementos finitos. O método de

SMITH;RIDDINGTON (1977) apresenta valores mais elevados.

Os modelos PAR308 e PAR309, apresentados na tabela (3.12), são iguais, exceto pela consideração da seção transversal da viga. Nota-se que o aumento de rigidez da viga, no modelo PAR309, produz uma redução de tensões normais verticais e cisalhantes. Para a força normal de tração e momento fletor na viga, observa-se que ocorre um acréscimo.

Na apresentação do método de SMITH;RIDDINGTON (1977), item (3.3.2), comenta-se sobre suas deficiências. Isso fica mais evidente quando observam-se os resultados de tensões normais verticais, tensões cisalhantes e máxima força normal de tração na viga, apresentados, respectivamente, nas tabelas (3.13), (3.14) e (3.15).

Nota-se que os modelos PAR308 e PAR310 apresentam os mesmos resultados de tensões normais verticais, embora exista uma diferença na razão H/l . Para as tensões cisalhantes, observa-se que o método não apresenta resultados. Também, indica para todos os modelos, os mesmos valores de máxima força normal de tração na viga, deixando de levar em consideração as diferenças que existem entre eles.

Os resultados apresentados referem-se a paredes de alvenaria sobre vigas biapoiadas de concreto armado, desconsiderando-se a dimensão do apoio.

A seguir, apresenta-se a análise de algumas estruturas, levando-se em consideração a dimensão do apoio.

3.4.2 - Apoio extenso de largura b

Apresentam-se, a seguir, exemplos de aplicação utilizando-se o método de GREEN et al. (1973). Os resultados obtidos são comparados com os determinados em análise utilizando-se o método dos elementos finitos.

A estrutura em análise é mostrada na figura (3.32).

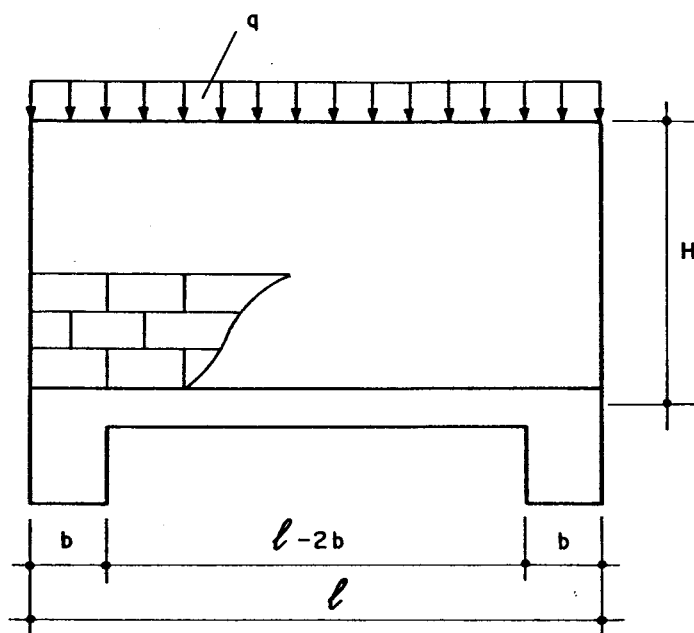


FIGURA 3.32 - Representação da estrutura parede-viga

- H - altura da parede;
- l - distância entre apoios;
- b - largura do apoio;
- q - carga uniformemente distribuída.

Para a estrutura foram analisados vários modelos com variação nas dimensões e propriedades dos materiais, como mostra a tabela (3.17).

TABELA 3.17 - Características do conjunto parede-viga

Modelo	b/l	Viga cm x cm	E_v (kN/m ²)	E_{pa} (kN/m ²)
PAR312	0,00	20 x 30	$2 \cdot 10^7$	$3 \cdot 10^6$
PAR313	0,04	20 x 30	"	"
PAR314	0,08	20 x 30	"	"
PAR315	0,08	20 x 50	"	"
PAR316	0,17	20 x 30	"	"
PAR317	0,17	20 x 30	$3 \cdot 10^6$	"
PAR318	0,25	20 x 30	$2 \cdot 10^7$	"

Dados gerais:

$$l = 5,00 \text{ m};$$

$$H = 8,00 \text{ m};$$

$$t = 0,15 \text{ m};$$

$$\text{Peso específico do concreto} = 25,00 \text{ kN/m}^3;$$

$$\text{Peso específico da parede} = 12,00 \text{ kN/m}^3;$$

$$\nu_v = \nu_{pa} = 0,20;$$

$$\text{Carga aplicada no topo} = 60,0 \text{ kN/m};$$

$$\text{Carga total da estrutura} = 379,5 \text{ kN}.$$

Para efeito de comparação de resultados, apresenta-se, na tabela (3.17), o modelo PAR312 que tem razão b/l igual a zero, ou seja, o conjunto parede-viga está sobre apoio pontual.

A discretização de um modelo é apresentada na figura (3.33).

Nas tabelas (3.18), (3.19), (3.20), (3.21) e (3.22) apresentam-se os resultados obtidos pelos diferentes métodos. No anexo C são apresentadas as curvas isotensões na parede e esforços na viga para cada um dos modelos.

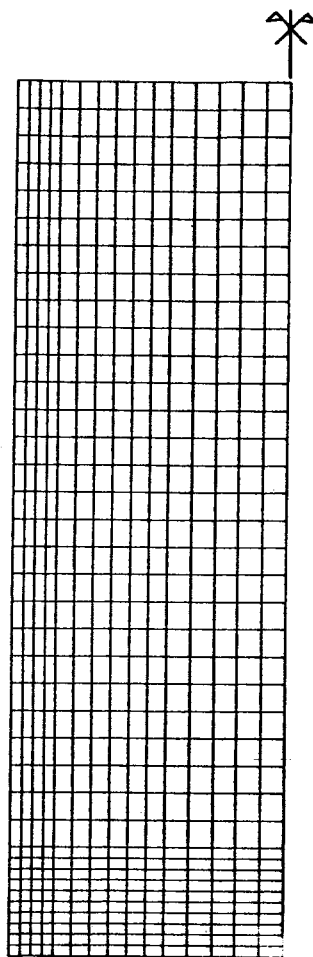


FIGURA 3.33 - Discretização da estrutura parede-viga

a - Máxima tensão normal vertical

TABELA 3.18 - Máxima tensão normal vertical (kN/m²)

Modelo	GREEN et al.	Elementos Finitos
PAR312	**	5387
PAR313	**	1871
PAR314	1110	1487
PAR315	922	1094
PAR316	740	1074
PAR317	902	1432
PAR318	608	824

** razão b/l inferior à admitida pelo método de GREEN et al. (1973).

b - Máxima tração normal na viga

TABELA 3.19 - Máxima tração normal na viga (kN)

Modelo	GREEN et al.	Elementos Finitos
PAR312	**	102
PAR313	**	72
PAR314	72	66
PAR315	69	69
PAR316	46	49
PAR317	50	28
PAR318	29	55

c - Máxima tensão cisalhante

TABELA 3.20 - Máxima tensão cisalhante (kN/m²)

Modelo	GREEN et al.	Elementos Finitos
PAR312	**	1282
PAR313	**	597
PAR314	458	543
PAR315	499	380
PAR316	375	415
PAR317	404	589
PAR318	304	290

d - Força cortante na viga

TABELA 3.21 - Força cortante na viga (kN)

Modelo	GREEN et al.	Elementos Finitos
PAR312	**	136
PAR313	**	131
PAR314	124	100
PAR315	135	122
PAR316	96	74
PAR317	75	58
PAR318	76	58

** razão b/l inferior à admitida pelo método de GREEN et al. (1973).

e - Máximo momento fletor

TABELA 3.22 - Momento fletor para a viga (kN.m)

Modelo	GREEN et al.		Elementos Finitos	
	M _{apoio} (kN.m)	M _{centro} (kN.m)	M _{apoio} (kN.m)	M _{centro} (kN.m)
PAR312	**	**	2	2
PAR313	**	**	32	2
PAR314	43	7	27	2
PAR315	56	14	48	10
PAR316	36	12	19	3
PAR317	18	2	8	1
PAR318	25	8	15	4

** razão b/l inferior à admitida pelo método de GREEN et al. (1973).

Análise de resultados

Observa-se, na tabela (3.18), que o método de GREEN et al. (1973) apresenta resultados inferiores, quando comparado com os valores obtidos pelo método dos elementos finitos. Para os demais resultados, apresentados nas tabelas (3.19), (3.20), (3.21) e (3.22) nota-se que eles são, em geral, superiores.

Os resultados apresentados na tabela (3.18), também mostram que, levando-se em consideração a dimensão do apoio, tem-se uma considerável redução de tensão normal vertical. Verifica-se uma redução na ordem de cinco vezes, quando compara-se o valor obtido pelo método dos elementos finitos, para o modelo PAR312, com o valor do modelo PAR314, obtido pelo método de GREEN et al. (1973). A redução no valor da máxima tensão normal vertical é ainda mais acentuada quando cresce o valor da razão b/l, como pode-se observar pelo resultado apresentado no modelo PAR318.

A tabela (3.19) mostra que ocorre uma redução nos valores da máxima força normal de tração na viga, quando há um acréscimo no valor da razão b/l. O mesmo ocorre para os valores de máxima tensão cisalhante e força

cortante na viga, como mostram, respectivamente, as tabelas (3.20) e (3.21).

A teoria desenvolvida por GREEN et al. (1973) considera que a viga está engastada no apoio e que não há rotações nas suas extremidades.

Para os casos práticos, sabe-se que pode ocorrer a rotação do nó de ligação viga-apoio, como ilustra a figura (3.34).

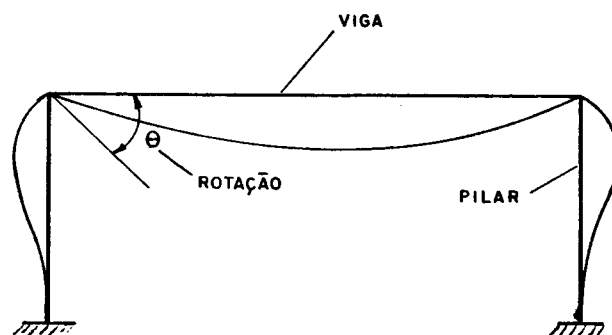


FIGURA 3.34 - Rotação do nó - ligação viga-pilar

Para levar em consideração o efeito da rotação do pilar deve-se definir um parâmetro de rigidez relativa para a estrutura, que não considere apenas a parede e a viga mas, também, a rigidez do pilar;

O efeito da rotação do nó de ligação viga-pilar é maior para os casos onde a rigidez à flexão do pilar é pequena como, por exemplo, razão de $b/l < 0,08$.

Na ausência de um procedimento de cálculo para os casos práticos de relação ($0 < b/l < 0,08$), pode-se adotar, a favor da segurança, os métodos utilizados para viga sobre apoio pontual apresentados nos itens (3.3.1), (3.3.2) e (3.3.3);

Para determinar um parâmetro de rigidez relativa, que leve em consideração a presença do pilar para os casos de ($0 < b/l < 0,08$), deve-se efetuar um estudo sistemático, o que não faz parte do escopo deste trabalho, podendo ser um ponto de partida para estudos futuros.

4 - PAREDES COM ABERTURAS E PAREDES SOBRE VIGA CONTÍNUA

4.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se reunir algumas informações sobre o comportamento estrutural de paredes com aberturas sobre viga biapoiada de concreto armado e parede sobre viga contínua.

Apresentam-se, também, resultados de análises em elementos finitos, que têm como finalidade levar ao leitor noções gerais em relação ao desenvolvimento de tensões na parede, esforços solicitantes na viga e reações de apoio.

4.2 - PAREDE COM ABERTURA SOBRE VIGA BIAPOIADA

4.2.1 - Apresentação

As paredes de alvenaria estrutural com aberturas podem apresentar uma distribuição de carga diferente, quando comparadas com uma parede sem aberturas. As aberturas, além de diminuírem a rigidez da estrutura, funcionam como um elemento de interrupção do fluxo de tensões e, como consequência, podem surgir novos pontos de concentrações de tensões na parede, induzindo a mudanças nos esforços solicitantes da viga e nas reações de apoio.

WOOD (1952), observando resultados de ensaios, sugere para as situações em que a parede apresenta abertura, que o momento fletor na viga pode ser tomado igual a $P_1/50$. P representa o peso total da estrutura e l

a distância entre apoios.

As figuras (4.1), (4.2) e (4.3) apresentam os resultados de ensaios em paredes com abertura realizados por WOOD (1952). As curvas referem-se à distribuição de carga sobre uma viga biapoiada de concreto armado.

Indica-se em cada curva o valor da carga total, aplicada no topo da parede.

A figura (4.1) apresenta resultados para a situação em que a parede tem abertura de janela no centro do conjunto parede-viga. O mesmo ocorre na estrutura apresentada na figura (4.2), exceto pelo tipo de abertura, que para este caso é uma abertura de porta.

Na figura (4.3) têm-se os resultados para a situação em que a parede apresenta uma abertura de porta próxima ao apoio.

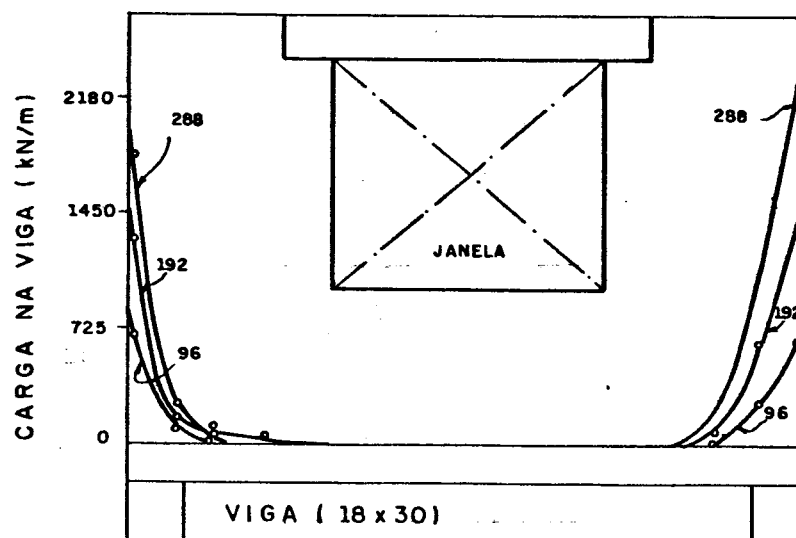


FIGURA 4.1 - Distribuição de carga vertical na viga - abertura de janela, segundo WOOD (1952)

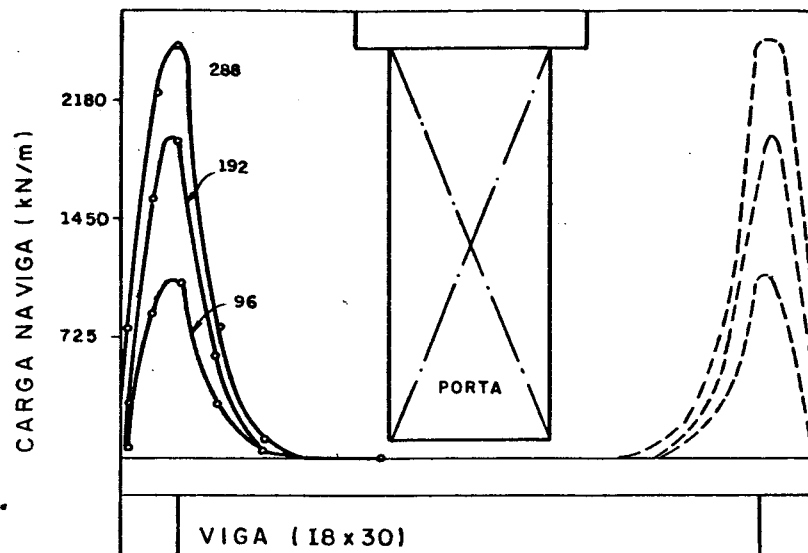


FIGURA 4.2 - Distribuição de carga vertical na viga - parede com abertura de porta, segundo WOOD (1952)

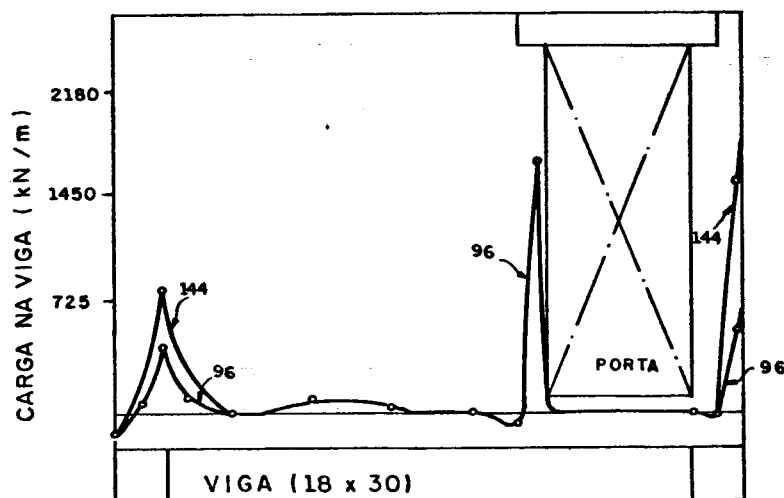


FIGURA 4.3 - Distribuição de carga vertical na viga- abertura de porta próxima ao apoio, segundo WOOD (1952)

Nota-se, nos resultados apresentados nas figuras (4.1) e (4.2), que os valores são praticamente os mesmos. Isto ocorre devido à abertura estar situada no centro do conjunto parede-viga.

Observa-se, na figura (4.3), que para a abertura situada próxima ao apoio tem-se, além das concentrações de tensões que ocorrem nas regiões dos apoios, uma outra região de concentração de tensões localizada ao lado da abertura que está voltada para o centro da parede.

CERNY; LEON (s.d.) sugerem que, devido à ocorrência de abertura, na base da parede, tem-se a formação de dois arcos. Um arco primário e outro secundário, como mostra a figura (4.4). Esta interpretação é bastante interessante e resume qualitativamente o fenômeno.

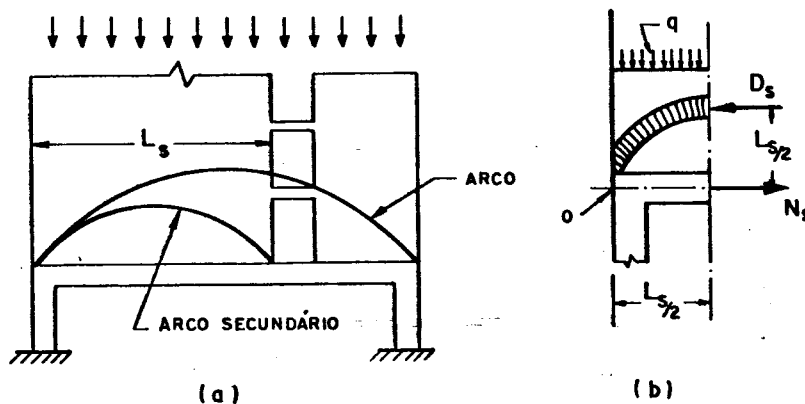


FIGURA 4.4 - Formação do arco para parede com aberturas, segundo CERNY; LEON (s.d.)

D_s - resultante de compressão referente ao arco secundário;

N_s - parcela de esforço normal de tração na viga correspondente ao arco secundário.

Observa-se, na figura (4.4), que a resultante de compressão na parede, devido ao arco secundário, ocorre a

uma distância igual a $L_e/2$, contada a partir do eixo da viga.

L_e representa a distância do apoio à abertura, como mostra a figura (4.4).

Para que ocorra a formação de dois arcos, como indica a figura (4.4), deve existir uma continuidade da parede sobre a região das aberturas. Essa continuidade da parede pode ser assegurada pela laje e pela alvenaria existente nesta região.

LEVY;SPIRA (s.d.) comentam que soluções numéricas (diferenças finitas) indicaram que a presença da abertura, na região central da parede, não produz alterações significativas na distribuição de tensões, quando comparada com uma parede sem aberturas. Entretanto, para a abertura localizada próxima ao apoio, tem-se uma nova distribuição de tensões na parede que produz alterações nos diagramas de esforços solicitantes na viga e nas reações nos apoios.

Para a elaboração de projetos, que leva em consideração a ação conjunta parede-viga, com abertura, deve-se conhecer as variáveis descritas no item 3.3, do terceiro capítulo.

Um procedimento de cálculo desenvolvido por MO TING-BIN et al. (1988) permite avaliar o momento fletor M_v e a força normal de tração N_v na viga. As equações foram obtidas das análises de resultados experimentais.

A figura (4.5) auxilia a compreensão do método desenvolvido por MO TING-BIN et al. (1988).

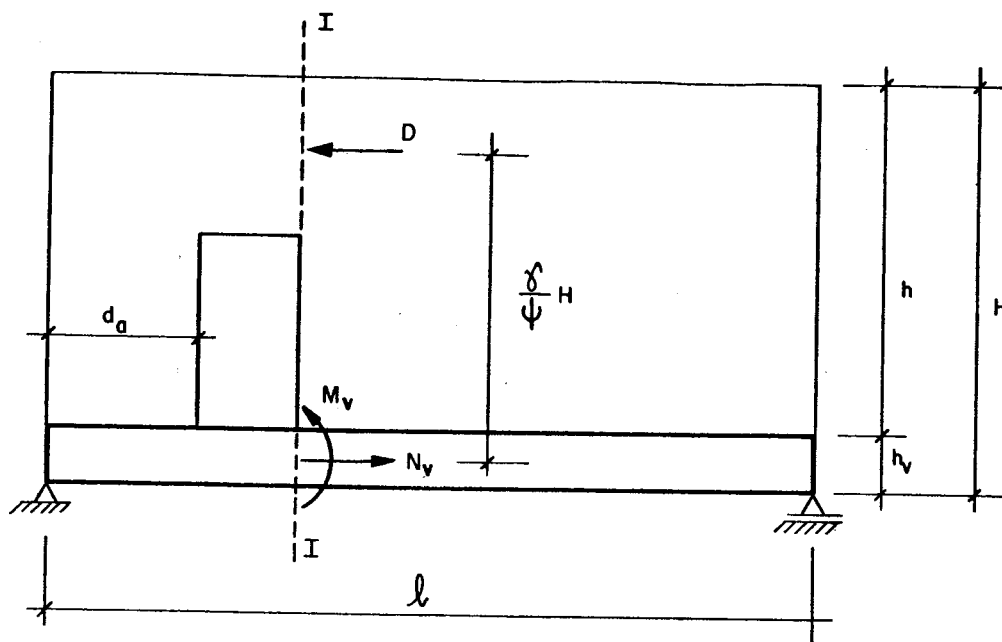


FIGURA 4.5 - Estrutura adotada para análise do método MO TING-BIN et al. (1988)

A força normal de tração na viga é dada pela eq. (4.1).

$$N_v = \psi \frac{(1 - \alpha)}{\gamma h} M \quad (4.1)$$

onde:

$$\gamma = 0,1 (4,5 + 1/h) \quad (4.2)$$

$$\psi = 0,7 + d_a/l \quad (4.3)$$

quando $d_a/l > 0,30$ adota-se $\psi = 1,0$

$$\alpha = \frac{0,4 h_v}{\gamma h} + \left[\frac{1,2 l}{d_a + 0,1 l} - 2 \right] \frac{h_v}{l} \quad (4.4)$$

O momento fletor na viga é dado pela eq. (4.5).

$$M_v = \alpha M \quad (4.5)$$

O momento fletor M na eq. (4.5) refere-se ao valor obtido no equilíbrio global do conjunto parede-viga na seção I-I indicada na figura (4.5).

sendo:

- α - coeficiente de distribuição de momento para a viga obtido pela eq. (4.4);
- M - momento fletor global na seção I-I em análise;
- M_v - momento fletor na viga;
- ψ - fator de influência da abertura;
- h - altura da parede;
- γ - fator para as forças internas;
- N_v - força normal de tração na viga;
- l - distância entre apoios;
- d_a - distância da abertura ao apoio;
- h_v - altura da viga.

Observa-se que o procedimento desenvolvido por MO TING-BIN et al. (1988) não informa a respeito das tensões desenvolvidas na parede.

O gráfico, apresentado na figura (4.6), mostra os resultados de ensaios obtidos por MO TING-BIN et al. (1988) para a análise da flecha na viga.

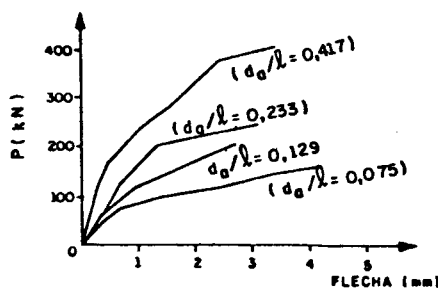


FIGURA 4.6 - Flecha x carga aplicada, segundo MO TING-BIN et al. (1988)

- P - carga total da estrutura;
 l - distância entre apoios;
 d_a - distância da abertura ao apoio.

Segundo MO TING-BIN et al. (1988) a maior flecha na viga ocorre ao lado da face da abertura voltada para o centro do conjunto parede-viga. Mesmo com a presença de abertura na parede, as máximas flechas, obtidas na viga, ficaram entre $1/400$ a $1/600$, próximas à ruptura. Isto mostra que, em geral, a flecha não é um fator preponderante a ser considerado durante a elaboração do projeto.

A figura (4.6) também mostra que à medida que a abertura está mais próxima do centro da parede, a flecha na viga diminui. Isto deve-se à não interrupção do arco, levando à concentrações de tensões nas regiões dos apoios.

Apresentam-se na figura (4.7) os resultados de deformação longitudinal e tensão normal para as barras de aço localizadas na parte inferior e superior da viga, obtidos nos ensaios realizados por MO TING-BIN et al. (1988).

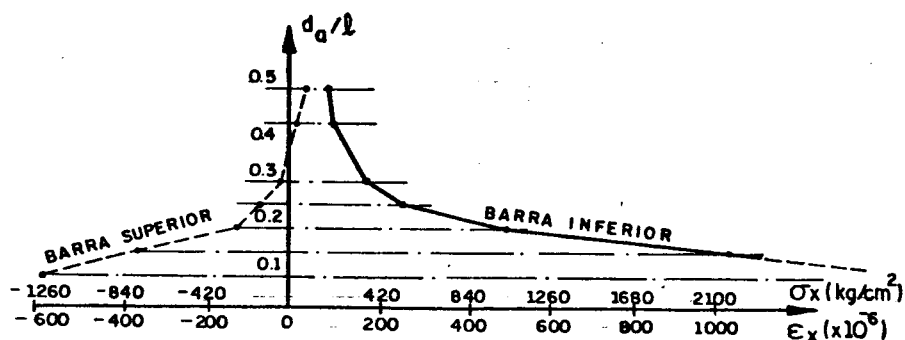


FIGURA 4.7 - Deformação longitudinal e tensão nas barras de aço da viga, segundo MO TING-BIN et al. (1988)

Observa-se na figura (4.7) que para razão $d_a/l < 0,35$ as barras de aço superiores apresentam-se

comprimidas. Isto se deve ao fato da abertura estar próxima ao apoio, fazendo com que uma parcela significativa de carga concentre-se na viga ao lado da abertura, proporcionando valores elevados de momento fletor.

Embora a presença de aberturas em paredes de alvenaria ocorram com frequência na prática, têm-se nas bibliografias referentes ao assunto, poucos resultados de ensaios e formulações teóricas.

Com o intuito de colaborar com alguns resultados, faz-se um estudo, usando o método dos elementos finitos, para indicar qualitativamente as alterações provocadas no fluxo de tensões e, assim, dar ao projetista noções gerais sobre o comportamento da parede de alvenaria com abertura.

4.3 - ANÁLISES DE PAREDES COM ABERTURA

O primeiro passo é avaliar a influência da abertura, acima da região de formação do arco. Para isso são feitas as análises nos modelos apresentados na figura (4.8).

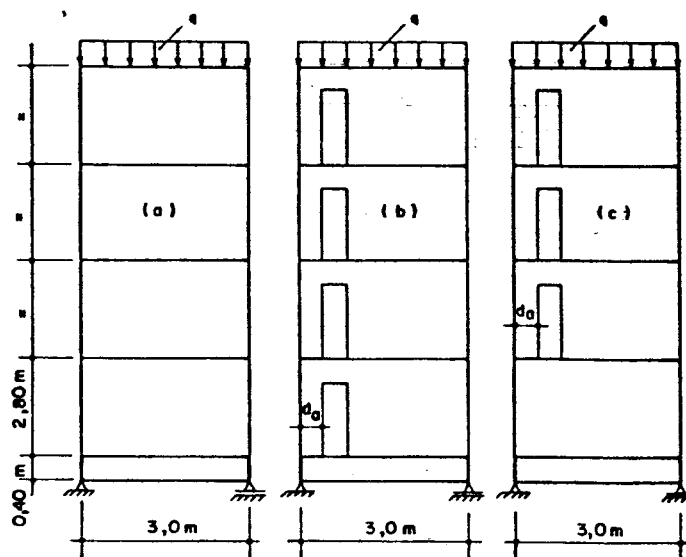


FIGURA 4.8 - Modelos em análises

(a) modelo PAR401 (b) modelo PAR402

(c) modelo PAR403

Para as análises dos modelos apresentados na figura (4.8) adotam-se as seguintes propriedades:

Parede:

$$E_{pa} = 3,0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu_{pa} = 0,20$$

$$\text{Densidade específica da parede} = 12 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{pa} = 1,25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$t = 0,15 \text{ m}$$

$$d_a = 0,60 \text{ m}$$

Viga:

$$E_v = 2,0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad \nu_v = 0,20$$

$$\text{Densidade específica da viga} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

$$G_v = 1,25 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Seção } (0,20 \times 0,30) \text{ m}^2$$

E_{pa} , E_v - módulos de elasticidade longitudinais para a parede e para a viga, respectivamente;

ν_{pa} , ν_v - coeficientes de Poisson para a parede e para a viga, respectivamente;

G_{pa} , G_v - módulos de elasticidade transversais para a parede e para a viga, respectivamente;

t - espessura da parede;

d_a - distância da abertura ao apoio.

Para efeito de comparação de resultados, todos os modelos apresentam uma carga uniformemente distribuída, aplicada no topo da parede. A carga total para cada modelo é de 246,5 kN.

Consideram-se na figura (4.8) três situações, a saber:

- No modelo PAR401 indica-se, para efeito de comparação de resultados, uma parede sem abertura;

- Para o modelo PAR402 tem-se uma parede com aberturas em todos os níveis;

- O modelo PAR403 tem abertura em todos os níveis, exceto na base da parede, ou seja, na região de formação do arco.

4.3.1 - Resultados

No anexo D apresentam-se as curvas isotensões na parede e diagramas de esforços solicitantes na viga. A tabela (4.1) sintetiza os resultados.

TABELA 4.1 - Resultados

Modelos	σ_{\max} kN/m ²	τ_{\max} kN/m ²	M _{max} kN.m	N _{max} kN	Reações kN	
					Esq.	Dir.
PAR401	2162	573	16,69	70,92	123,22	123,22
PAR402	2710	779	41,91	60,81	120,17	126,29
PAR403	2204	577	15,93	70,50	120,97	125,46

- σ_{\max} - máxima tensão normal vertical;
 τ_{\max} - máxima tensão cisalhante;
M_{max} - máximo momento fletor na viga;
N_{max} - máxima força normal de tração na viga.

Observando-se os resultados apresentados na tabela (4.1) e no anexo D, pode-se concluir que:

- Comparando-se os resultados apresentados nos modelos PAR401 e PAR403, nota-se que eles são praticamente os mesmos. Portanto, a presença da abertura acima da região de formação do arco não influencia o comportamento estrutural do conjunto parede-viga. Com isso, a parte da parede que estiver acima da região de formação do arco pode ser considerada simplesmente como carga, como observado no terceiro capítulo referente à parede sem abertura.

- Os resultados referentes aos modelos PAR401 e PAR402 indicam que a presença da abertura, na base da parede, altera significativamente a distribuição de tensões na parede e os diagramas de esforços solicitantes

na viga. Também, têm-se diferentes reações de apoio. A maior influência está no momento fletor que é determinante para o dimensionamento da viga.

Outras análises foram realizadas, variando-se a geometria do conjunto parede-viga, propriedades dos materiais e posição da abertura, observando-se os mesmos resultados qualitativos comentados acima.

Nestas análises observou-se, também, que a posição da abertura, na região de formação do arco, tem uma influência significativa em relação à distribuição de tensões na parede, esforços solicitantes na viga e reações de apoio.

4.4 - Análise da influência da posição da abertura

Com o objetivo de mostrar a influência da posição da abertura, no comportamento estrutural do conjunto parede-viga, são feitas diversas análises em elementos finitos.

Em função dos sistemas construtivos usualmente utilizados, adotam-se, para as análises, três tipos de aberturas, a saber:

- a - Abertura de porta;
- b - Abertura de porta até a laje;
- c - Abertura de janela.

A figura (4.9) ilustra os tipos de aberturas citados acima.

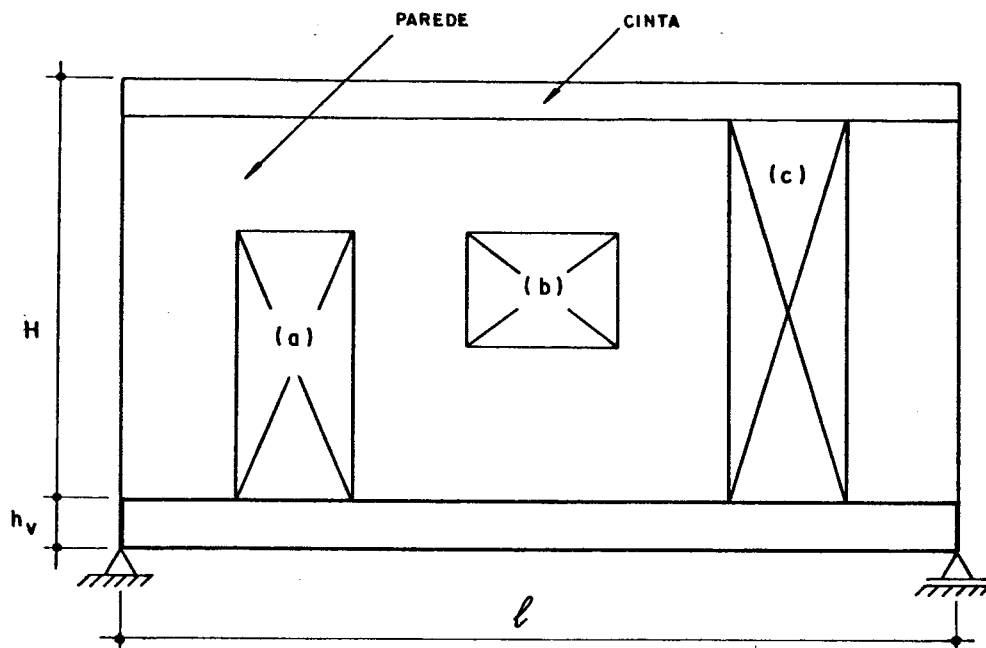


FIGURA 4.9 - Representação das aberturas

(a) - abertura de porta

(b) - abertura de janela

(c) - abertura de porta até a laje

4.4.1. - Definições iniciais

Para as análises dos diversos modelos, utilizam-se as mesmas propriedades definidas no item 4.3.

Para as aberturas utilizam-se as seguintes dimensões:

a - Portas $(0,80 \times 2,20) \text{ m}^2$;

b - Portas até a laje $(0,80 \times 2,80) \text{ m}^2$;

c - Janelas $(1,40 \times 1,20) \text{ m}^2$.

4.4.2 - Modelos

Para as análises, considera-se a estrutura

apresentada na figura (4.10). Em cada análise utiliza-se apenas um tipo de abertura.

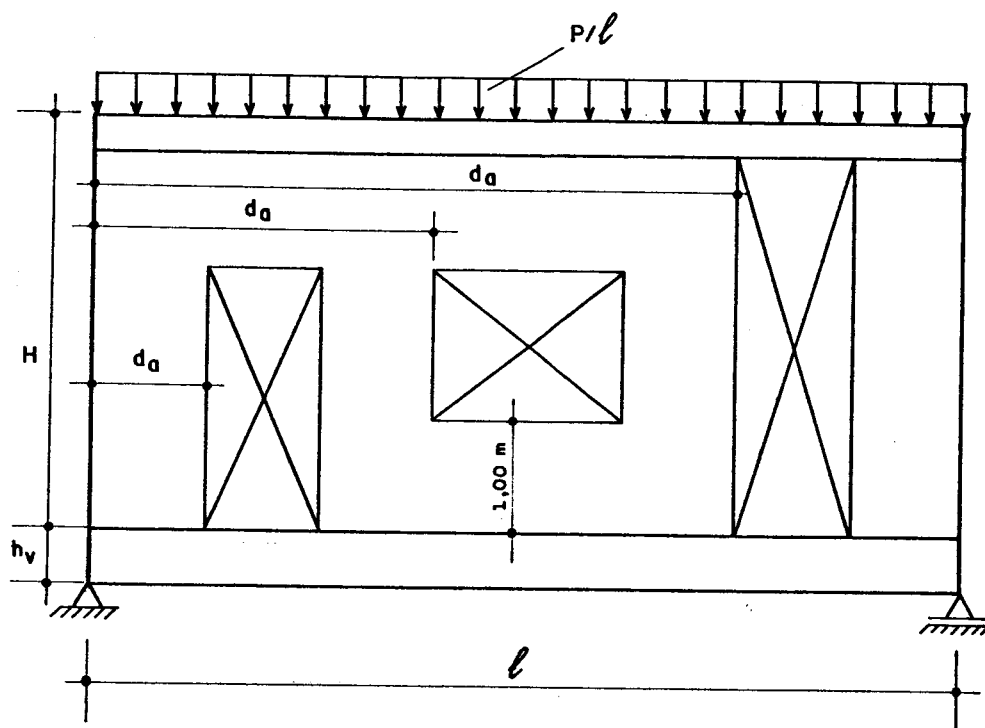


FIGURA 4.10. - Estrutura em análise

Para a discretização em elementos finitos da parede e da cinta utilizam-se elementos quadrangulares do tipo chapa e para a viga elementos lineares do tipo barra.

A parede apresenta-se subdividida em elementos quadrangulares com dimensão $(0,10 \times 0,20)\text{ m}^2$ de lado, próximo aos apoios. O restante da parede está subdividido em elementos com dimensões iguais $0,20\text{ m}^2$.

A figura (4.11) mostra a discretização de um dos modelos utilizados.

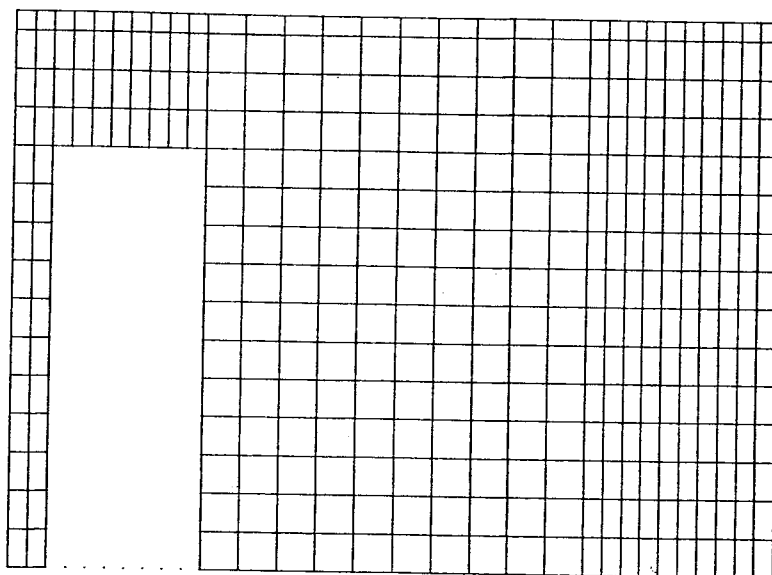


FIGURA 4.11 - Discretização

Define-se para cada modelo apresentado nas tabelas (4.2), (4.3) e (4.4) a distância (d_a), como mostra a figura (4.10), que representa a distância da abertura ao apoio esquerdo.

Para todas as análises adota-se, além do peso próprio, uma carga uniformemente distribuída, aplicada no topo da parede e de intensidade q , como mostrado nas tabelas (4.2), (4.3) e (4.4). Para comparação de resultados, todos os modelos apresentam carga total P igual a 204,5 kN.

TABELA 4.2 - Abertura de porta

Modelo	Distância (d_a) (m)	q kN/m
PAR404	SEM ABERTURA	44,21
PAR405	0,20	45,00
PAR406	0,40	"
PAR407	0,60	"
PAR408	0,80	"
PAR409	1,20	"
PAR410	1,60	"

TABELA 4.3 - Abertura de porta sem alvenaria sobre esta

Modelo	Distância (d_a) (m)	q kN/m
PAR411	0,20	45,22
PAR412	0,60	"
PAR413	1,60	"

TABELA 4.4 - Abertura de janela

Modelo	Distância (d_a) (m)	q kN/m
PAR414	0,20	44,97
PAR415	0,60	"
PAR416	1,20	"

Para efeito de comparação de resultados, o modelo PAR404 não apresenta abertura.

4.4.3 - Apresentação dos resultados

Mostram-se no anexo E as curvas isotensões para

a parede e esforços solicitantes na viga.

A tabela (4.5) apresenta, resumidamente, os máximos valores obtidos das análises.

TABELA 4.5 - Máximas tensões na parede, esforços solicitantes na viga e reações de apoio

Modelos	(d) a (m)	σ_{max} (kN/m ²)	τ_{max} (kN/m ²)	N _{max} (kN)	M _{max} (kN.m)	Reações (1) kN	
						Esq.	Dir.
PAR404	-	2608	647	58	9,18	102,25	102,25
PAR405	0,20	3551	1057	61	37,37	101,13	103,37
PAR406	0,40	3877	882	52	24,52	101,34	103,16
PAR407	0,60	3603	842	52	17,24	101,44	103,60
PAR408	0,80	3166	724	51	11,96	101,60	102,62
PAR409	1,20	2748	621	49	9,30	101,93	102,56
PAR410	1,60	2646	598	44	9,30	102,25	102,25
PAR411	0,20	3882	1856	105	65,20	100,69	103,81
PAR412	0,60	4106	1724	76	36,30	101,40	103,10
PAR413	1,60	2646	911	43	9,30	102,11	102,39
PAR414	0,20	2605	698	93	9,10	101,18	103,32
PAR415	0,60	2687	680	72	9,17	101,94	102,56
PAR416	1,20	2618	639	54	9,25	102,25	102,25

Nota 1: Esq. e Dir. referem-se aos apoios esquerdo e direito, respectivamente.

4.4.4 - Comentários

Observa-se, nos resultados das análises apresentados no anexo E e sintetizados na tabela (4.5), que:

- O efeito arco ocorre independentemente da posição da abertura.

- O fluxo de tensões é fortemente alterado pela presença de aberturas.

- Na figura (4.12) apresenta-se a distribuição de tensões normais verticais, na interface parede-viga, para os modelos PAR404 e PAR405 e nota-se, neste último, que há três pontos de concentração dessas tensões,

provocados pela presença da abertura. Isto ocorre devido a formação do arco secundário apresentado na figura (4.4).

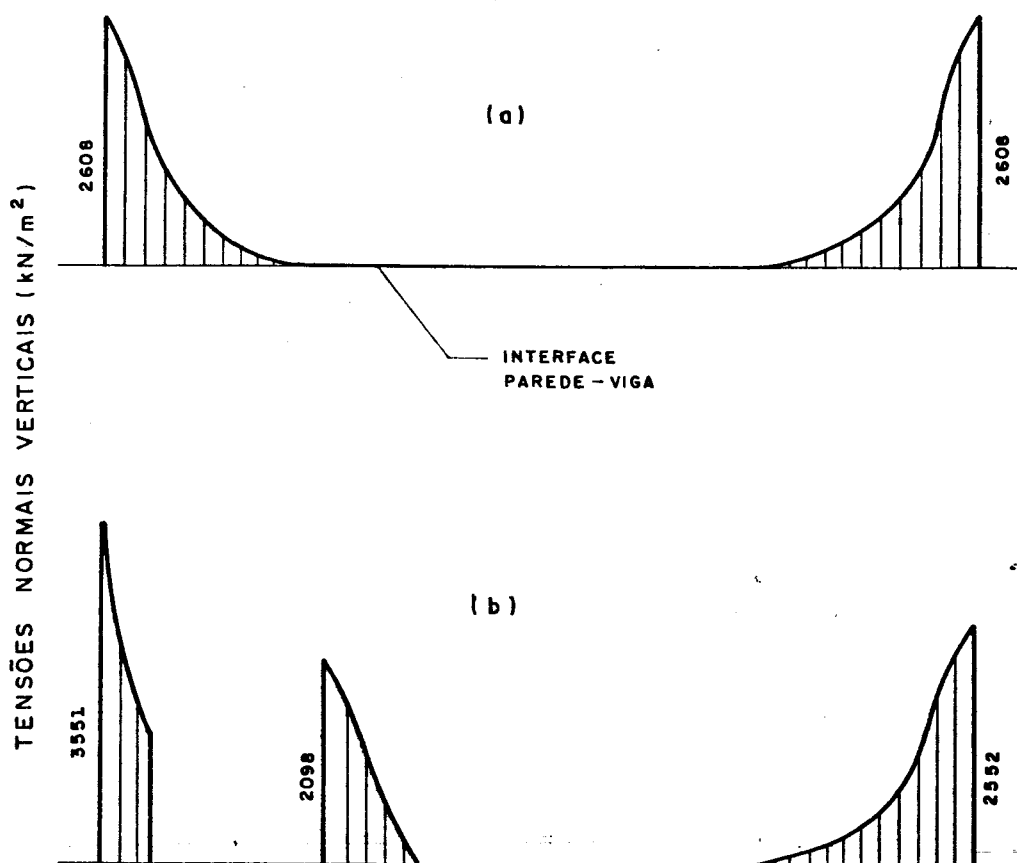


FIGURA 4.12 - Distribuição de tensões normais verticais na interface parede-viga
(a) modelo PAR404; (b) modelo PAR405

- Pode-se verificar no modelo PAR406 que houve um acréscimo das tensões normais verticais e cisalhantes, atingindo valores da ordem de 1,5 e 1,4 vezes, respectivamente, os valores obtidos no modelo PAR404 sem abertura. Para o momento fletor na viga este acréscimo foi da ordem de 2,7 vezes.

- Para o lado da parede em que não ocorre a abertura pode-se adotar, para efeito de cálculo, os mesmos

valores obtidos em uma parede sem aberturas.

- Na borda das aberturas, há concentrações de tensões produzindo tração, o que acarreta a necessidade de utilização de vergas e contra vergas em função do tipo da abertura.

- Para os casos de aberturas de portas situadas próximas à região central da parede, representados pelos modelos PAR409, PAR410 e PAR413, verifica-se que os resultados obtidos, pouco diferem do apresentado em uma parede sem aberturas. Isto mostra que uma abertura situada nesta região introduz pequena influência no comportamento da estrutura e que, para efeito de cálculo, pode-se adotar os mesmos valores de uma parede sem aberturas.

- Os modelos PAR411, PAR412 e PAR413 apresentam aberturas de portas até a laje superior, dificultando ainda mais a passagem do fluxo de tensões para o apoio. A cinta superior tem a função de garantir essa transferência de tensões, comportando-se como um elemento comprimido. É necessário garantir que nesta região não ocorre escorregamento entre a cinta e a alvenaria sendo, portanto, necessário verificar, por um critério de resistência apropriado, quais são as máximas tensões admissíveis.

- As aberturas de janelas, indicadas nos modelos PAR414, PAR415 e PAR416 proporcionam tensões na alvenaria da mesma ordem de grandeza de uma parede sem aberturas. Porém, nota-se, para a abertura próxima ao apoio, que ocorre um acréscimo com relação ao esforço normal de tração na viga. Isto deve-se ao fato do arco tornar-se mais abatido nesta região, aumentando a componente horizontal, como indica a figura (4.13).

Para os casos em que a altura da alvenaria h , abaixo da abertura de janela for pequena, pode ocorrer nesta região, devido à baixa pre-compressão, fissuras devidas à ocorrência de elevadas tensões de cisalhamento, sendo necessário verificar os níveis de tensões nessa região.

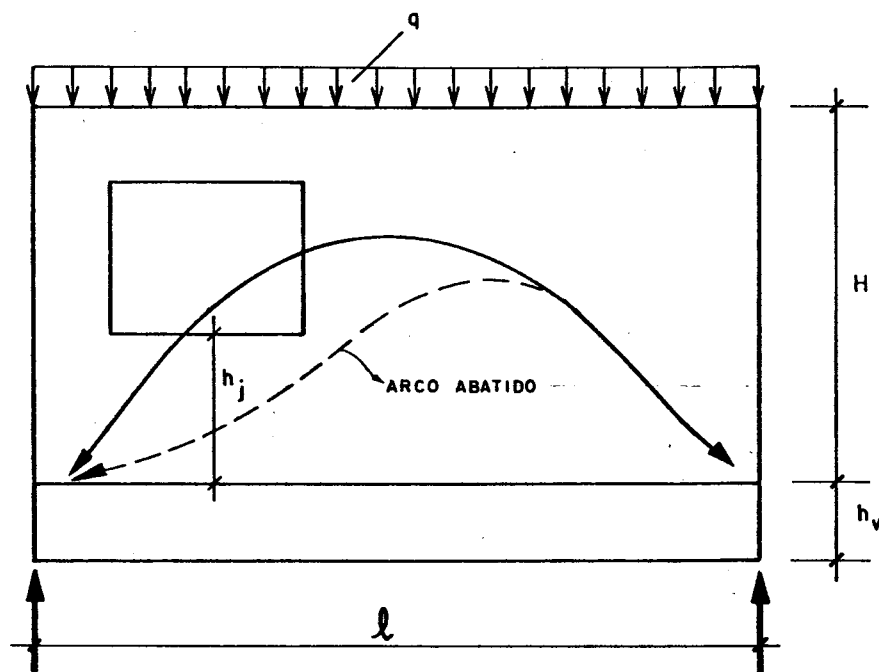


FIGURA 4.13 - Componente horizontal

h_j - altura da alvenaria abaixo da abertura.

- Os resultados obtidos nas análises em elementos finitos indicam que as aberturas de portas continuam a apresentar a maior parcela de influência no comportamento da estrutura.

- Outro ponto a ser observado é que a presença da abertura diminui a rigidez da estrutura produzindo um aumento de flecha na viga, que ainda se mantém com valores pequenos.

Para efeito de comparação de flechas máximas f_{\max} apresentam-se os resultados referentes ao modelo

PAR405. Os valores referem-se a duas situações, sendo:

- Consideração do efeito arco.

$$f_{\max} = 0,23 \text{ cm (obtido na análise em elementos finitos)}$$

- Viga recebendo carga uniformemente distribuída.
(sem efeito arco)

$$f_{\max} = \frac{5 P l^3}{384 E_v I_v} = 1,89 \text{ cm}$$

P - peso total da estrutura;

l - distância entre apoios;

E_v - módulo de deformação longitudinal para a viga;

I_v - momento de inércia à flexão para a viga.

Os valores confirmam os comentários de MO TING-BIN et al. (1988), ou seja, a flecha não é preponderante na análise da estrutura, quando considera-se a ação conjunta parede-viga.

- Verifica-se, nos resultados apresentados na tabela (4.5), que a posição da abertura conduz a pequenas alterações nas reações de apoio.

- A tabela (4.5) mostra que o máximo momento fletor na viga ocorre no modelo PAR411 e vale 65,20 kN.m. Este modelo apresenta abertura de porta até laje e distante 0,20 m do apoio esquerdo. Para a situação em que não se considera o efeito arco, ter-se-ia um momento fletor máximo na viga igual a 102,25 kN.m.

Nota-se que mesmo com a abertura próxima ao apoio, quando considera-se o efeito arco, tem-se uma considerável redução no momento fletor máximo na viga.

É importante salientar que, para este caso, a recomendação para o cálculo do momento fletor máximo na

viga (Pl/50), feita por WOOD (1952), está contra a segurança. Com essa indicação obter-se-ia um valor igual a 16,36 kN.m, o que corresponde aproximadamente a um quarto do valor obtido na análise em elementos finitos.

4.4.5 - Sugestões para projetos

Para as situações de paredes com aberturas, verifica-se que há alterações nos valores de máximas tensões normais verticais e cisalhantes na parede, esforços solicitantes na viga e reações de apoio. Portanto, as equações apresentadas no terceiro capítulo, para paredes sem aberturas, não devem ser aplicadas diretamente nas análises.

Observando-se resultados de inúmeras situações de paredes com aberturas, sugere-se adotar, as recomendações dadas abaixo:

Aberturas de portas:

Para $d_a < 1/4$

$$\sigma = 1,60 \sigma_{\max}$$

$$\tau = 3,00 \tau_{\max}$$

$$N = 2,00 N_{\max}$$

Para $d_a > 1/4$

$$\sigma = 1,20 \sigma_{\max}$$

$$\tau = 1,50 \tau_{\max}$$

$$N = 1,20 N_{\max}$$

Sendo:

l - distância entre apoios;

σ_{\max} , τ_{\max} e N_{\max} os valores obtidos da análise de parede sobre viga biapoiada, sem aberturas, apresentada no terceiro capítulo;

σ , τ e N - valores recomendados;

d_a - distância da abertura ao apoio.

Para verificação do momento fletor na viga, pode-se adotar o método proposto por MO TING-BIN et al. (1988) que, em geral, produz resultados satisfatórios de momento fletor e esforço normal na viga, como mostra a tabela (4.6). No entanto deve-se observar que os valores obtidos por este método referem-se à seção em análise, ou seja, ao lado da abertura, podendo ocorrer valores superiores em outras seções da viga.

Para a aplicação do método de MO TING-BIN et al. (1988) nos modelos PAR405, PAR407 e PAR409 adotou-se altura da parede igual a 0,70 l . A tabela (4.6) indica os resultados de momento fletor e esforço normal na viga aplicando-se o método de MO TING-BIN et al. (1988) e o método dos elementos finitos, para alguns dos modelos apresentados na tabela (4.5).

TABELA 4.6 - Comparação de resultados

Modelos	d_a (m)	MO TING BIN et al.		ELEMEMENTOS FINITOS	
		Tração (kN)	Momento (kN.m)	Tração (kN)	Momento (kN.m)
PAR405	0,20	15,16	39,50	56,00	34,53
PAR407	0,60	34,15	26,39	35,75	17,40
PAR409	1,20	52,50	15,03	32,00	6,33

Aberturas de janelas:

Para os casos de parede com aberturas de janelas, pode-se adotar, para efeito de ante-projeto, os valores de tensões e esforços solicitantes na viga obtidos da análise de parede sem aberturas, exceto para a força normal, quando $d_u < 1/4$, em que o seu valor deve ser duplicado.

4.5 - PAREDE APOIADA SOBRE VIGA CONTÍNUA

4.5.1 - Apresentação

A análise de parede apoiada sobre viga contínua é importante, uma vez que esta situação é bastante freqüente em edifícios de alvenaria estrutural. A presença da continuidade conduz a problemas específicos que não permitem a utilização direta dos resultados para parede sobre viga biapoiada.

Para o desenvolvimento do projeto deve-se conhecer os esforços solicitantes na viga, as tensões na parede e as reações de apoio.

Os valores das flechas para as paredes de alvenaria sobre vigas contínuas também, em geral, não são preponderantes na elaboração de projetos, quando considera-se a ação conjunta parede-viga.

O conhecimento de como ocorrem as distribuições das reações de apoio é importante, pelas seguintes razões:

- Uma mudança nas reações altera o diagrama de esforços solicitantes na viga e o fluxo de tensões na parede;

- O valor da reação determina o fator de concentração de tensões normais verticais sobre os apoios;

- A rigidez axial do apoio, também é importante na análise da estrutura, pois governa a distribuição de reações.

ROSENHAUPT;SOKAL (1965) realizaram ensaios em paredes de alvenaria apoiadas sobre vigas contínuas de concreto armado e investigaram a distribuição de reações em cada apoio da estrutura. A parede utilizada nos experimentos está esquematizada na figura (4.14).

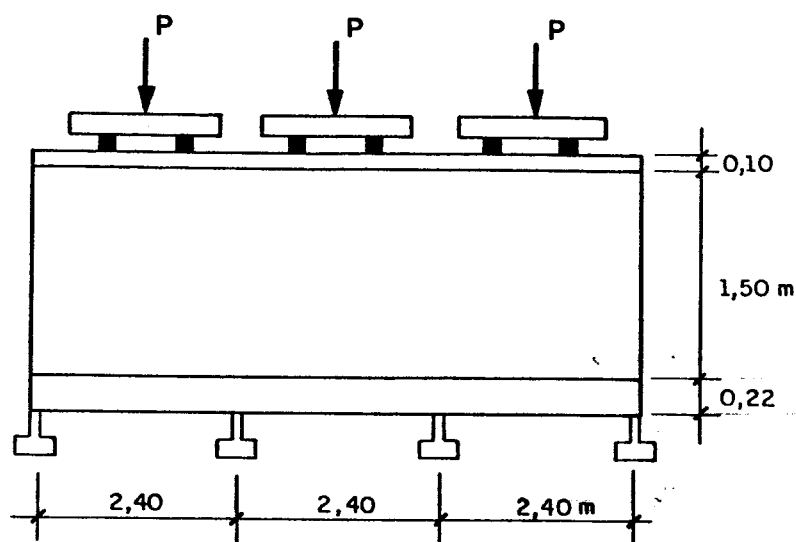


FIGURA 4.14 - Parede utilizada nos ensaios de ROSENHAUPT;SOKAL (1965)

Resultados dos ensaios

a - Reações: Segundo ROSENHAUPT;SOKAL (1965) as reações de apoio para o conjunto parede-viga são diferentes daquelas apresentadas por uma viga isolada recebendo, diretamente, a mesma carga uniformemente distribuída. Para a viga isolada as reações nos apoios intermediários, são aproximadamente, 2,70 vezes a dos apoios extremos.

Nos resultados de ensaios apresentados por ROSENHAUPT;SOKAL (1965) todas as reações de apoio permaneceram praticamente iguais entre si nos primeiros

estágios de carregamento, isto é, antes do aparecimento das primeiras fissuras. Nos estágios finais de carregamento, a razão entre reações dos apoios intermediários para as dos apoios extremos se aproxima de 1,80, ainda menor que o apresentado em vigas contínuas isoladas, como mostra a figura (4.15).

Isto se deve à grande rigidez da parede e, portanto, à sua incapacidade de acompanhar as flechas diferenciais que aparecerão na interface parede-viga, podendo ocorrer, na região central, uma separação. Com o aparecimento das fissuras, a rigidez da parede tende a diminuir e ocorre uma nova distribuição nas reações de apoio.

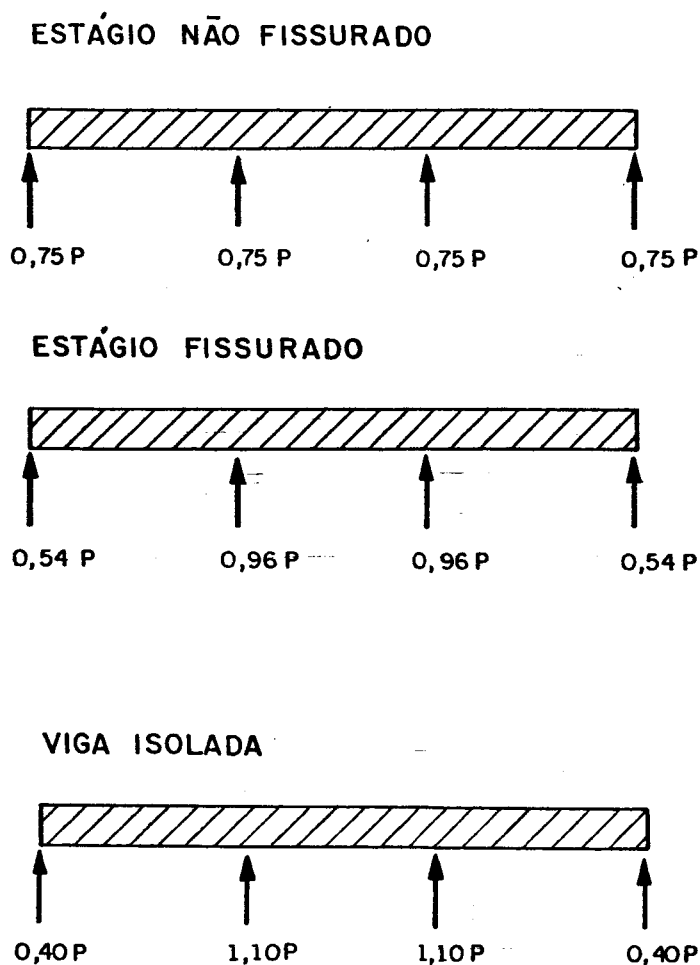


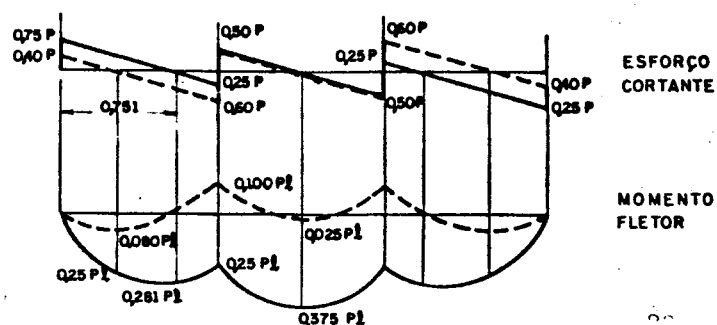
FIGURA 4.15 - Distribuição das reações de apoio, segundo ROSENHAUPT; SOKAL (1965)

Observa-se na figura (4.15) que os resultados obtidos para as reações de apoios são iguais para o estágio não fissurado. Isto só é possível quando a rigidez dos apoios são muito pequenas, fazendo com que a estrutura desloque-se como um corpo rígido, indicando que há um provável erro na calibragem das células de carga utilizada nos ensaios. Este erro também é evidenciado quando observa-se o diagrama de momento fletor apresentado na figura (4.16). Nota-se que há apenas momentos fletores positivos para a viga contínua, o que não é usual.

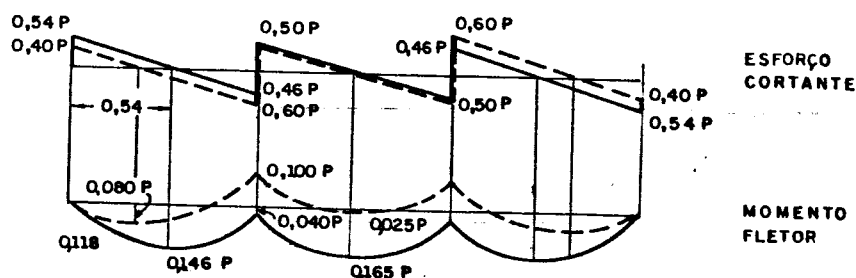
b - Momento fletor e esforço cortante na viga:
Segundo ROSENHAUPT;SOKAL (1965) o momento fletor e a força cortante na viga são governados pela distribuição das reações de apoio.

Na análise foram considerados dois estágios para a estrutura, um não fissurado e outro fissurado. A figura (4.16) apresenta os esforços solicitantes na viga para os dois estágios.

(a) ESTÁGIO NÃO FISSURADO



(b) ESTÁGIO FISSURADO



----- sem efeito arco
 ————— com efeito arco

FIGURA 4.16 - Resultados das análises,
 segundo ROSENHAUPT; SOKAL (1965)
 (a) estágio não fissurado
 (b) estágio fissurado

c - Flechas: O diagrama carga \times flecha apresentado na figura (4.17), mostra-se praticamente linear durante os estágios de carregamento da estrutura, conduzida até a ruptura, indicando que não houve nenhuma mudança marcante de declividade, ou seja, ocorre uma microfissuração generalizada nos primeiros estágios de carregamento. Isto também é confirmado através das medidas de flechas residuais sob carregamentos cíclicos, mostrando

que o processo não é elástico.

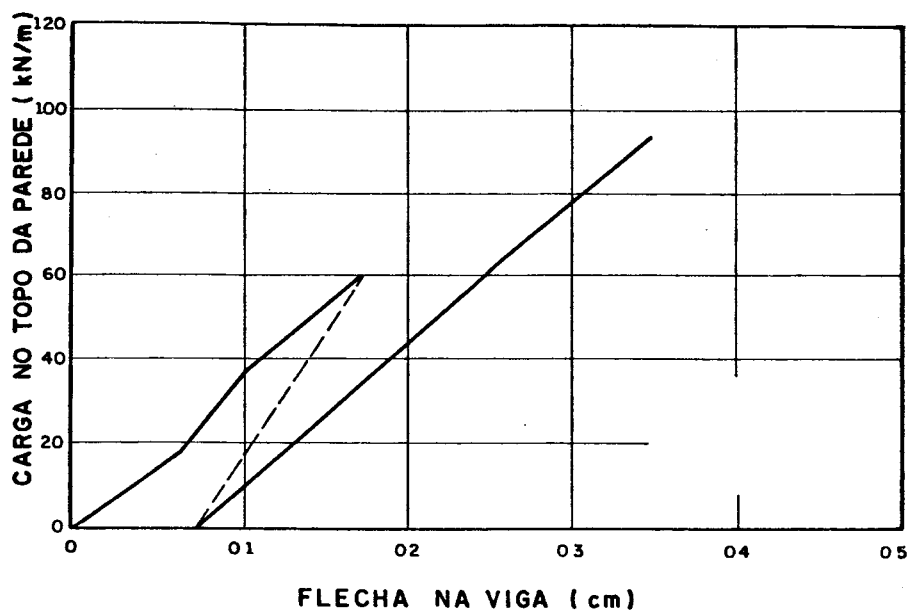


FIGURA 4.17 - Carga x flecha, segundo ROSENHAUPT; SOKAL (1965)

Estudo realizado por SAW (1974), utilizando o método dos elementos finitos, compara a distribuição de momentos fletores entre uma viga contínua isolada de três tramos iguais e uma estrutura parede-viga, como mostra a figura (4.18).

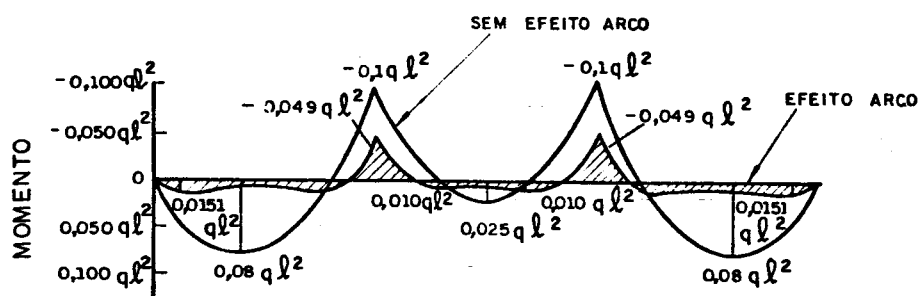


FIGURA 4.18 - Momento fletor para a viga, segundo SAW (1974)

Pode-se notar na figura (4.18) uma considerável redução nos momentos fletores da viga, quando comparada com uma viga contínua recebendo diretamente a mesma carga. Nos resultados apresentados tem-se uma redução de aproximadamente 50% e 80%, respectivamente, para os máximos momentos fletores negativos e positivos na viga.

Segundo LEVY;SPIRA (s.d.), a distribuição de reações externas em paredes sobre vigas contínuas é similar à apresentada por vigas com rótulas nas regiões dos apoios, não apresentando consideráveis aumentos nas reações devido à continuidade da viga.

4.5.2 - Análises

Com o objetivo de mostrar alguns resultados sobre a distribuição de reações de apoio, tensões normais verticais, tensões cisalhantes e esforços solicitantes no conjunto parede-viga, são feitas algumas análises, utilizando-se o método dos elementos finitos.

4.5.3 - Modelos

Para as análises considera-se a estrutura apresentada na figura (4.19). A estrutura constitui-se de três tramos iguais.

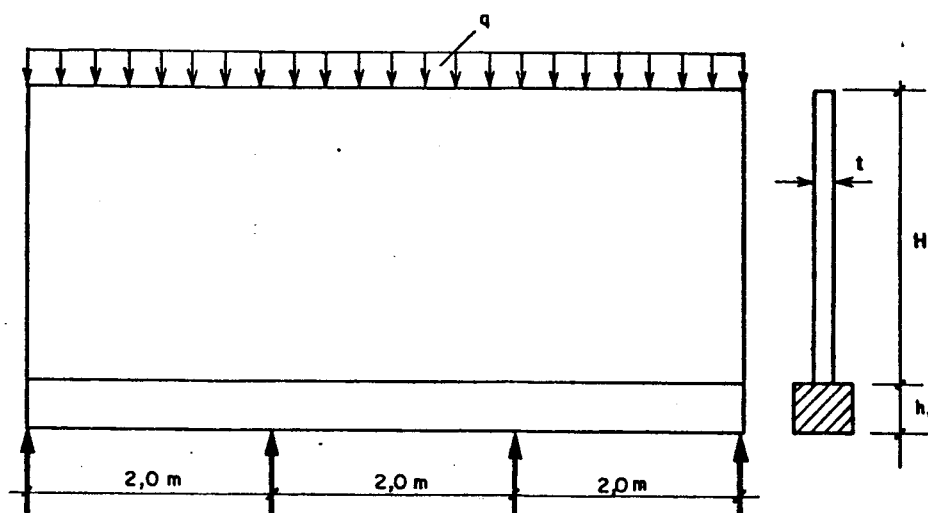


FIGURA 4.19 - Estrutura em análise

Dados gerais:

$H = 3,0 \text{ m}$

$t = 0,15 \text{ m}$

Sendo:

H - altura da parede;

t - espessura da parede;

h_v - altura da viga.

A tabela (4.7) apresenta os modelos a serem analisados e as características específicas referentes a cada um deles.

TABELA 4.7 - Modelos para as análises

Modelos	Seção viga cm x cm	q (kN/m)	Rigidez axial do apoio
PAR417	20 X 30	75,00	infinita
PAR418	20 X 50	74,00	infinita
PAR419	20 X 50	74,00	1000 kN/m

As características dos materiais utilizados nas análises são os mesmos definidos no item 4.3.

Carga aplicada:

Para todas as análises adota-se, além do peso próprio do conjunto parede-viga, uma carga uniformemente distribuída q aplicada no topo da parede, como indica a tabela (4.7). A carga total para todos os modelos é igual a 491,4 kN.

A figura (4.20) apresenta a discretização de um dos modelos.

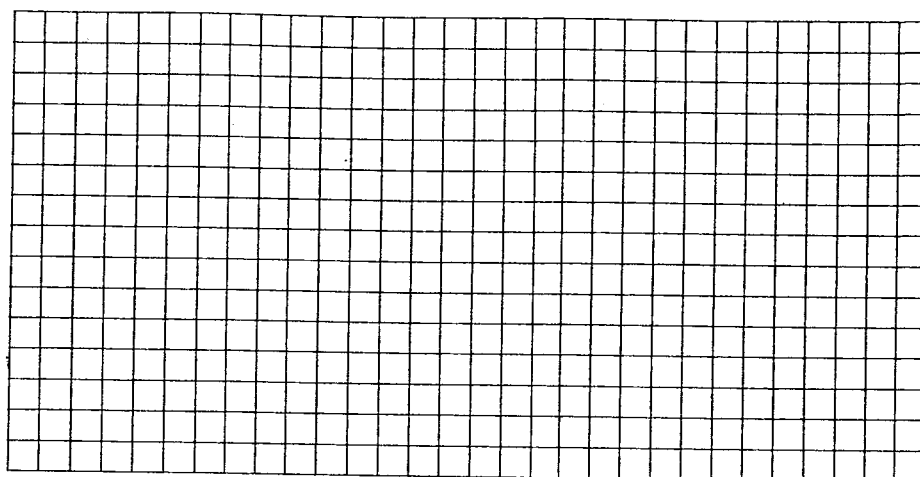


FIGURA 4.20 - Discretização

Para a discretização da parede utilizam-se elementos quadrangulares do tipo chapa com dimensões iguais a 0,20 m de lado e para a viga elementos lineares do tipo barra.

4.5.4 - Apresentação dos resultados

Apresentam-se no anexo F as curvas isotensões para a parede e esforços solicitantes para a viga.

A tabela (4.8) mostra, de forma sucinta, os máximos valores obtidos das análises em elementos finitos.

TABELA 4.8 - Resultados

Modelos	$\sigma_{\max 2}$ kN/m ²	$\tau_{\max 2}$ kN/m ²	N_{\max} kN	M_{\max} (kN.m)		Reações kN	
				vão	apoio	R_e (1)	R_i
PAR417	1369	389	34,17	7,15	17,70	68,59	177,11
PAR418	988	241	24,73	13,15	24,21	70,27	175,43
PAR419	1849	469	61,25	20,18	12,74	122,85	122,85

Nota 1: R_e , R_i - reações nos apoios extremos e intermediários, respectivamente.

4.5.5 - Comentários

Observando-se os resultados apresentados no anexo F e na tabela (4.8), nota-se que a continuidade da viga e da parede introduz consideráveis reduções nas tensões normais verticais próximas às regiões dos apoios intermediários, quando comparadas com valores obtidos nos apoios extremos. Isto se deve, principalmente, a um aumento no comprimento de contato na interface parede-viga, devido à continuidade da viga.

As máximas tensões normais verticais e cisalhantes, em geral, ocorrem nas regiões próximas aos apoios extremos.

Para efeito de comparação de resultados apresentam-se os valores de tensões normais verticais e cisalhantes na interface parede-viga para o modelo PAR417, aplicando-se o método DAVIES;AHMED (1977), considerando apenas um tramo da estrutura.

$$\sigma_{\max} = 3476 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{\max} = 946 \text{ kN/m}^2$$

Os valores apresentam-se muito superiores aos obtidos pelo método dos elementos finitos indicados na tabela (4.8). A presença da continuidade faz com que parte da carga que seria transmitida para o apoio extremo seja transferida para o apoio interno mais próximo. Neste apoio, apesar do acréscimo de carga, as tensões não se concentram como no caso de parede sobre viga biapoiada, por causa do aumento do comprimento de contato. Percebe-se que a utilização dos procedimentos de cálculo referentes à viga biapoiada não representam de forma satisfatória o fenômeno.

Para os modelos PAR417 e PAR418 que possuem apoios com rigidez elevada, a razão entre as reações dos apoios intermediários pela reações dos apoios extremos é de aproximadamente 2,60. Este resultado está próximo do

valor obtido quando não se considera o efeito arco. Entretanto, considerando-se o critério proposto por LEVY;SPIRA (s.d) obter-se-ia razão igual a dois, correspondente a um alívio de carga nos apoios intermediários e um acréscimo de carga para os apoios extremos.

A consideração da rigidez do apoio é importante para a análise do conjunto parede-viga. Para a situação em que a rigidez dos apoios for pequena, como, por exemplo, no modelo PAR419, observa-se que há uma outra distribuição de reações. Este efeito é devido à grande rigidez da parede que faz com que o conjunto parede-viga se desloque como corpo rígido, obtendo-se reações de apoio iguais. Este fato justifica os resultados de reações obtidos por ROSENHAUPT;SOKAL (1965), como apresentado na figura (4.15).

Observa-se na tabela (4.8) que os máximos momentos fletores na viga, referentes ao modelo PAR418 são maiores quando comparados com os respectivos valores apresentados no modelo PAR417. Este efeito é devido à utilização de uma viga mais rígida para o modelo PAR418. O acréscimo de rigidez proporciona um aumento no comprimento de contato para as tensões normais verticais e cisalhantes na interface parede-viga, carregando mais a viga.

Nota-se, nos resultados apresentados na tabela (4.8), que a consideração do efeito arco para a análise da estrutura proporciona uma considerável redução dos máximos momentos fletores para a viga. Para efeito de comparação apresentam-se os seguintes resultados referentes ao modelo PAR417:

- Sem a consideração do efeito arco:

Sendo $p = P/6 = 81,9 \text{ kN/m}$, tem-se:

Momento fletor máximo no apoio intermediário.

$$M_{\max} = 0,10 \times p \times l^2 = 0,10 \times 81,9 \times 2^2 = 32,76 \text{ kN.m}$$

Momento fletor máximo nos tramos extremos.

$$M_{\max} = 0,08 \times p \times l^2 = 0,08 \times 81,9 \times 2^2 = 26,21 \text{ kN.m}$$

- Considerando o efeito arco:

Momento fletor máximo no apoio intermediário.

$$M_{\max} = 17,70 \text{ kN.m}$$

Momento fletor máximo nos tramos extremos.

$$M_{\max} = 6,17 \text{ kN.m}$$

Nota-se que para este exemplo, os máximos momentos fletores na viga são aproximadamente 55% e 24% dos respectivos valores obtidos sem a consideração do efeito arco para a análise da estrutura.

Algumas tentativas foram feitas com a finalidade de se obter um procedimento simples de cálculo que representasse o comportamento estrutural de uma parede sobre viga contínua. Procurou-se aproveitar o cálculo dos comprimentos de contato da teoria de DAVIES; AHMED (1977), introduzindo correções devidas à continuidade, com posterior aplicação de carregamentos triangulares na viga, junto aos apoios. Os resultados obtidos não foram satisfatórios e indicaram que se deve estudar com mais profundidade o assunto, alertando para a rigidez do nó devida a continuidade da viga. A influência dessa continuidade na rigidez do nó é semelhante a ligação viga-pilar, comentada no terceiro capítulo.

5 - OBSERVAÇÕES FINAIS

5.1 - Conclusões

Apresentaram-se, nos capítulos anteriores, diversas análises em elementos finitos para o conjunto parede-viga e métodos de cálculos simplificados, que possibilitam obter as variáveis que regem o comportamento estrutural da parede de alvenaria apoiada sobre viga de concreto armado, conduzindo a um correto dimensionamento da estrutura.

Observou-se que o efeito arco, que ocorre na base da parede, produz concentrações de tensões nas regiões próximas aos apoios. Para o dimensionamento dessas regiões deve-se avaliar os níveis de tensões normais verticais e cisalhantes, ou seja, o par (σ, τ) . A norma brasileira NB-1228 (1989) não leva em consideração o efeito arco para a análise da estrutura e também não utiliza o critério de Coulomb para a verificação ao cisalhamento. É de extrema importância que estes itens sejam incorporados em revisões futuras.

Entretanto, para o dimensionamento da parede nas regiões de concentrações de tensões, a norma inglesa BS 5628 (1978) permite que a resistência característica da alvenaria seja dobrada, por se tratar de um efeito localizado. Para a verificação ao cisalhamento na parede, a BS 5628 (1978) utiliza o critério de Coulomb, permitindo um acréscimo na resistência ao cisalhamento devido à pré-compressão. Um procedimento análogo poderia ser

utilizado pela NB-1228 (1989).

Diante dos resultados teóricos apresentados neste trabalho fica evidente que o efeito arco causa concentrações de tensões próximas aos apoios. Isto proporciona consideráveis reduções nos momentos fletores positivos da viga, permitindo-se dimensionar vigas esbeltas para o apoio da parede.

Dentre os vários métodos apresentados para as análises do conjunto parede-viga biapoiada, sem aberturas, pode-se concluir que o método de DAVIES;AHMED (1977) é o que leva a melhores resultados quando comparados com os valores obtidos nas diversas análises em elementos finitos, embora apresente como falha a consideração de apoio pontual.

O método de GREEN et al. (1973) também é adequado para a análise da estrutura, quando é apreciável a dimensão do apoio. Como principal falha, tem-se a consideração da viga estar engastada no pilar, o que nem sempre ocorre, devido à rotação do nó de ligação viga-pilar, comentado no terceiro capítulo.

Observou-se nos diagramas de esforços solicitantes, apresentados para as vigas, que há uma considerável redução no momento fletor na região central dos vãos. Cabe salientar que esta redução é proveniente de dois fatores básicos, a saber:

O primeiro, comentado no terceiro capítulo, é devido às tensões cisalhantes na interface parede-viga que produzem momento fletor contrário ao das cargas verticais; o segundo é devido à ligação que existe entre a viga e a parede.

Em relação a este segundo fator, observou-se nas curvas de tensões normais verticais, que a região central, em geral, está solicitada por tensões normais de tração. Portanto, a parede solicita a viga nessa região, com forças verticais para cima, o que acarreta um alívio nos momentos fletores positivos.

É importante salientar que durante as análises não foi usado nenhum critério que permitisse desligar a

parede da viga, quando uma determinada tensão normal de tração na interface fosse maior que um valor limite. Esta consideração foi adotada a partir da observação de reduzidos valores das tensões normais de tração na região central, que não proporcionam desligamento na interface parede-viga, ou então, que produziriam o desligamento em regiões muito reduzidas, o que não chegaria a afetar de modo significativo os resultados encontrados. Em razão disto, pode-se adotar os diagramas de esforços solicitantes apresentados para as vigas, neste trabalho. Para o detalhamento da armadura na viga, pode-se adotar como um procedimento prático não cobrir o diagrama de momento fletor e sim estender para todo o vão da viga a mesma área de aço obtida pelo cálculo do momento fletor máximo.

Caso ocorra o desligamento da parede na região central, como nos resultados apresentados por SMITH;RIDDINGTON (1978) no terceiro capítulo, observa-se que este efeito produz alterações pouco significativas nos resultados finais.

Das análises apresentadas no quarto capítulo verificou-se que, a presença da abertura altera a distribuição de tensões na parede e os esforços solicitantes na viga. Observou-se que, no caso da abertura estar localizada na região central da parede biapoiada, pode-se utilizar os resultados de análise de parede sem abertura. Para outras situações foram sugeridos procedimentos corretivos que podem ser utilizados em fase de ante-projeto. Um procedimento adequado e que oferece bastante recursos de modelagem é, sem dúvida, o emprego do método dos elementos finitos.

Para parede sobre viga contínua observou-se que as máximas tensões normais verticais e cisalhantes ocorrem nas regiões dos apoios extremos, de maneira análoga ao caso biapoiado. As tensões nos apoios intermediários são menores em função de existir um maior comprimento de contato na interface parede-viga, provocado pela continuidade que aumenta a rigidez do nó. Não foi possível

alcançar um modelo simplificado conclusivo. Este assunto demanda estudos posteriores.

Durante a análise do efeito arco, verificou-se que a viga também trabalha como tirante, absorvendo praticamente todo o esforço horizontal de tração na base. Com isso a alvenaria praticamente não está solicitada por tensões de tração na direção horizontal. Isto, em geral, dispensa a utilização de armaduras dispostas horizontalmente na base da parede, uma vez que elas estão concentradas na viga.

Os resultados, apresentados pelas análises em elementos finitos, estão bem correlacionados com os valores obtidos pelos diferentes procedimentos teóricos apresentados neste trabalho e com os poucos resultados experimentais disponíveis.

É importante salientar que o método dos elementos finitos é mais uma opção para as análises dessas estruturas. Permite discretizar a estrutura de diversas formas e assim obter resultados consistentes para o desenvolvimento de projetos.

5.2 - Dificuldades

As maiores dificuldades encontradas foram as relacionadas com a obtenção de referências bibliográficas sobre o tema tratado. Há poucas informações disponíveis no Brasil, principalmente no que se refere à parte principal do trabalho, que mostra o comportamento estrutural do conjunto parede-viga.

Uma outra dificuldade, inicialmente encontrada, refere-se à modelagem da estrutura em elementos finitos, que represente de maneira consistente o comportamento estrutural em estudo. Algumas sugestões de modelagem foram abordadas durante a elaboração do trabalho para que possam, em estudos futuros, ser aproveitadas.

5.3 - Sugestões para outras pesquisas

Visando uma melhor compreensão do comportamento estrutural do conjunto parede-viga sugerem-se as seguintes pesquisas futuras:

- Realização de uma análise sistemática para parede com abertura e parede sobre vigas contínuas, que possibilite a elaboração de procedimentos simples de cálculos representativos do comportamento estrutural do conjunto parede-viga;

- Investigação da influência de rigidez do nó de ligação viga-pilar na análise do comportamento estrutural do conjunto parede-viga;

- Realização de um estudo que mostre o grau de interação que existe entre paredes vizinhas, permitindo avaliar o fluxo de carga de uma parede para outra e os principais parâmetros que governam o fenômeno;

- Estudo da influência das ações horizontais no comportamento estrutural do conjunto parede-viga. Para a realidade brasileira a principal ação horizontal é devida ao vento.

ANEXOS

INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

Para melhor entendimento dos resultados que serão apresentados nos anexos seguintes, adotam-se:

1 - PARA CURVAS DE ISOTENSÕES NA PAREDE

Os valores máximos e mínimos destacam-se, em relação aos demais, pelo tamanho do número. As regiões onde eles ocorrem são indicadas com as letras M e m.

2 - PARA A VIGA

O eixo da viga está representado pelo traço cheio (————). Para cada viga são apresentados os diagramas de momento fletor, esforço cortante e esforço normal, seguindo as convenções indicadas na figura (A.1).

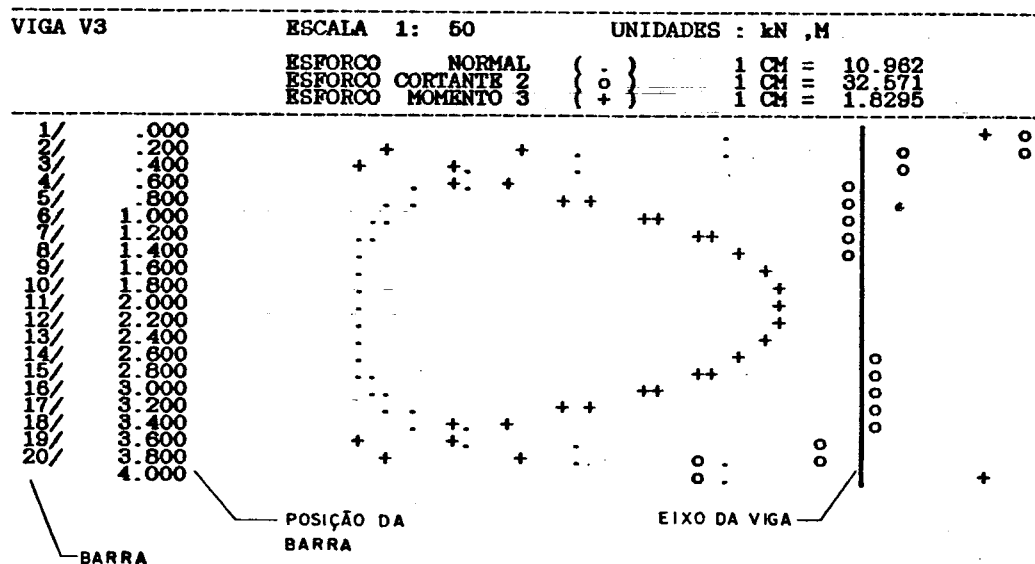
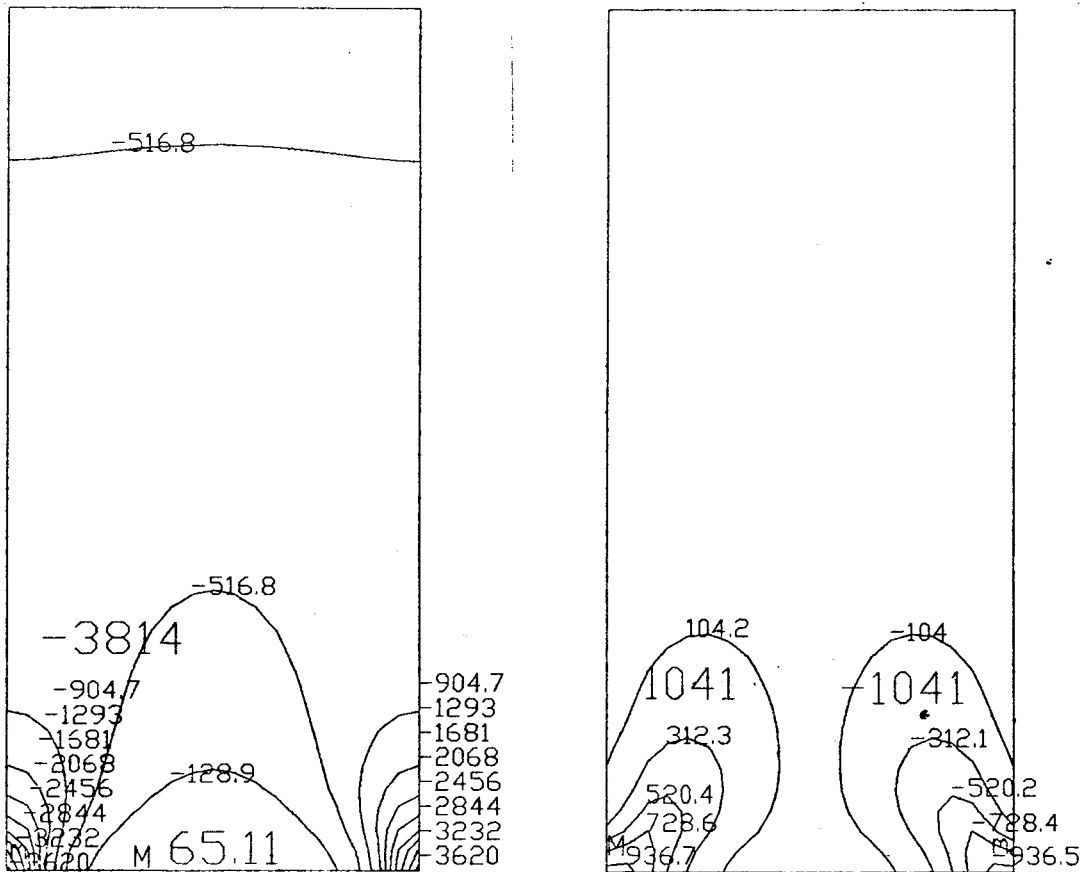


FIGURA A.1 - Representação para a viga

ANEXO A



(a)

(b)

FIGURA A.2 - MODELO PAR301

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

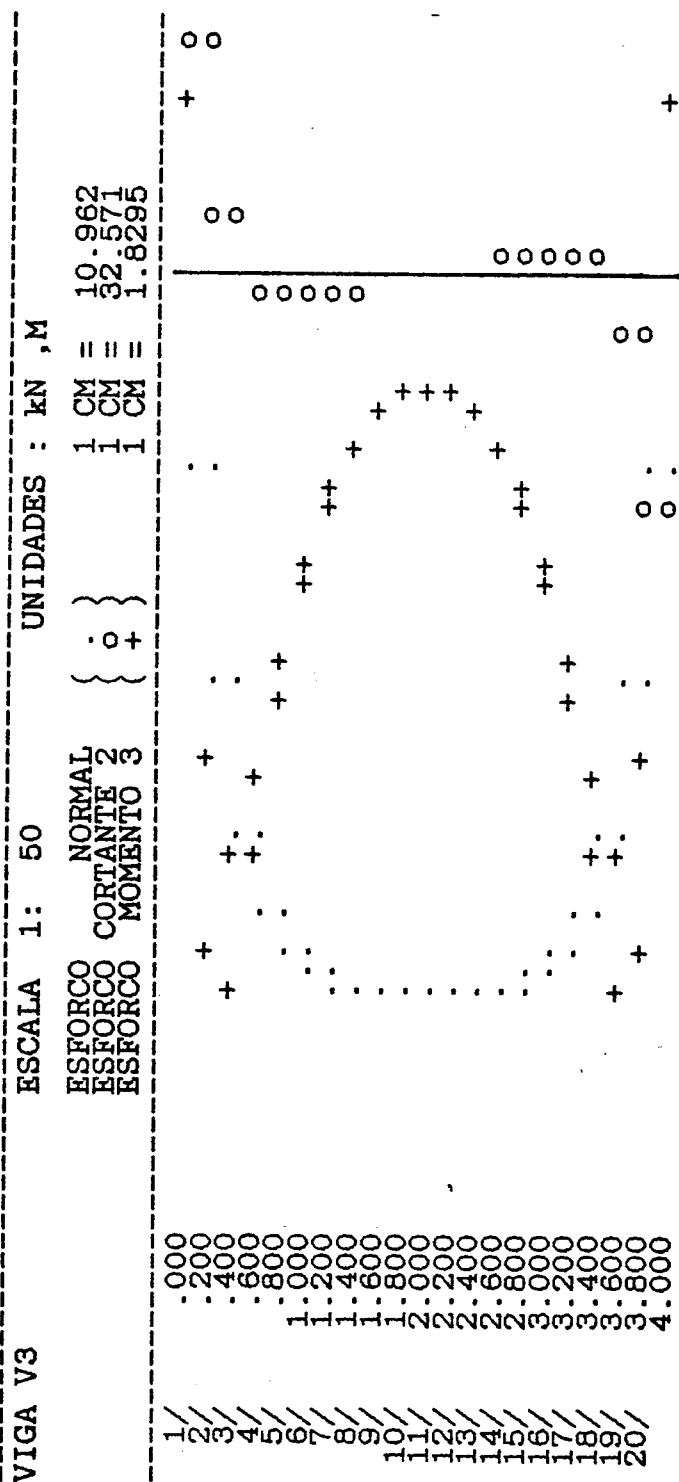


FIGURA A.3 - MODELO PAR301
Esforços solicitantes na viga

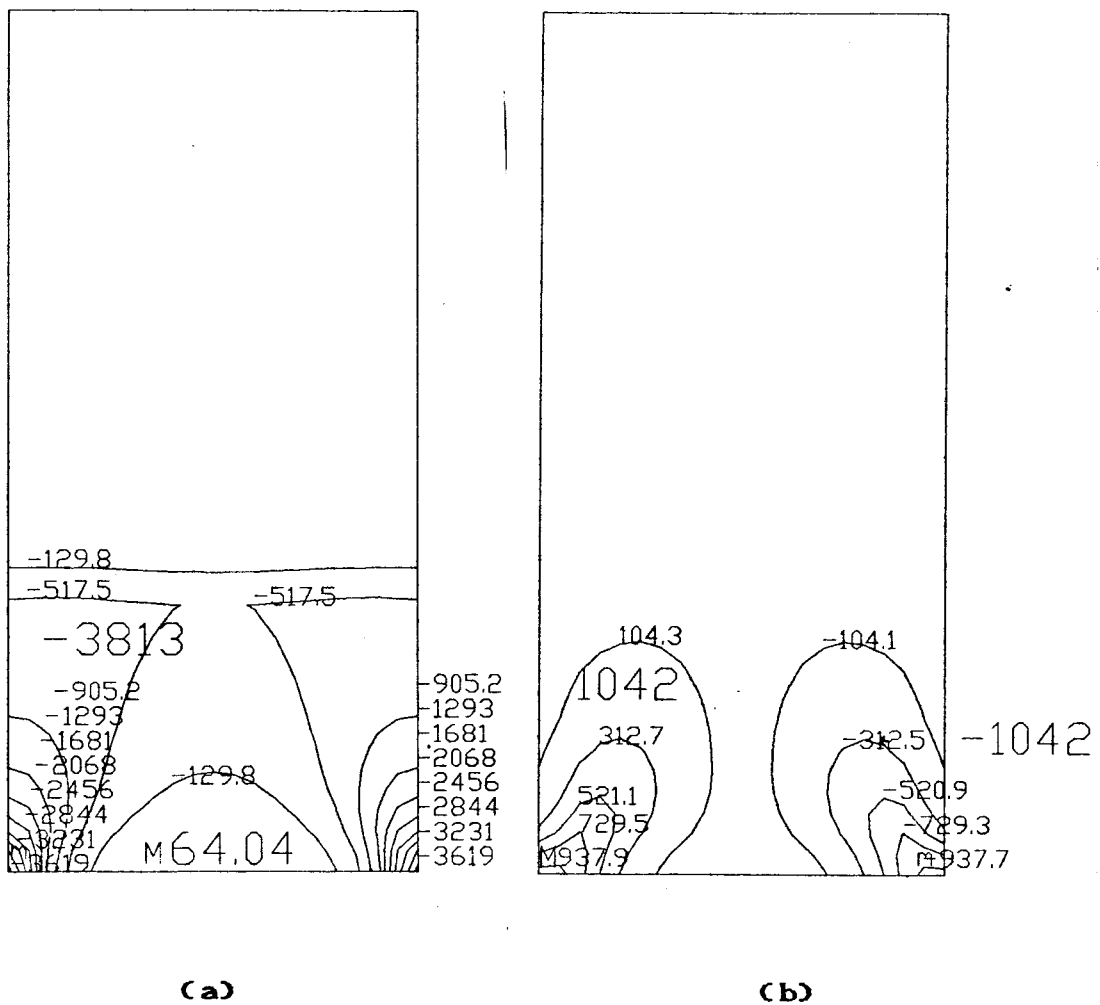


FIGURA A.4 - MODELO PAR302

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

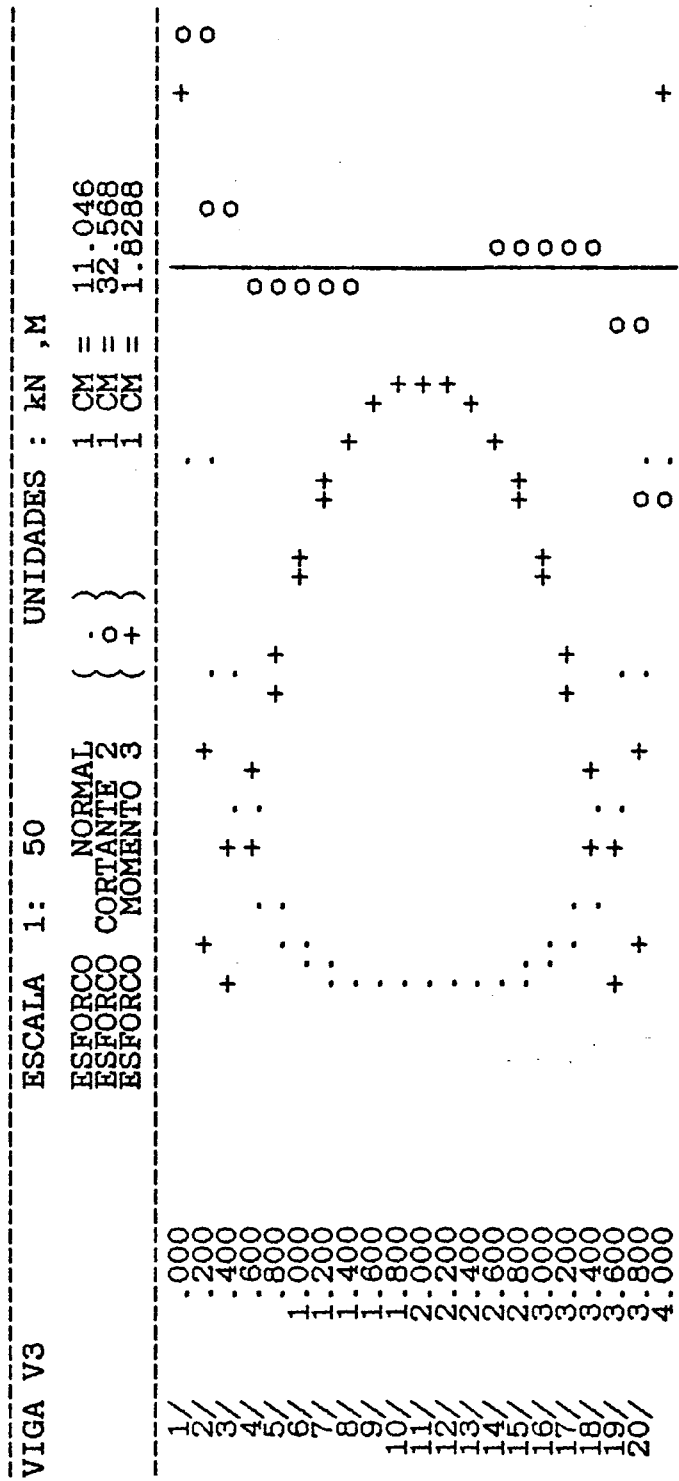


FIGURA A.5 - MODELO PAR302
 Esforços solicitantes na viga

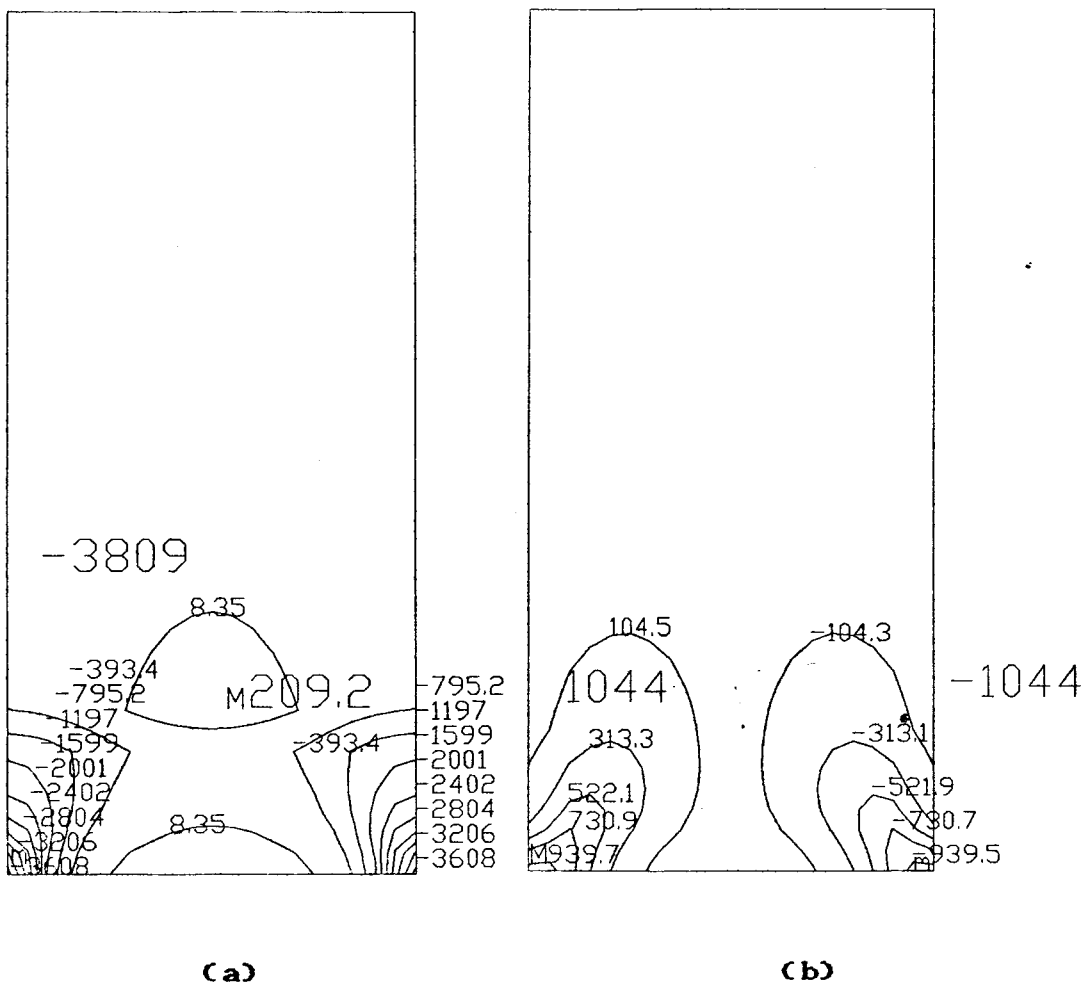
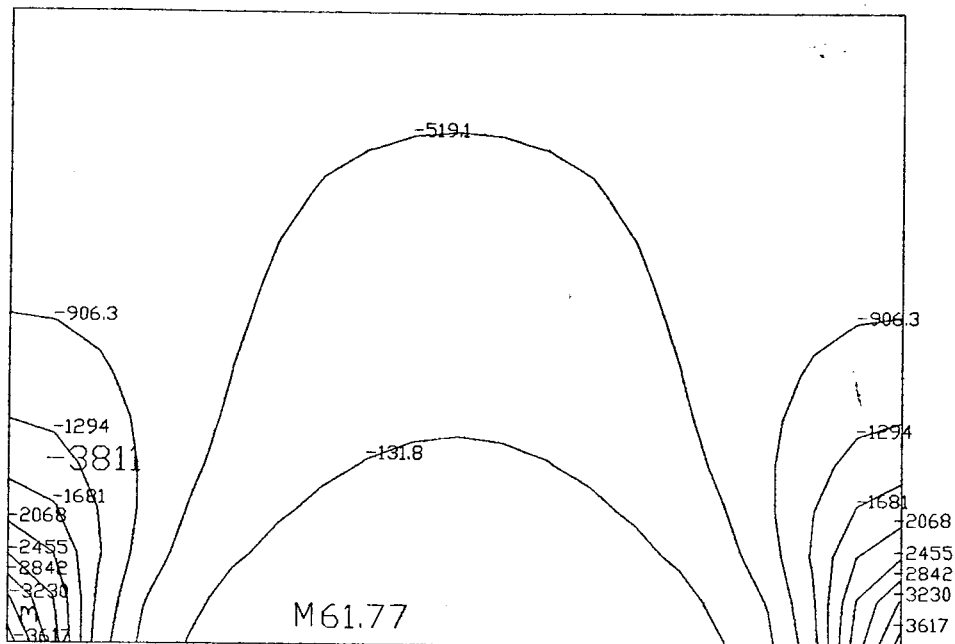


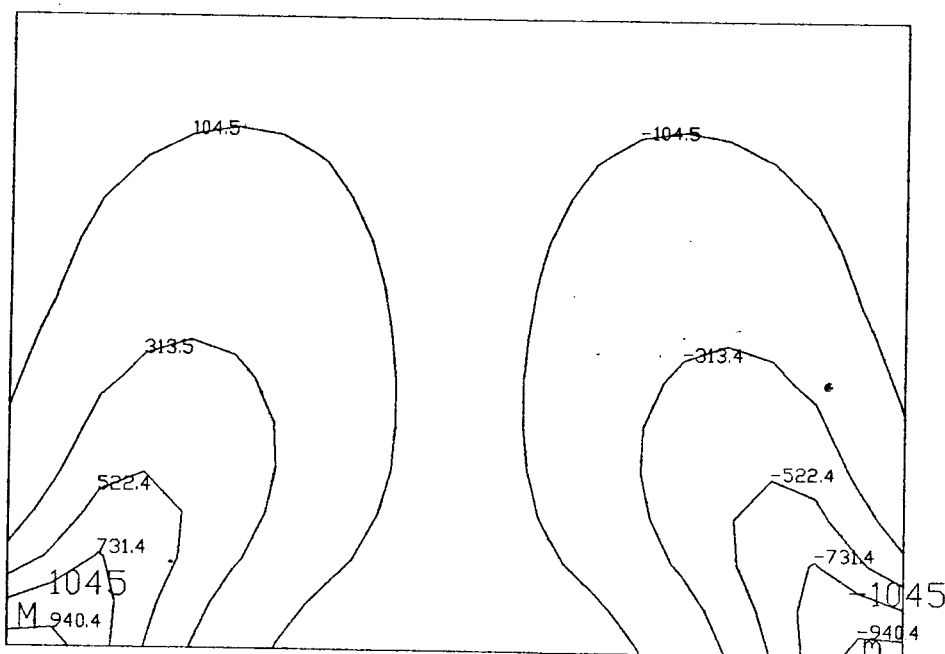
FIGURA A.6 - MODELO PAR303

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)



(a)



(b)

FIGURA A.8 - MODELO PAR304

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

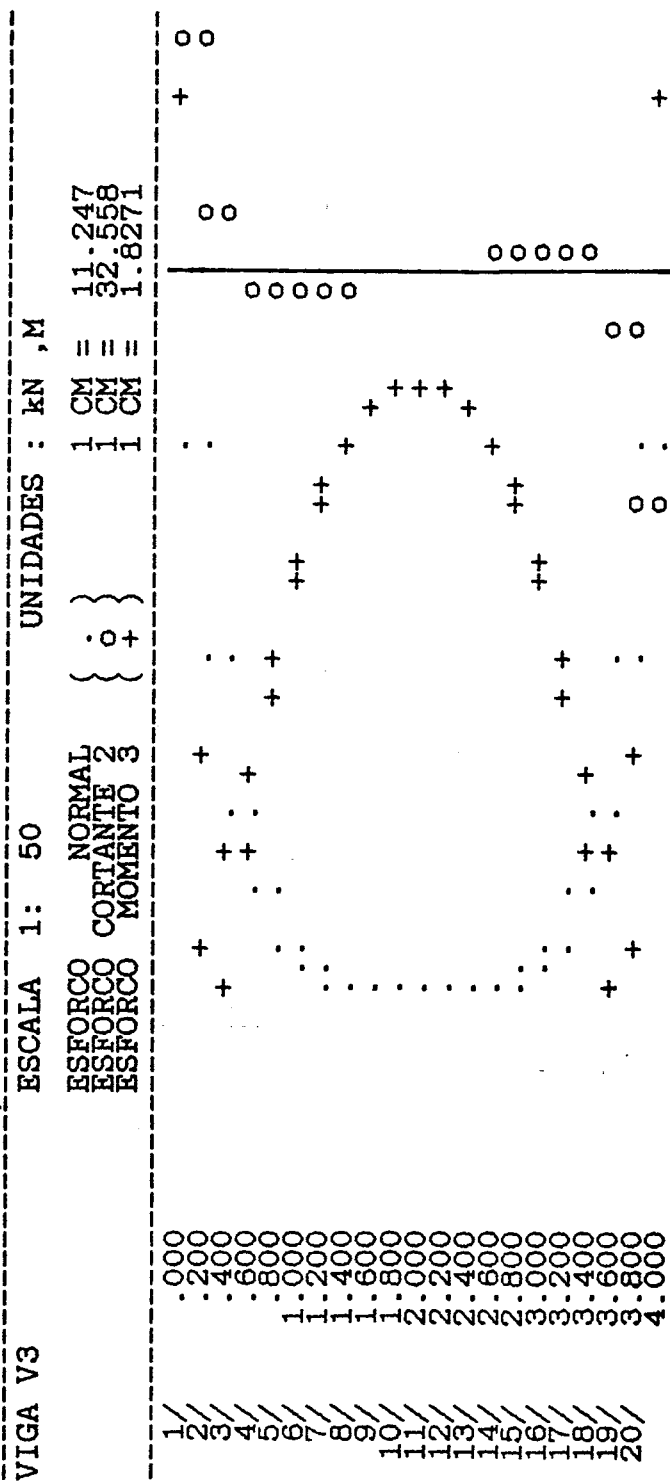
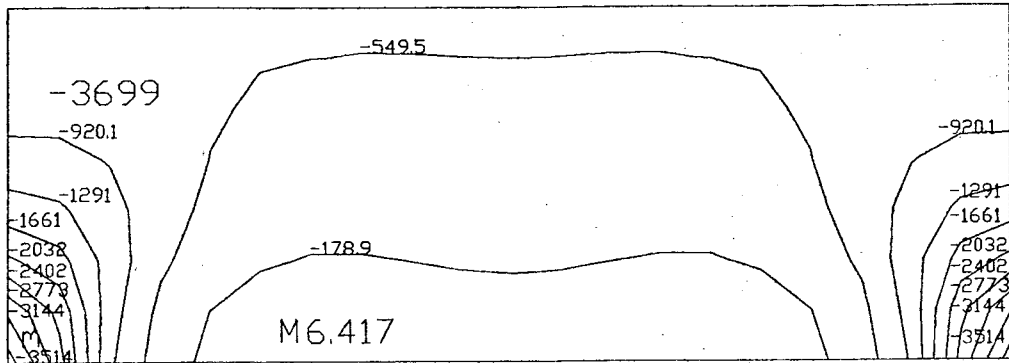
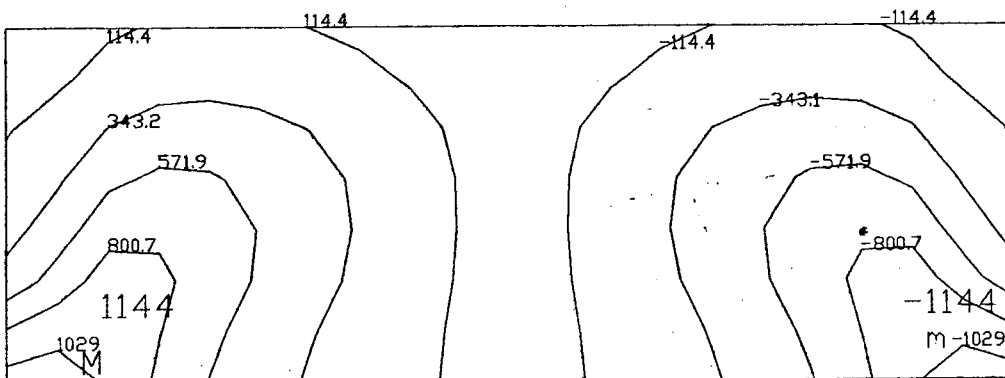


FIGURA A.9 - MODELO PAR304

Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA A.10 - MODELO PAR305

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

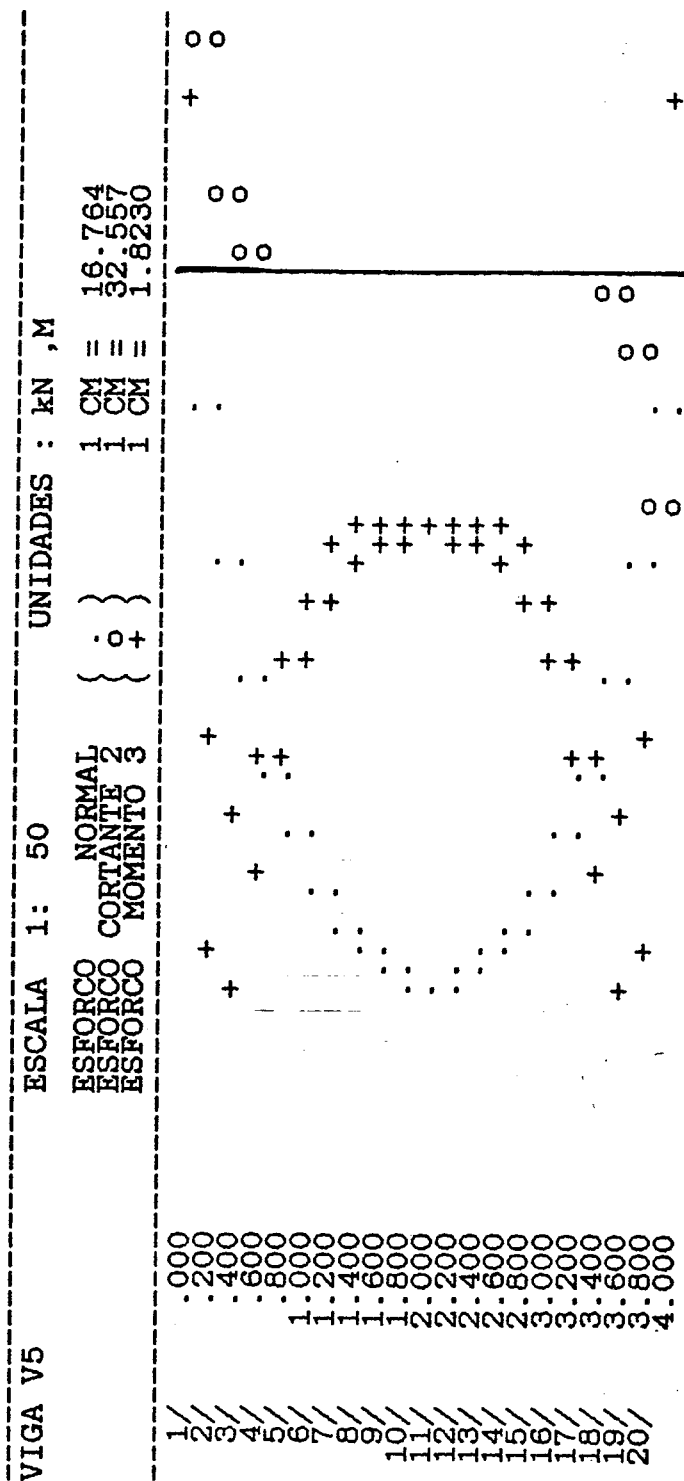
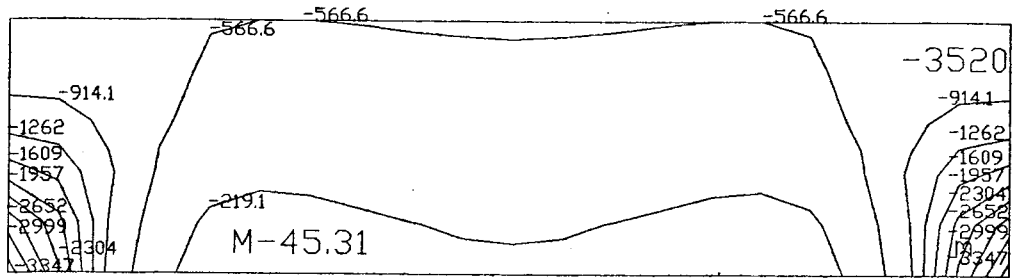
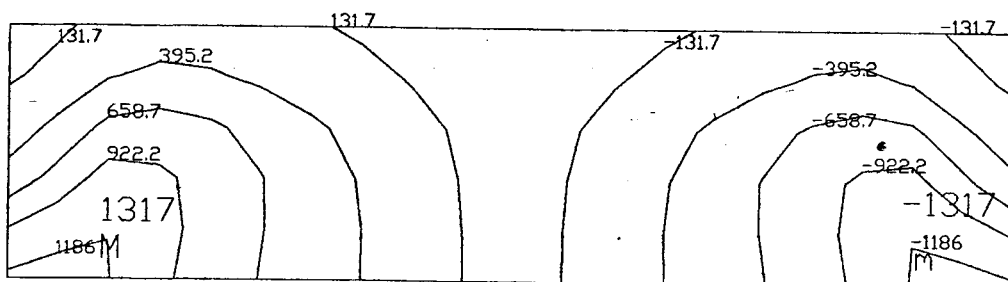


FIGURA A.11 - MODELO PAR305

Esforços solicitantes na viga



(a)



(a)

FIGURA A.12 - MODELO PAR306

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

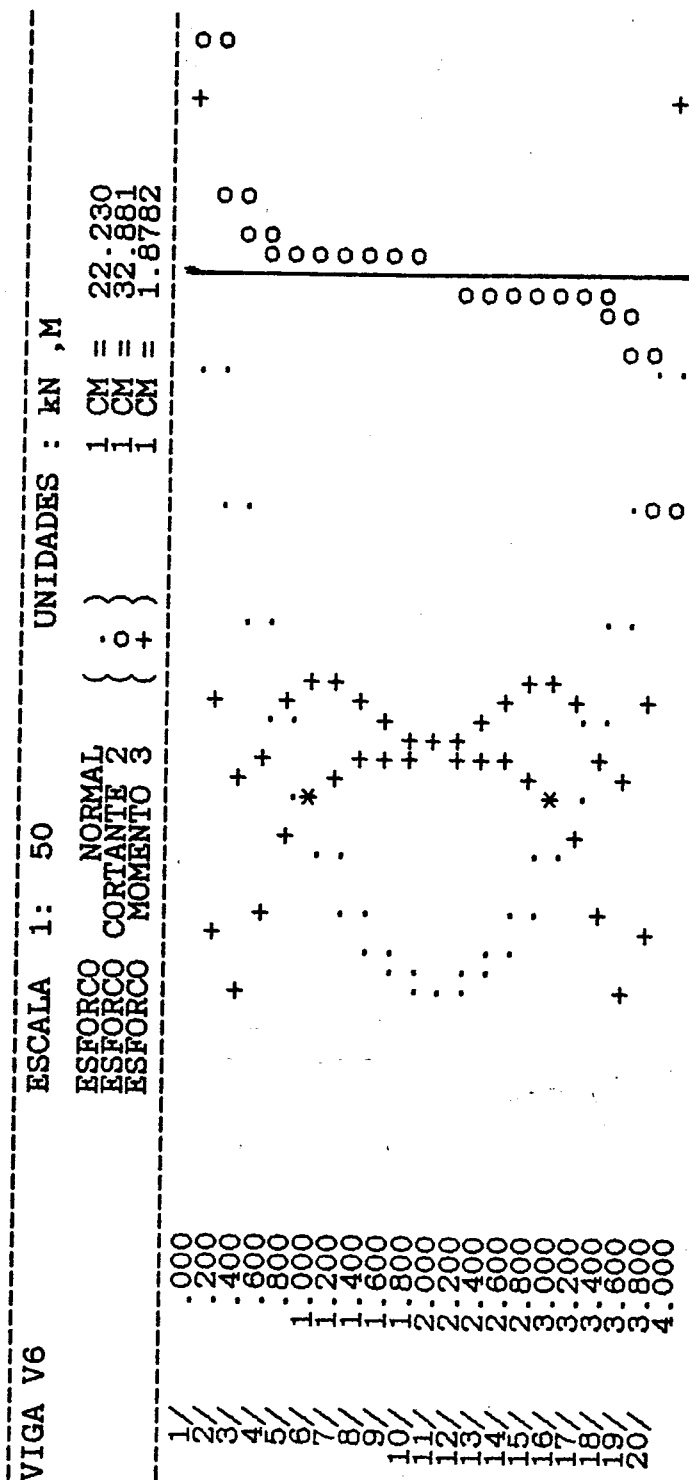
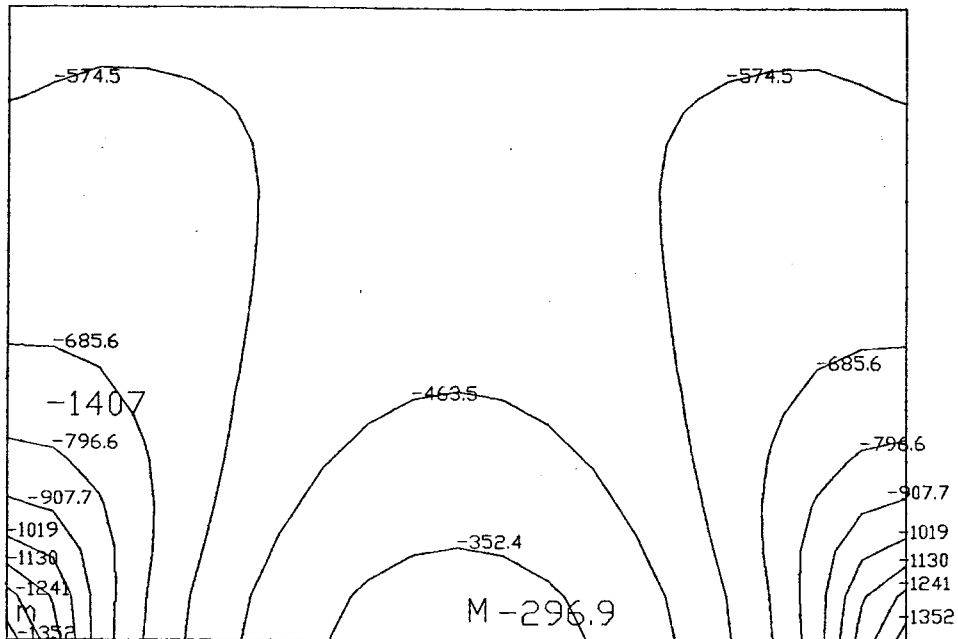
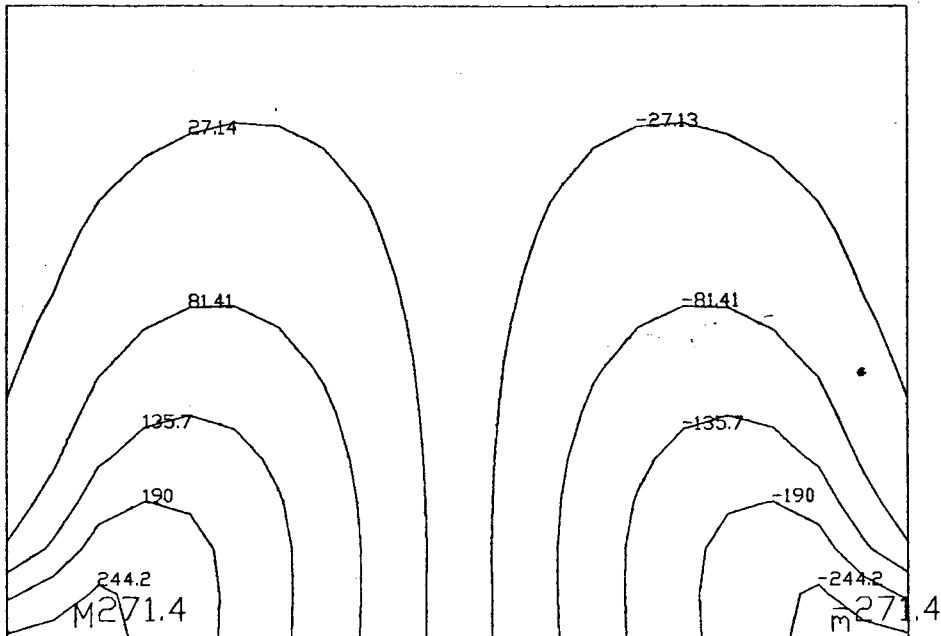


FIGURA A.13 - MODELO PAR306

Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA A.14 - MODELO PAR307

(a) Tensões normais verticais (kN/m²)(b) Tensões cisalhantes (kN/m²)

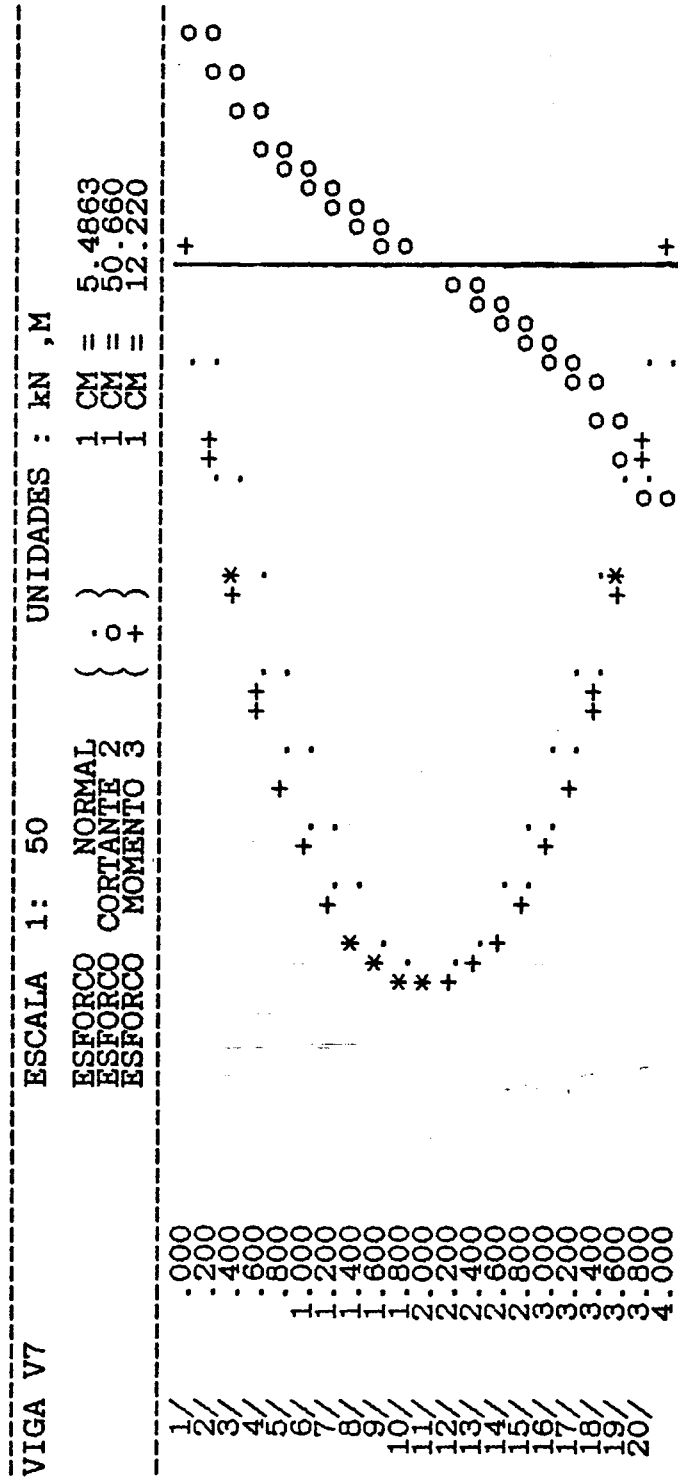
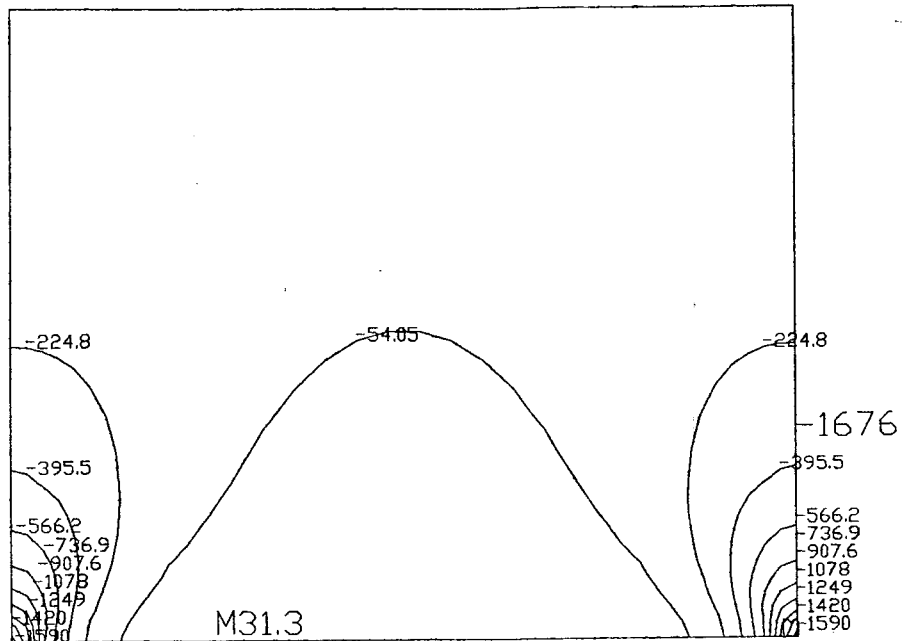


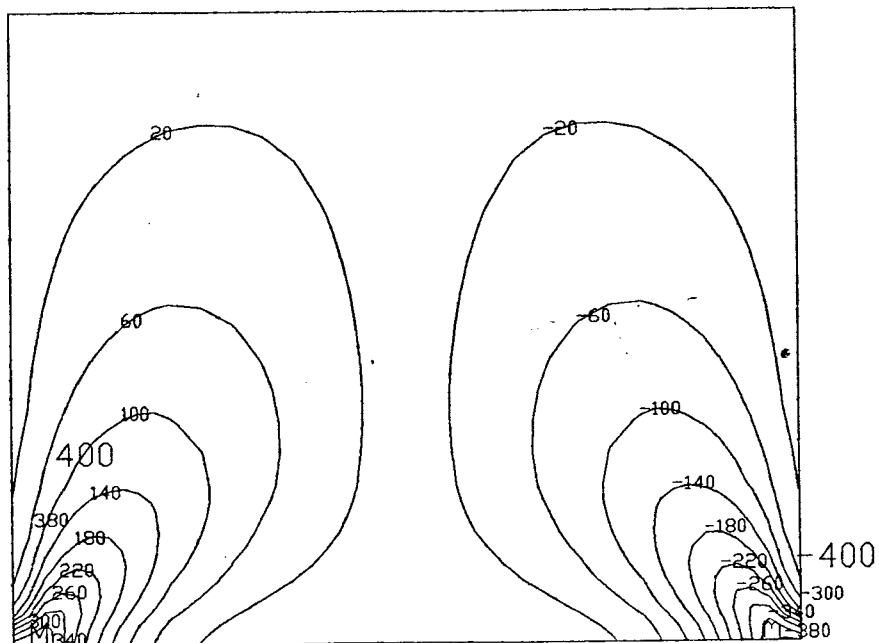
FIGURA A.15 - MODELO PAR307

Esforços solicitantes na viga

ANEXO B



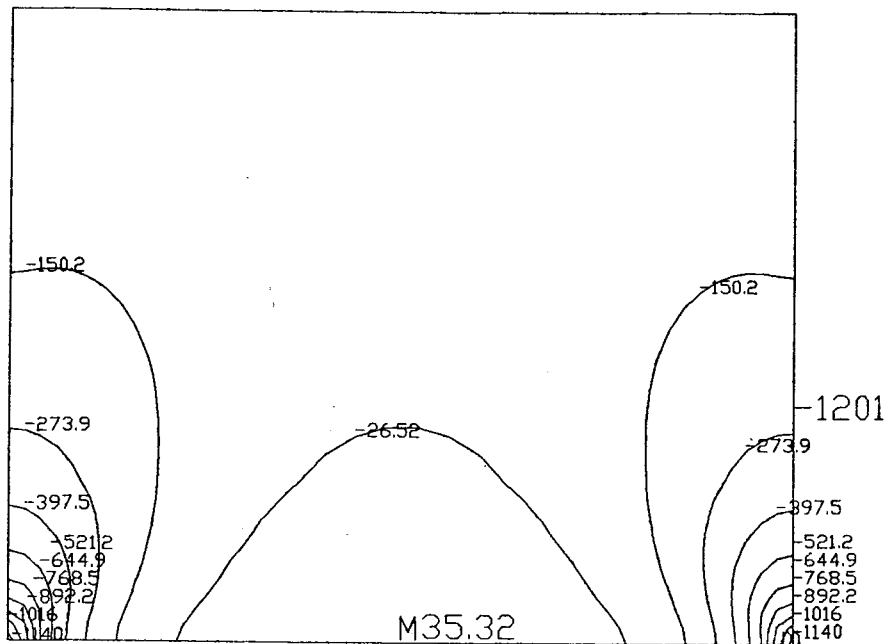
(a)



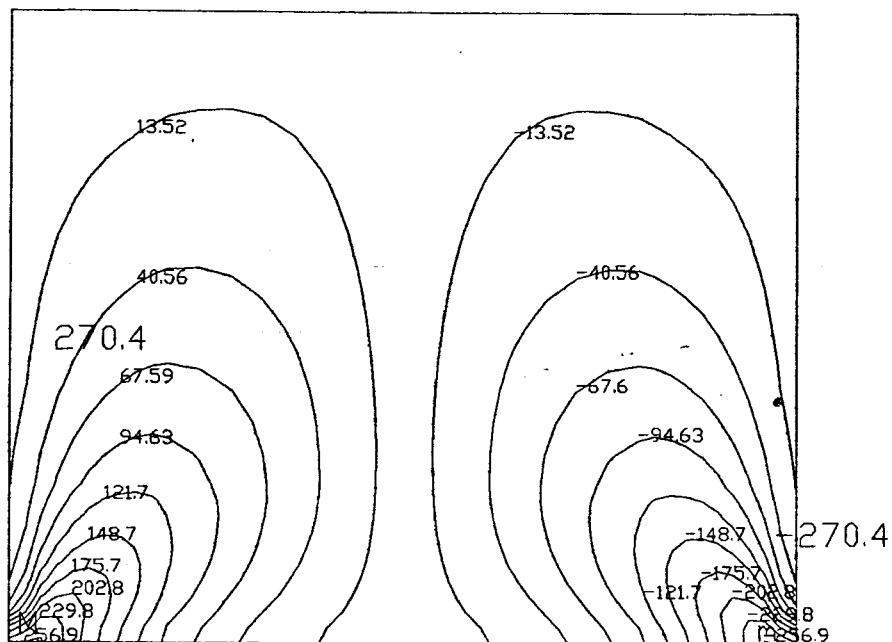
(b)

FIGURA B.1 - MODELO PAR308

(a) Tensões normais verticais (kN/m²)(b) Tensões cisalhantes (kN/m²)



(a)



(b)

FIGURA B.3 - MODELO PAR309

(a) Tensões normais verticais (kN/m²)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m²)

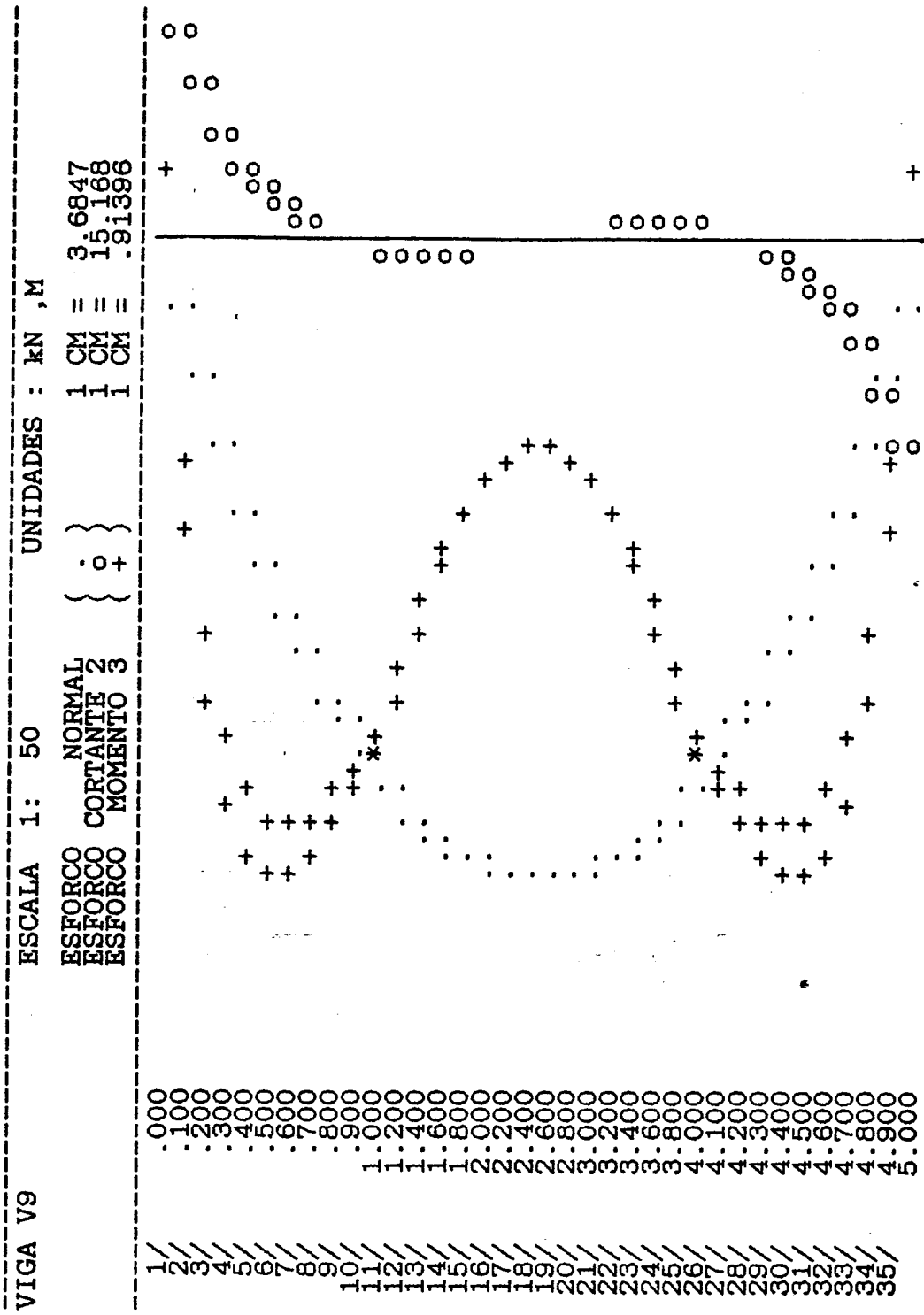
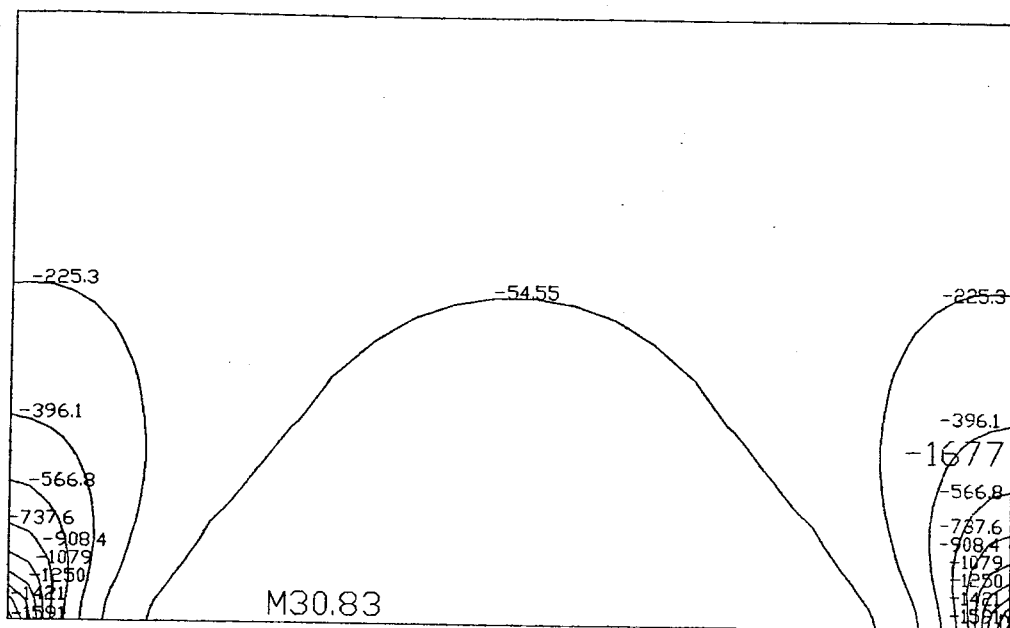
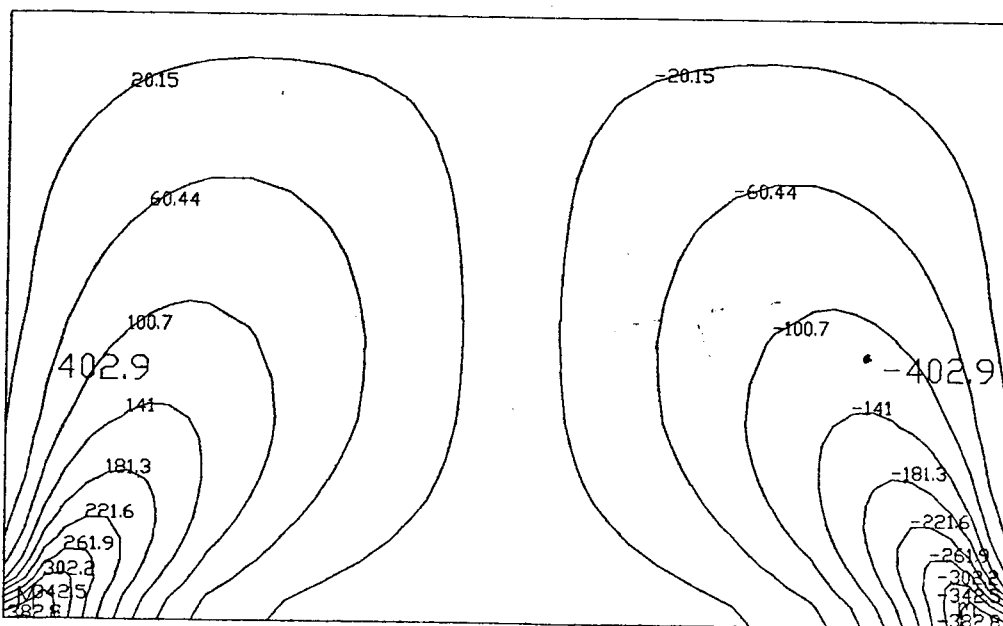


FIGURA B.4 - MODELO PAR309
Esforços solicitantes na viga



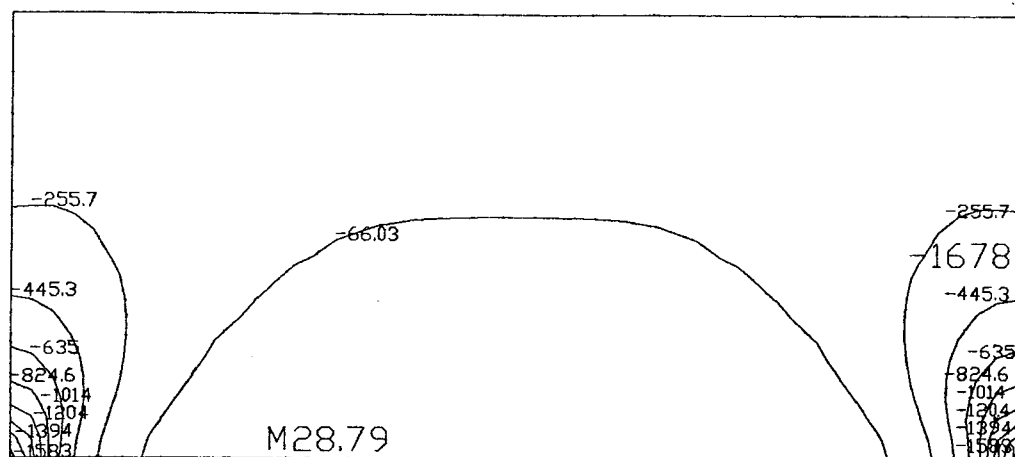
(a)



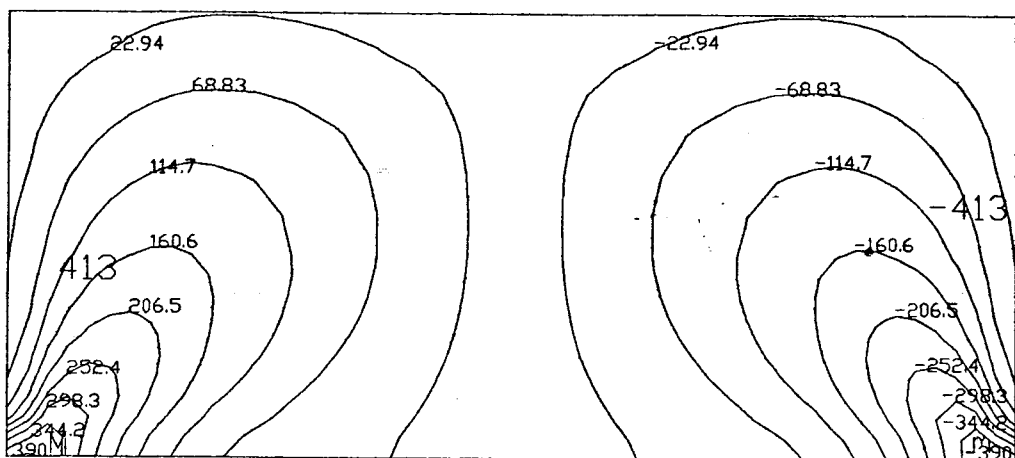
(b)

FIGURA B.5 - MODELO PAR310

- (a) Tensões normais verticais (kN/m^2)
- (b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)



(a)



(b)

FIGURA B.7 - MODELO PAR311

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

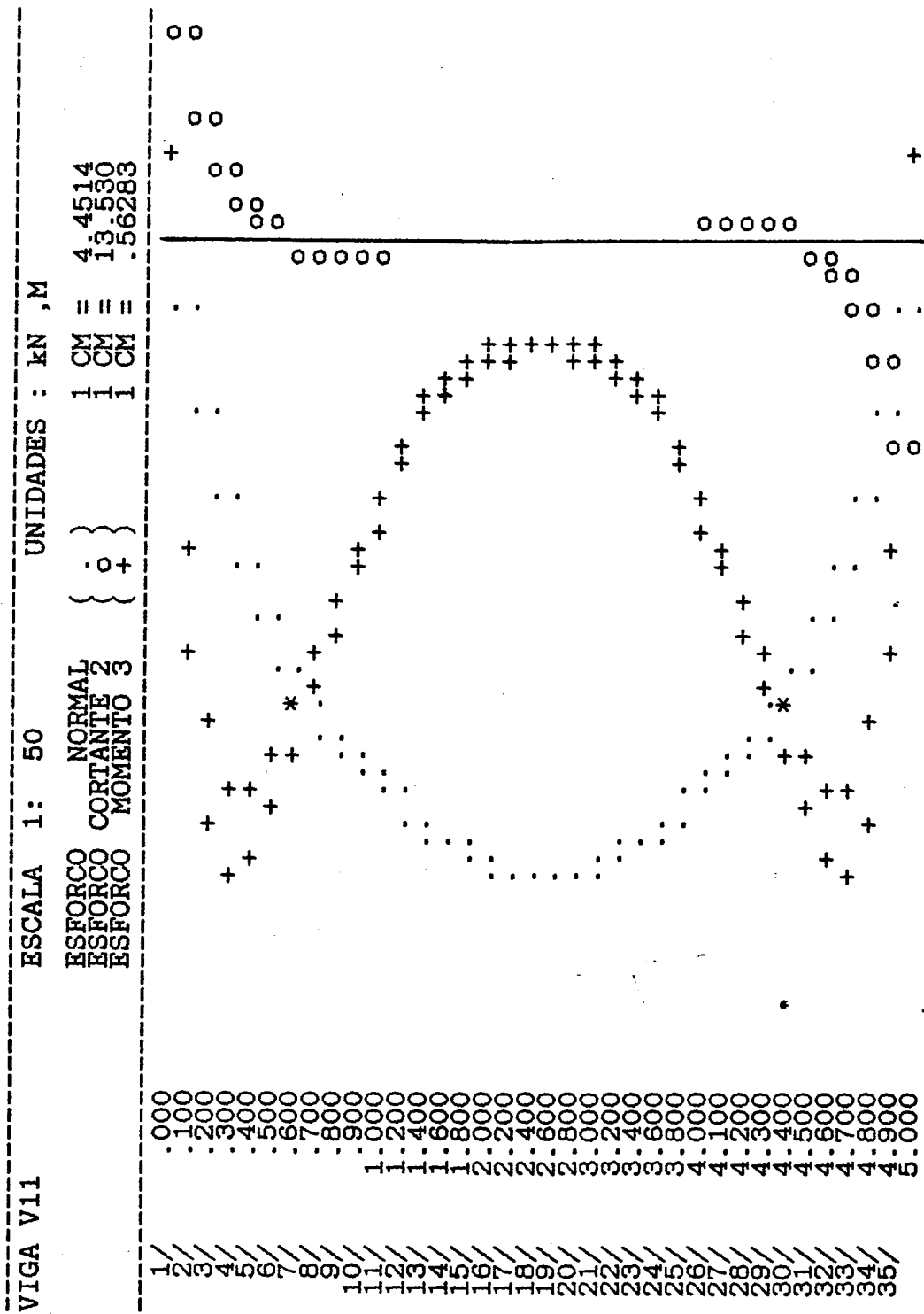
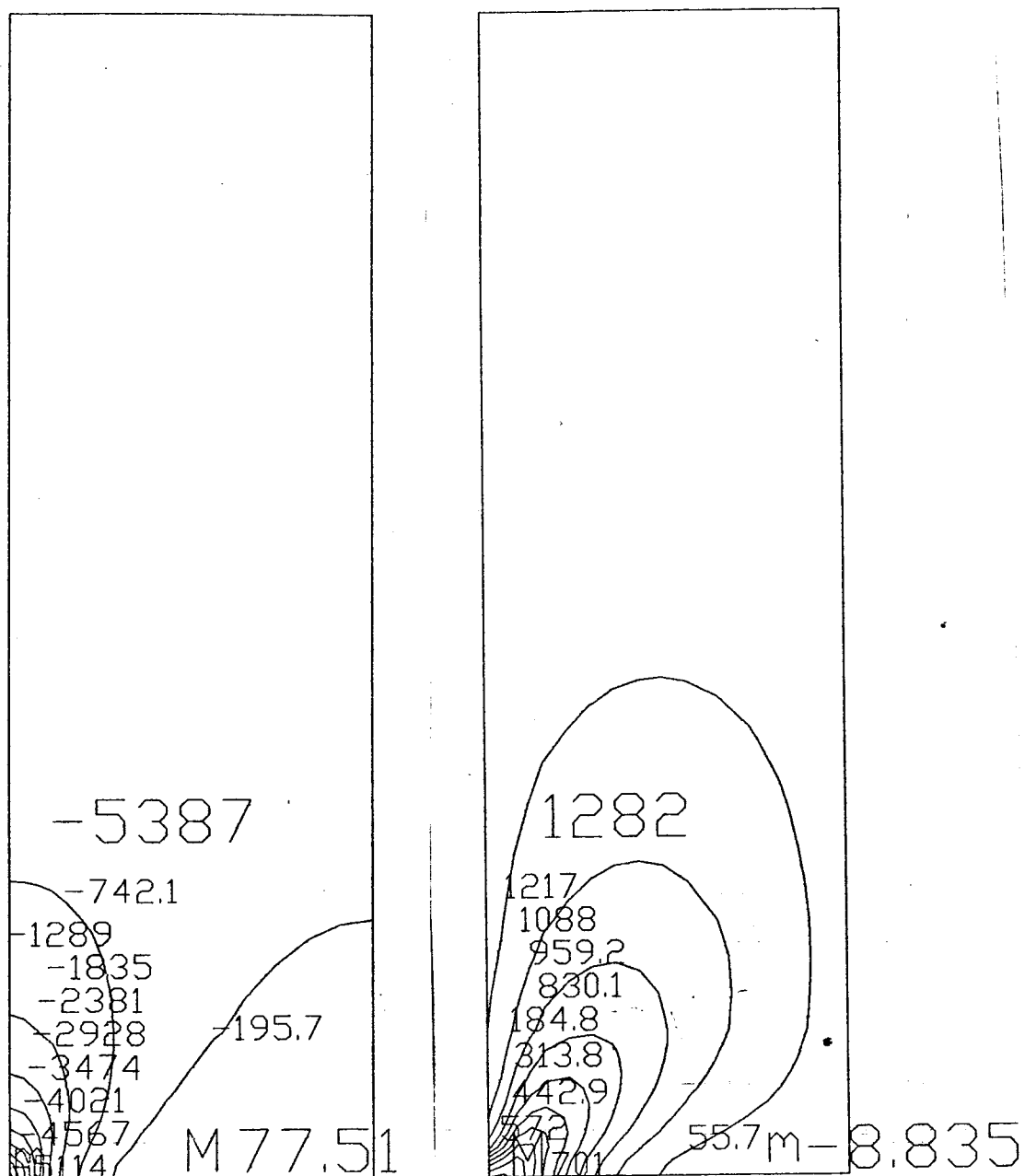


FIGURA B.8 - MODELO PAR311
Esforços solicitantes na viga

ANEXO C



(a)

(b)

FIGURA C.1 - MODELO PAR312

(a) Tensões normais verticais (kN/m²)(b) Tensões cisalhantes (kN/m²)

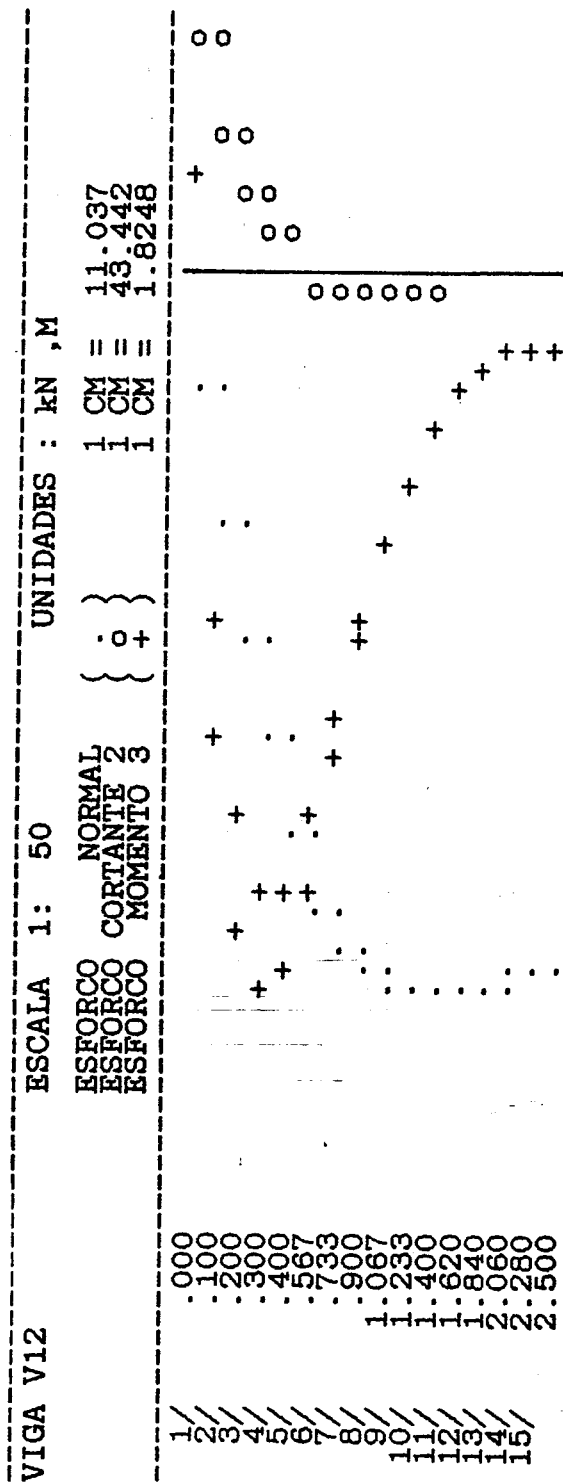


FIGURA C.2 - MODELO PAR312

Esforços solicitantes na viga

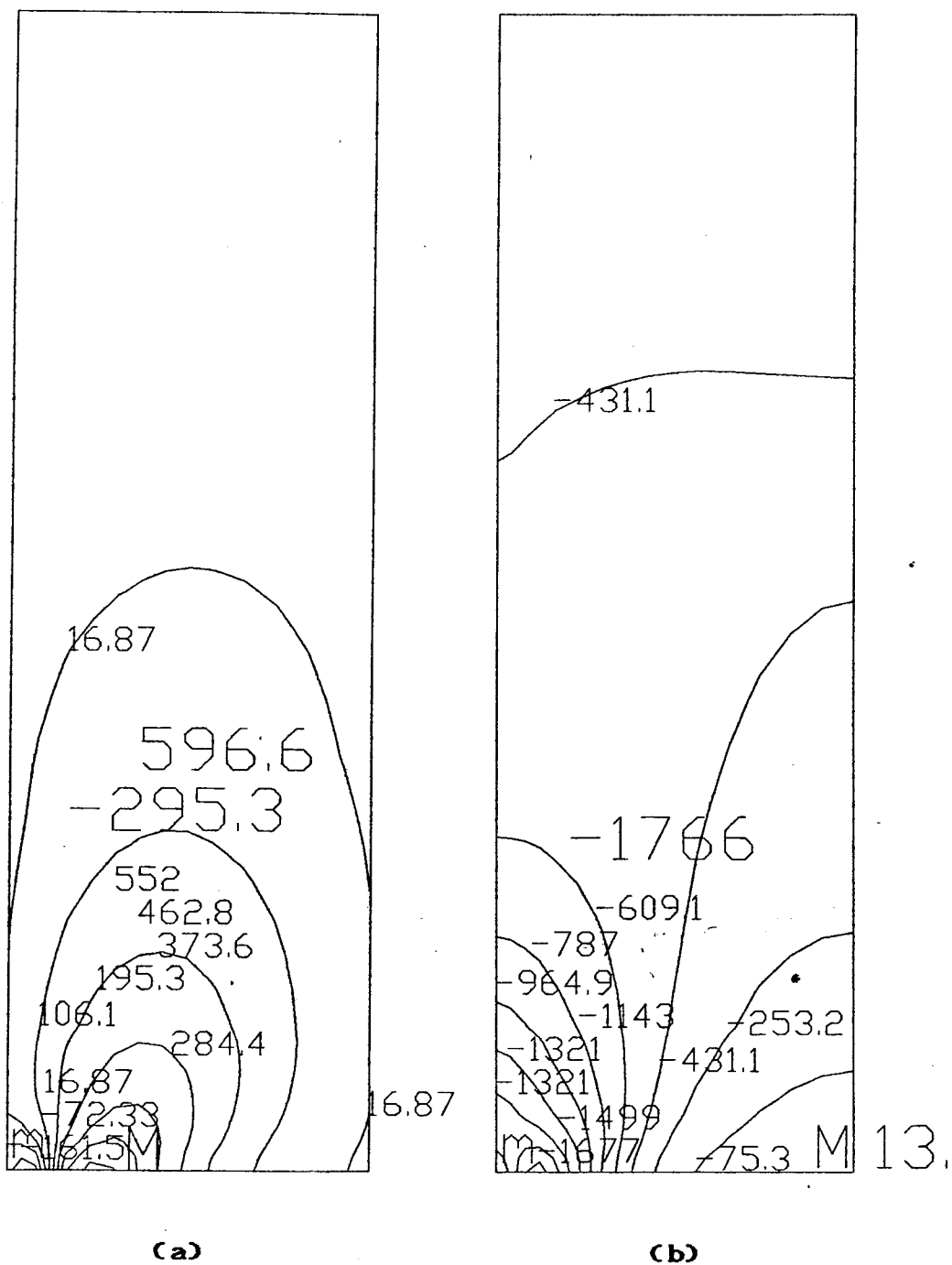


FIGURA C.3 - MODELO PAR313

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

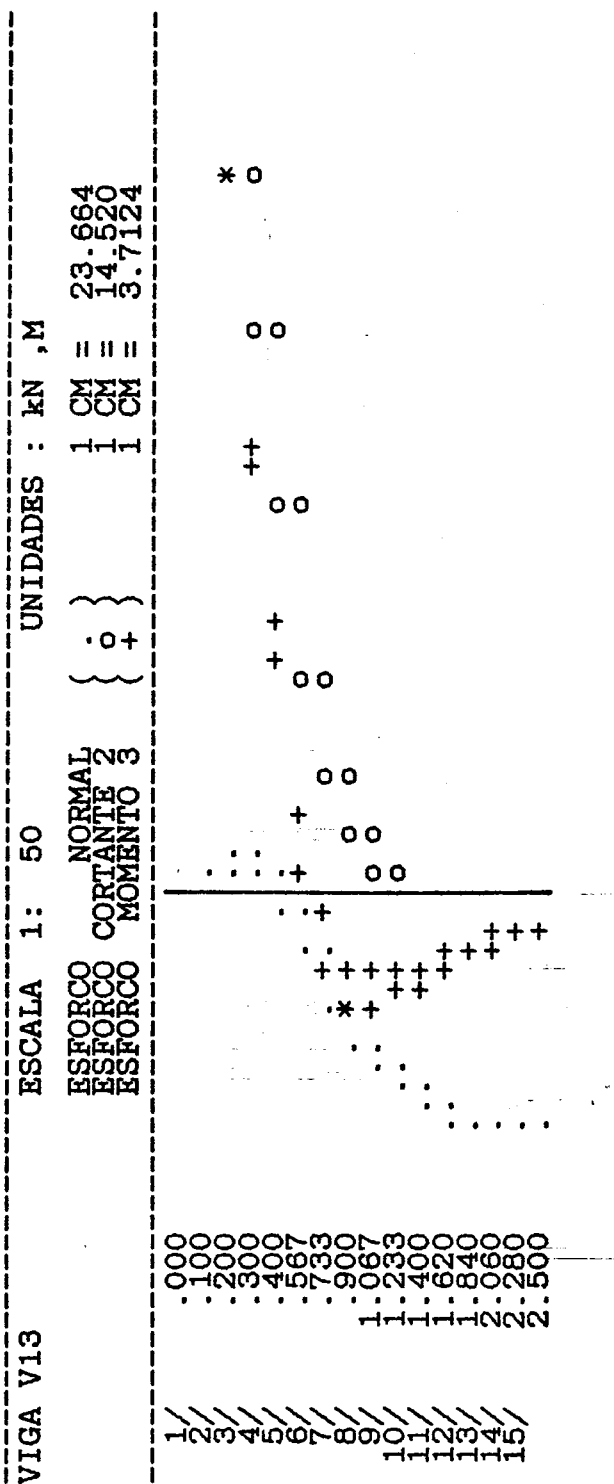
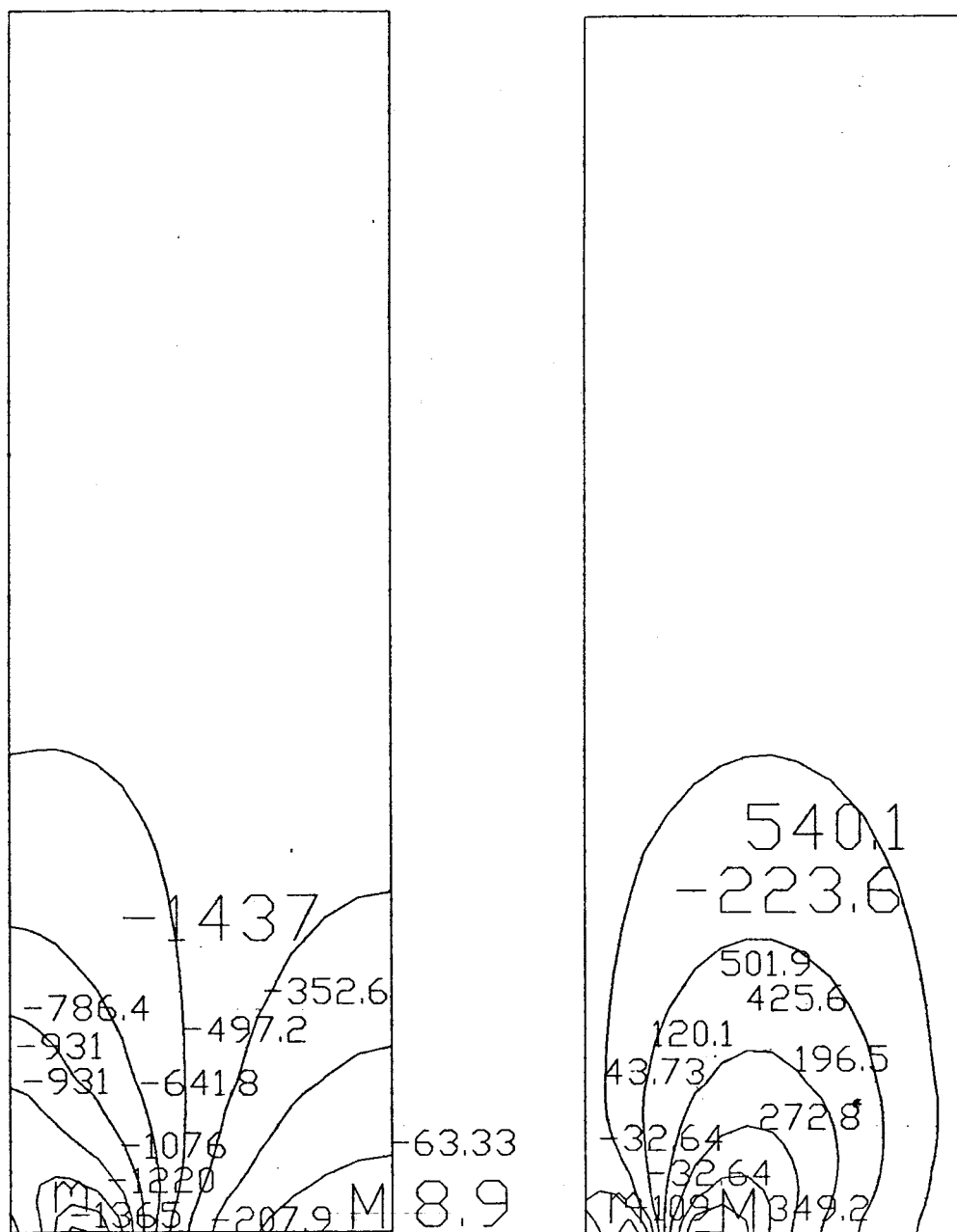


FIGURA C.4 - MODELO PAR313

Esforços solicitantes na viga



(a)

(b)

FIGURA C.5 - MODELO PAR314

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

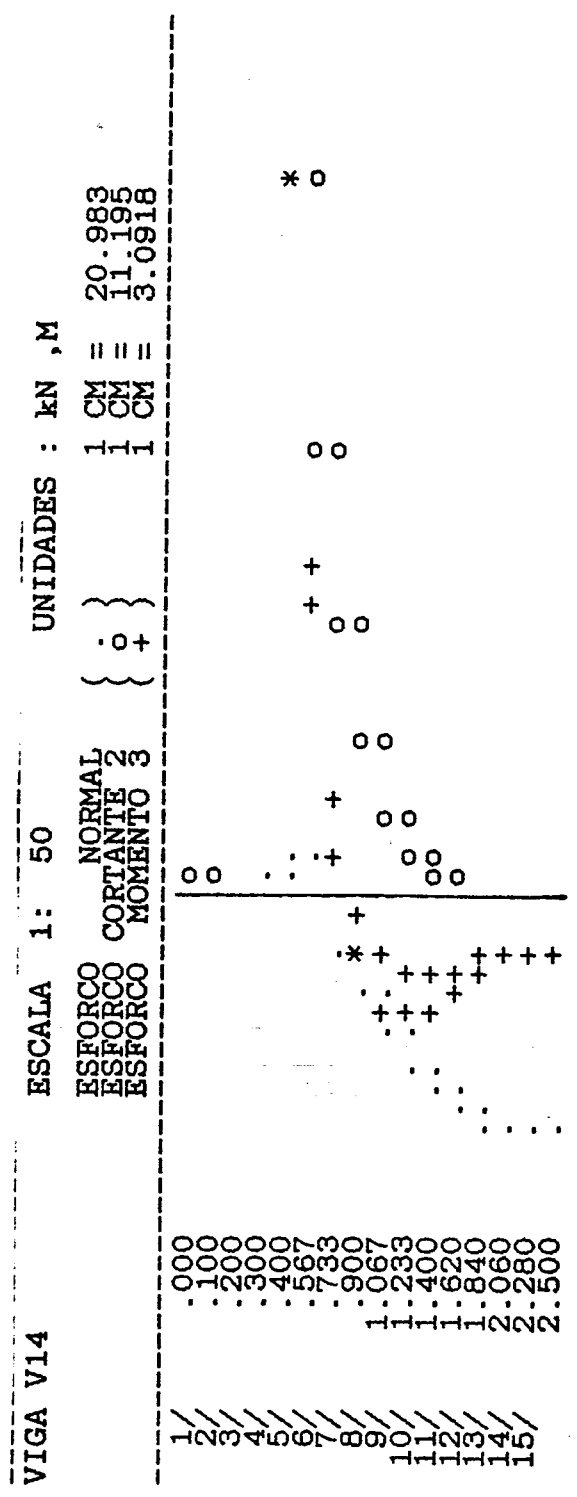
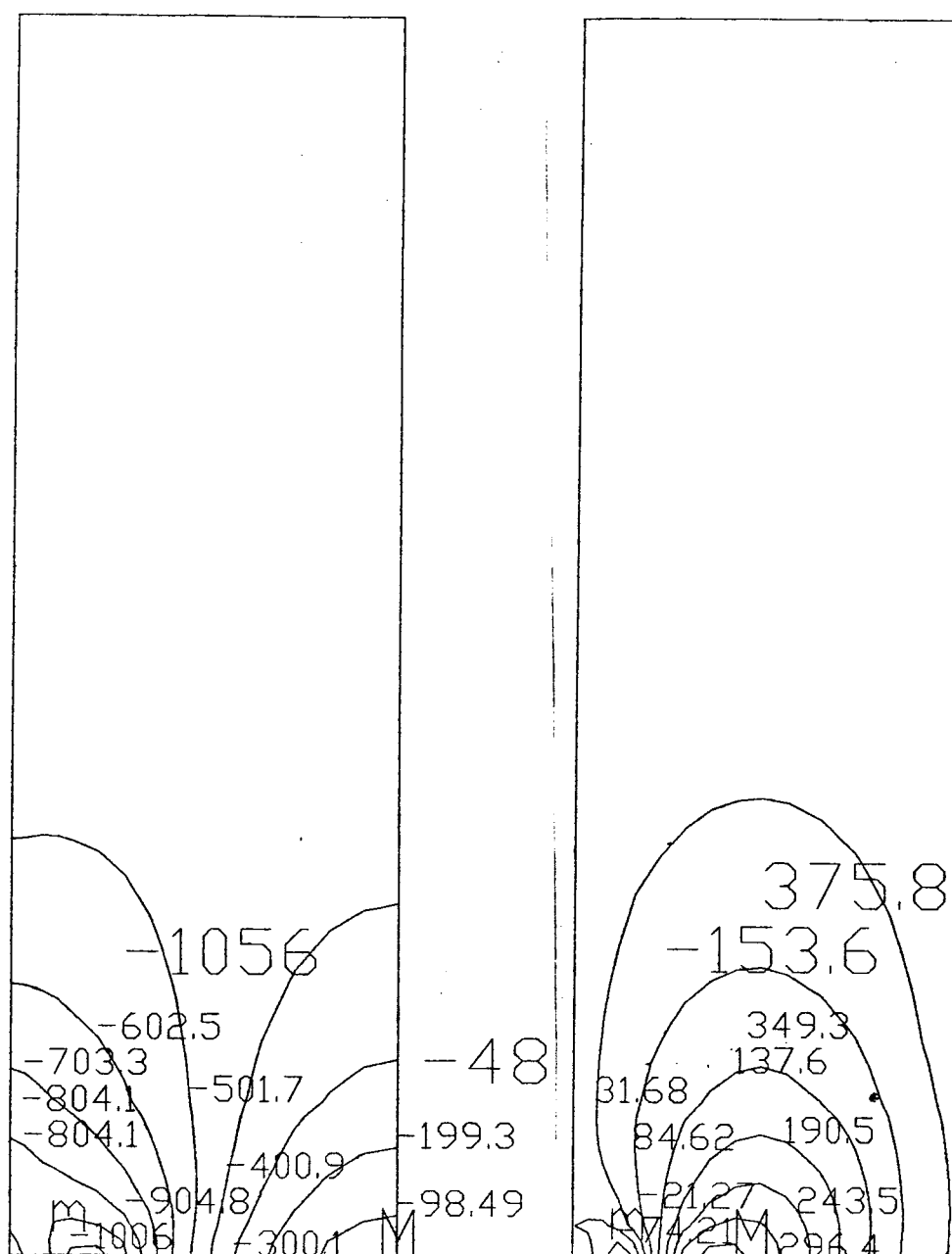


FIGURA C.6 - MODELO PAR314

Esforços solicitantes na viga



(a)

(b)

FIGURA C.7 - MODELO PAR315

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

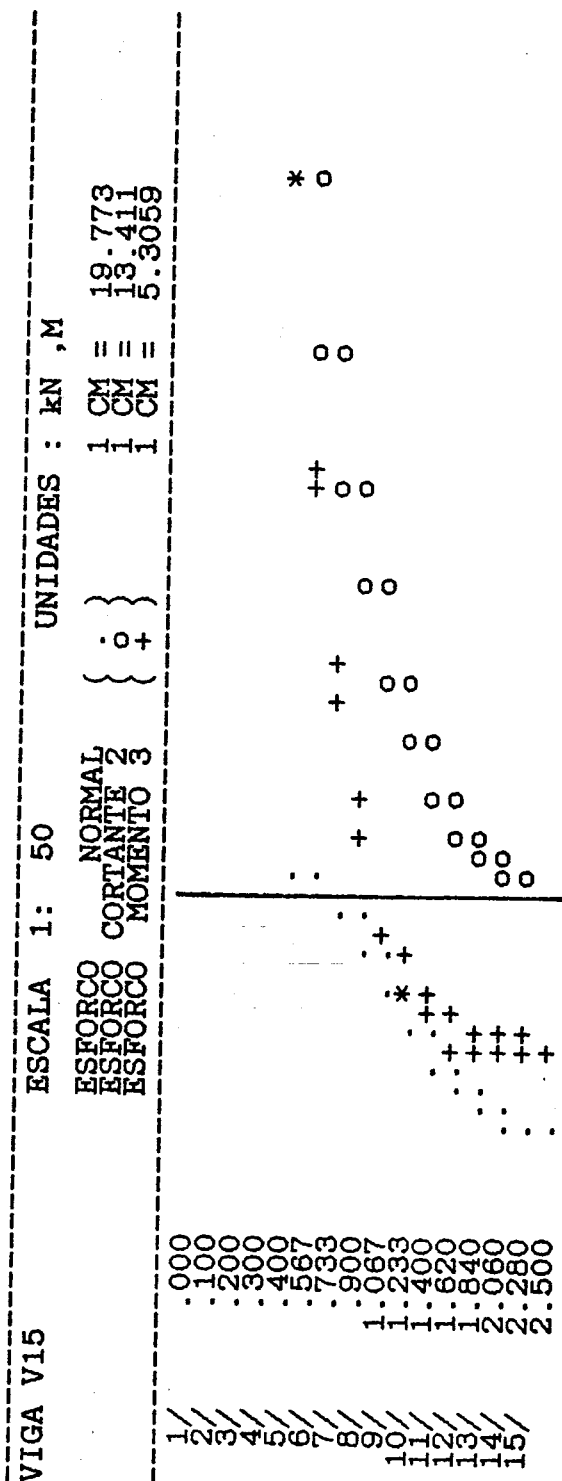
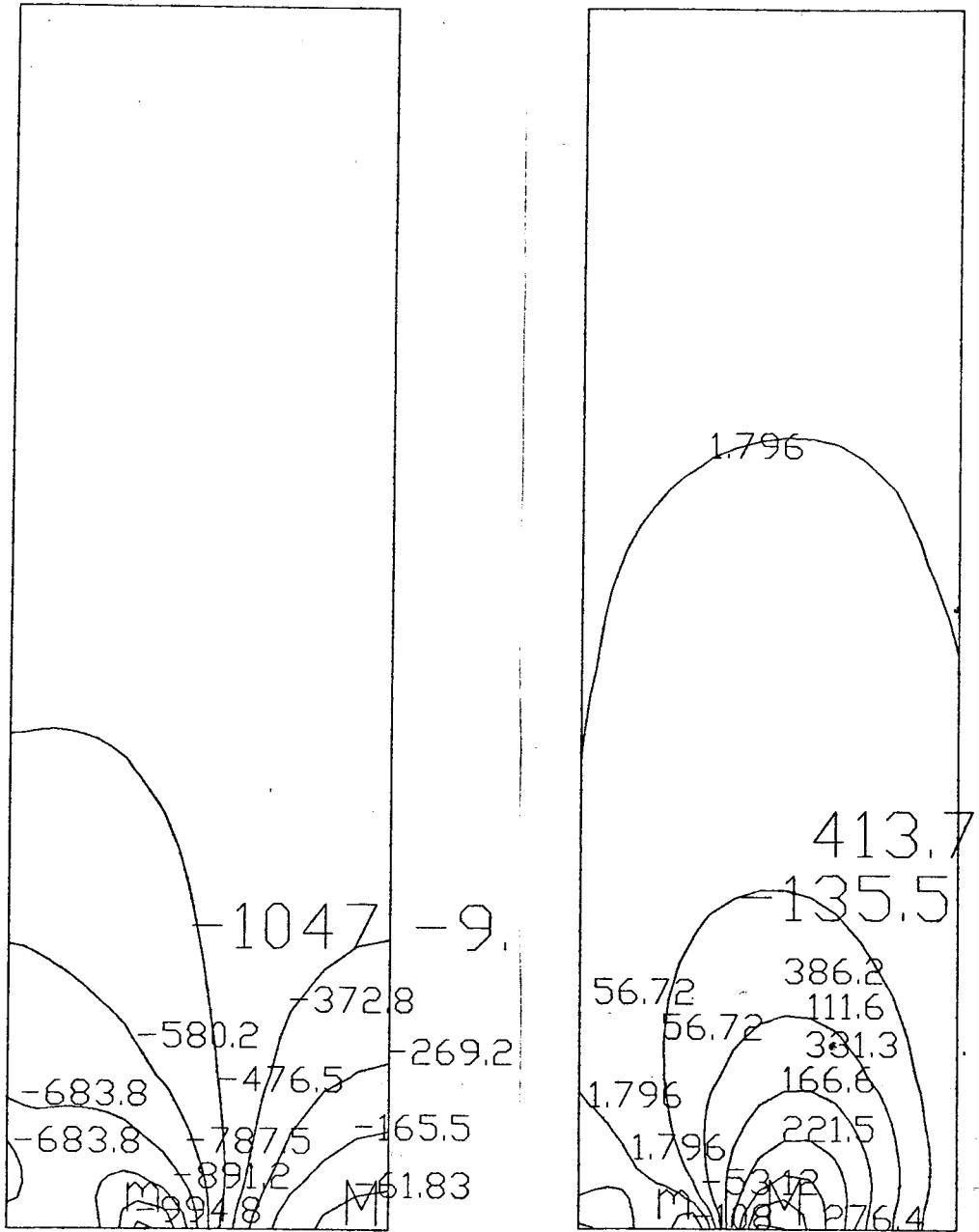


FIGURA C.8 - MODELO PAR315
Esforços solicitantes na viga



(a)

(b)

FIGURA C.9 - MODELO PAR316

(a) Tensões normais verticais (kN/m²)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m²)

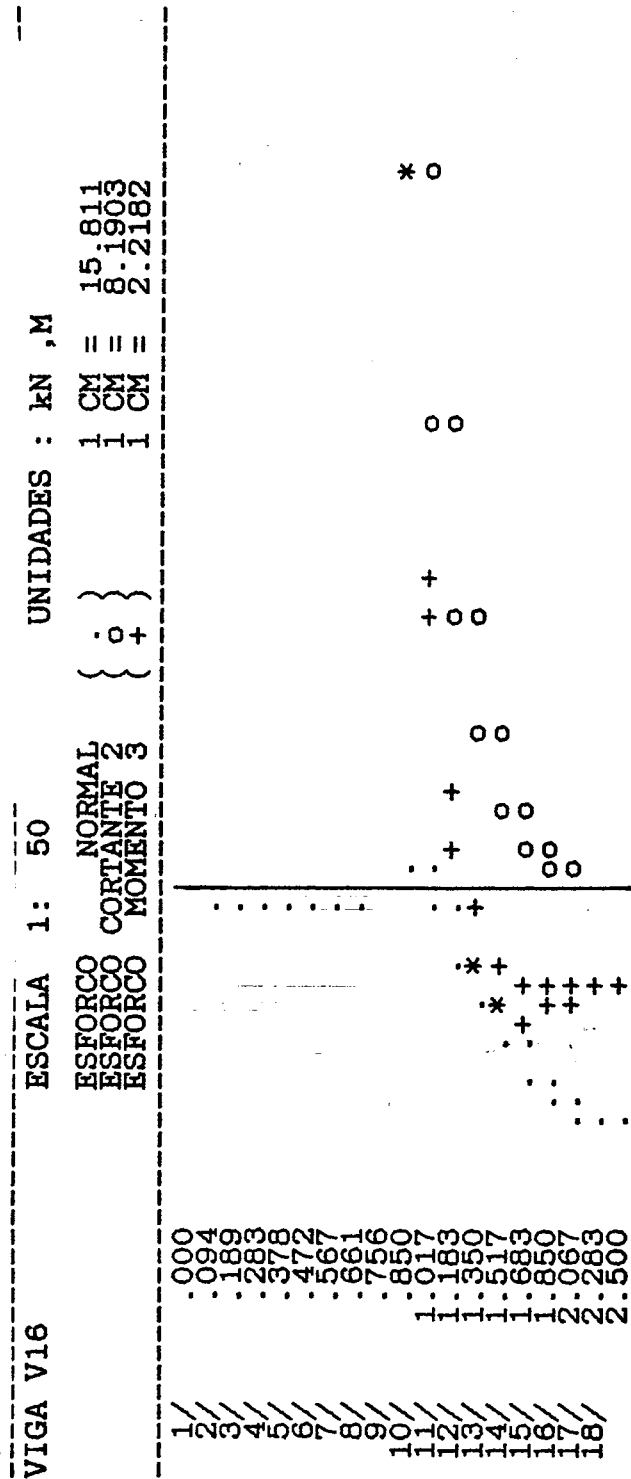
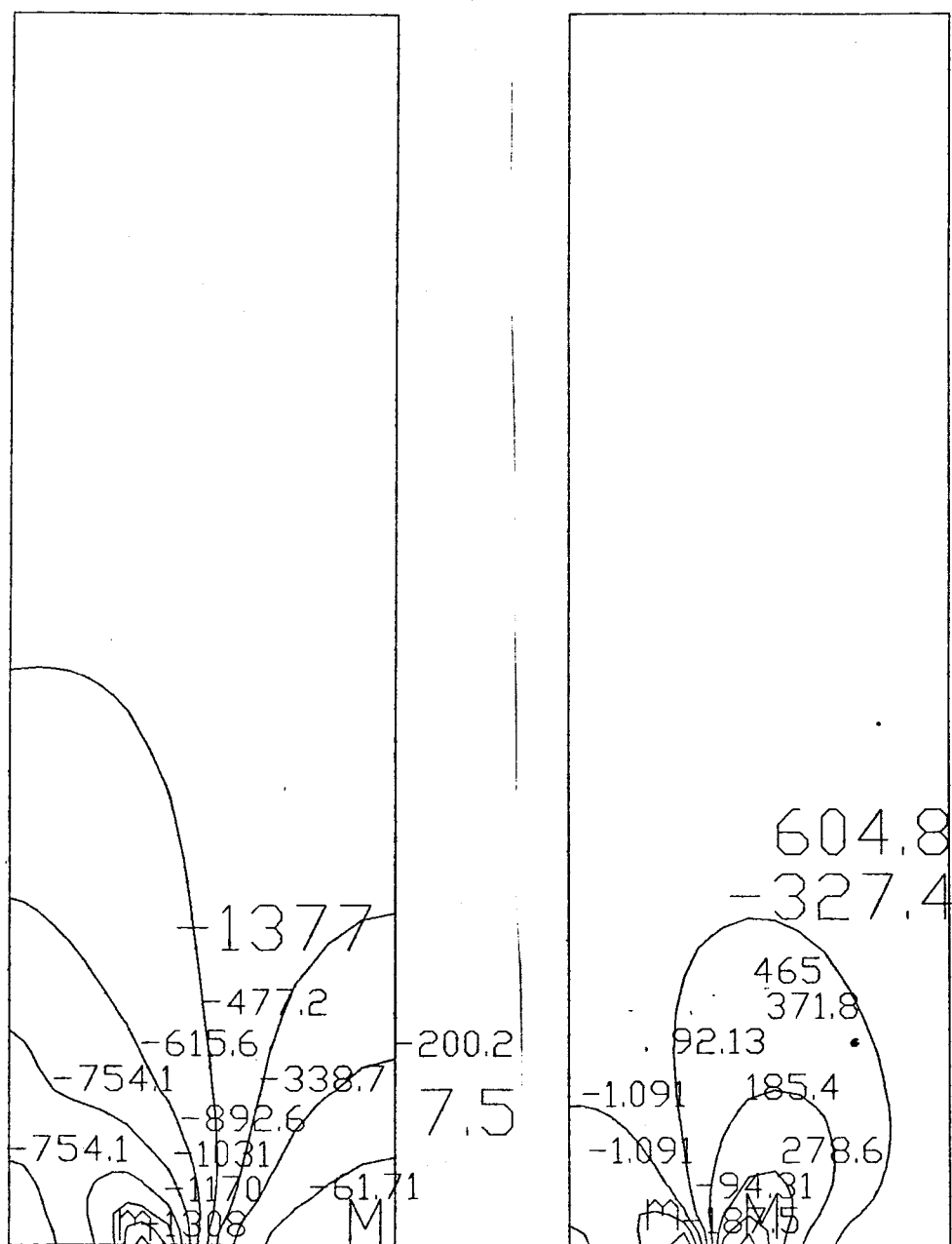


FIGURA C.10 - MODELO PAR316

Esforços solicitantes na viga



(a)

(b)

FIGURA C.11 - MODELO PAR317

(a) Tensões normais verticais (kN/m²)(b) Tensões cisalhantes (kN/m²)

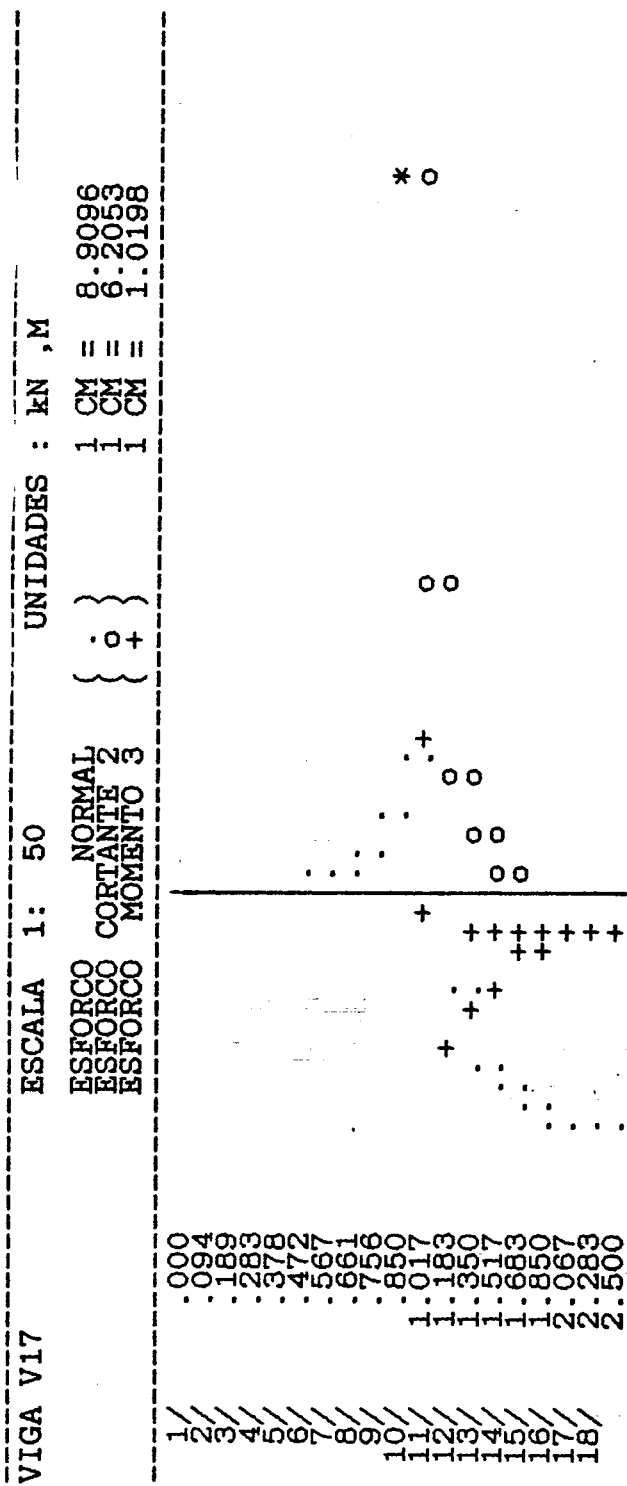
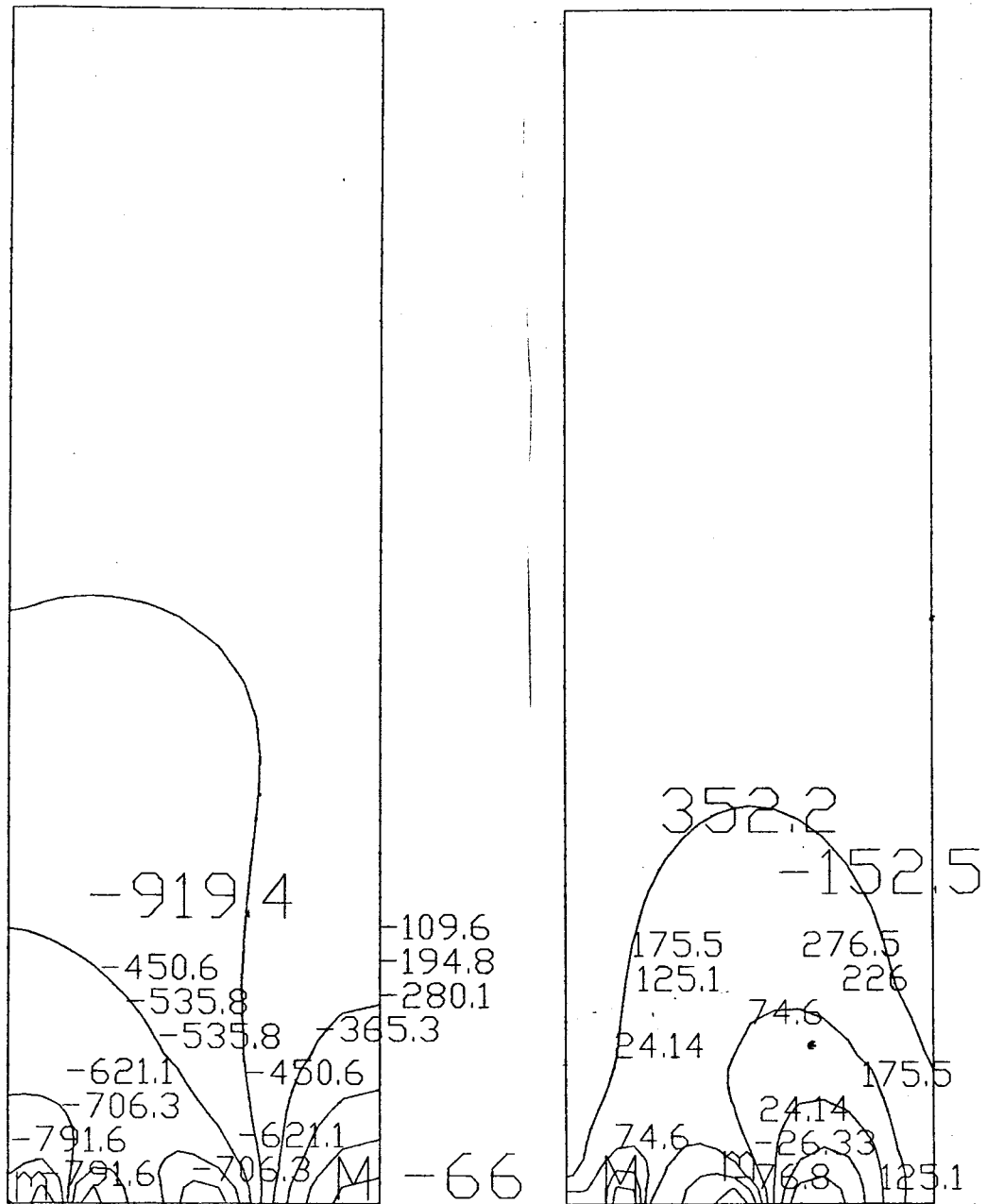


FIGURA C.12 - MODELO PAR317

Esforços solicitantes na viga



(a)

(b)

FIGURA C.13 - MODELO PAR318

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

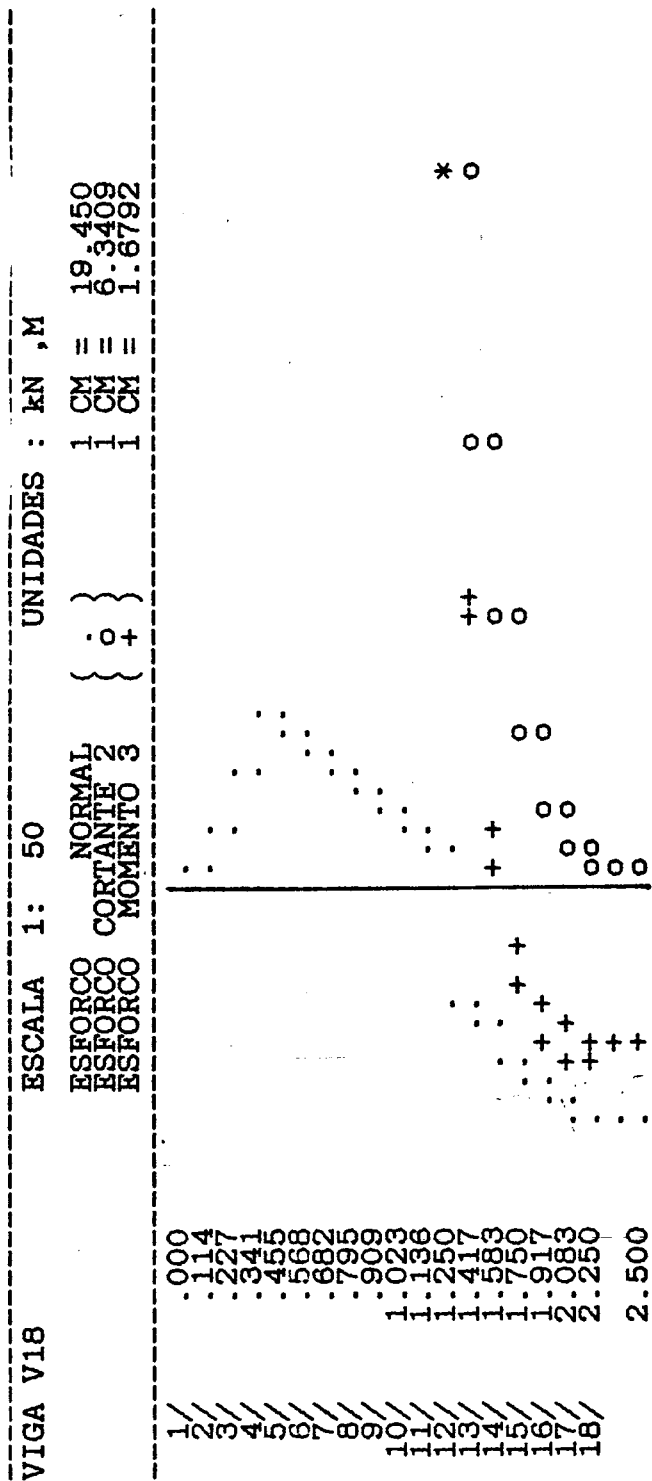
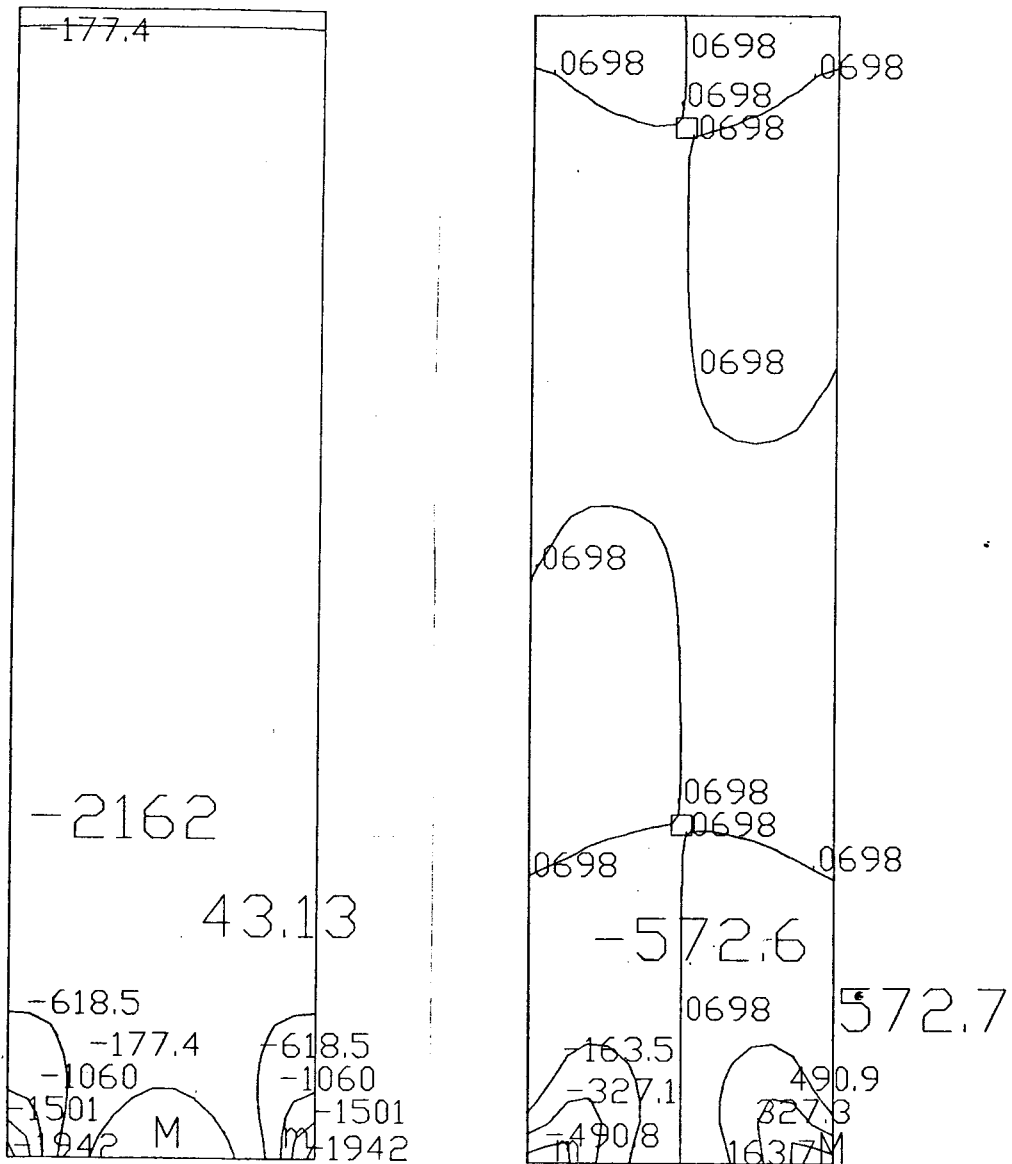


FIGURA C.14 - MODELO PAR318

Esforços solicitantes na viga

ANEXO D



(a)

(b)

FIGURA D.1 - MODELO PAR401

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

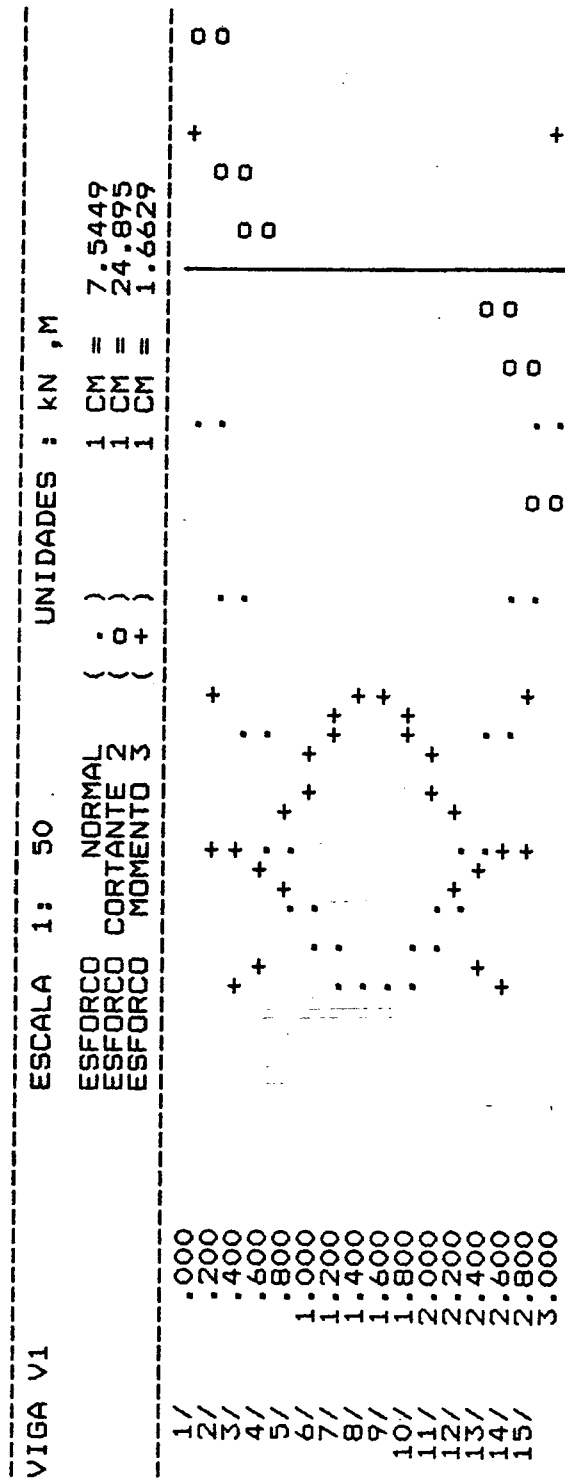
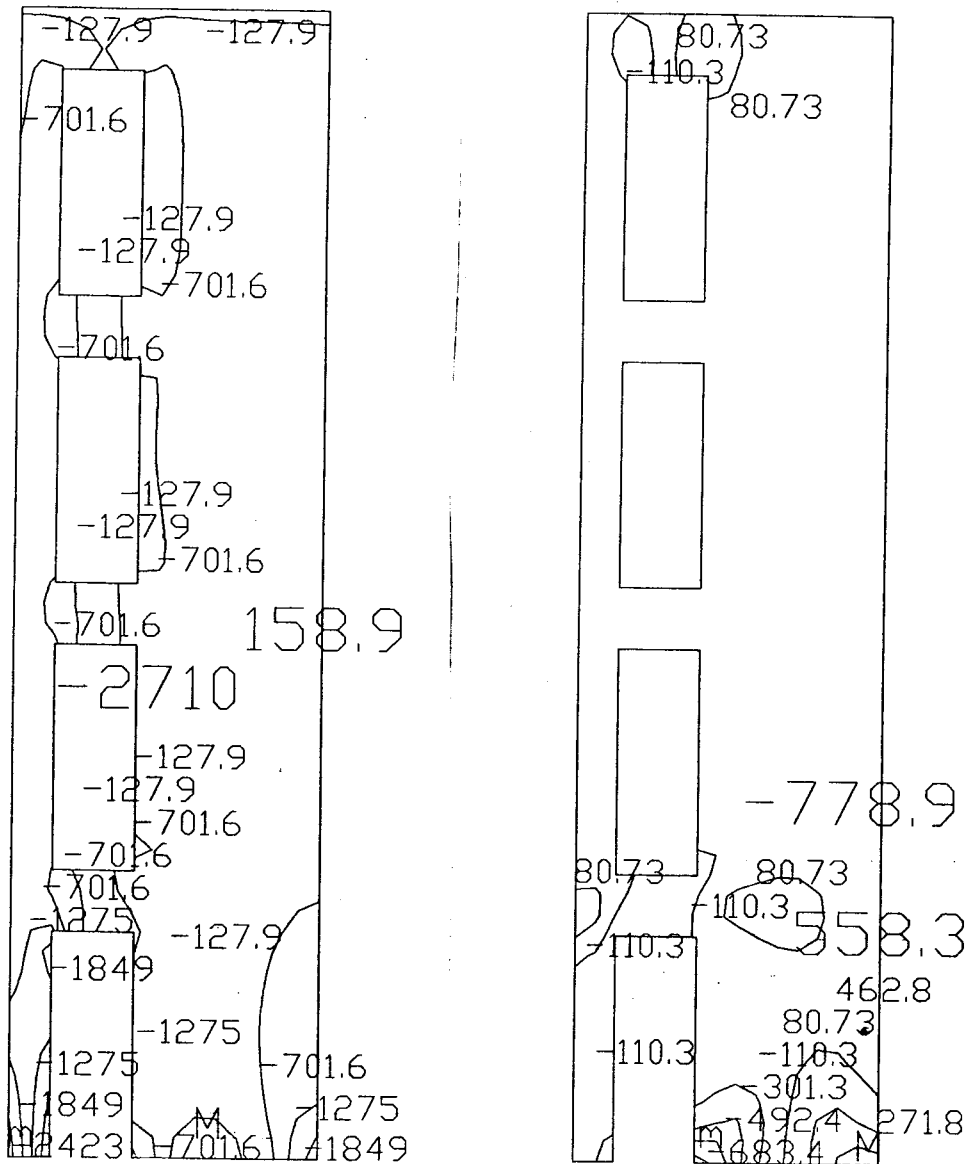


FIGURA D.2 - MODELO PAR401

Esforços solicitantes na viga



(a)

(b)

FIGURA D.3 - MODELO PAR402

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

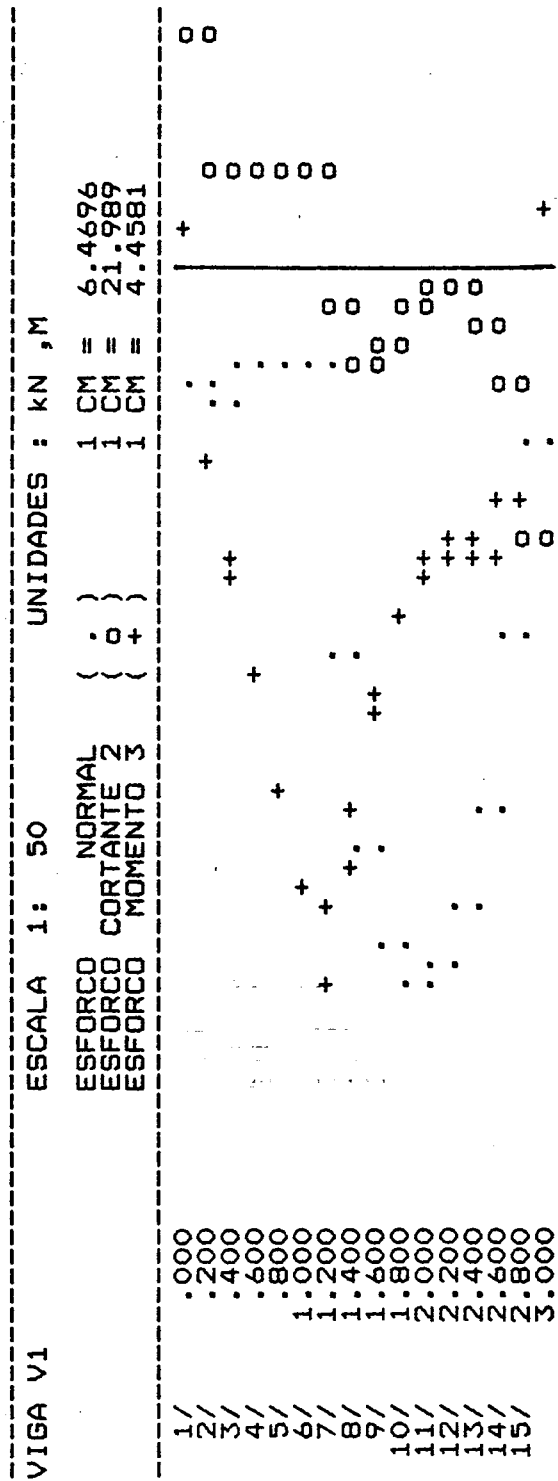
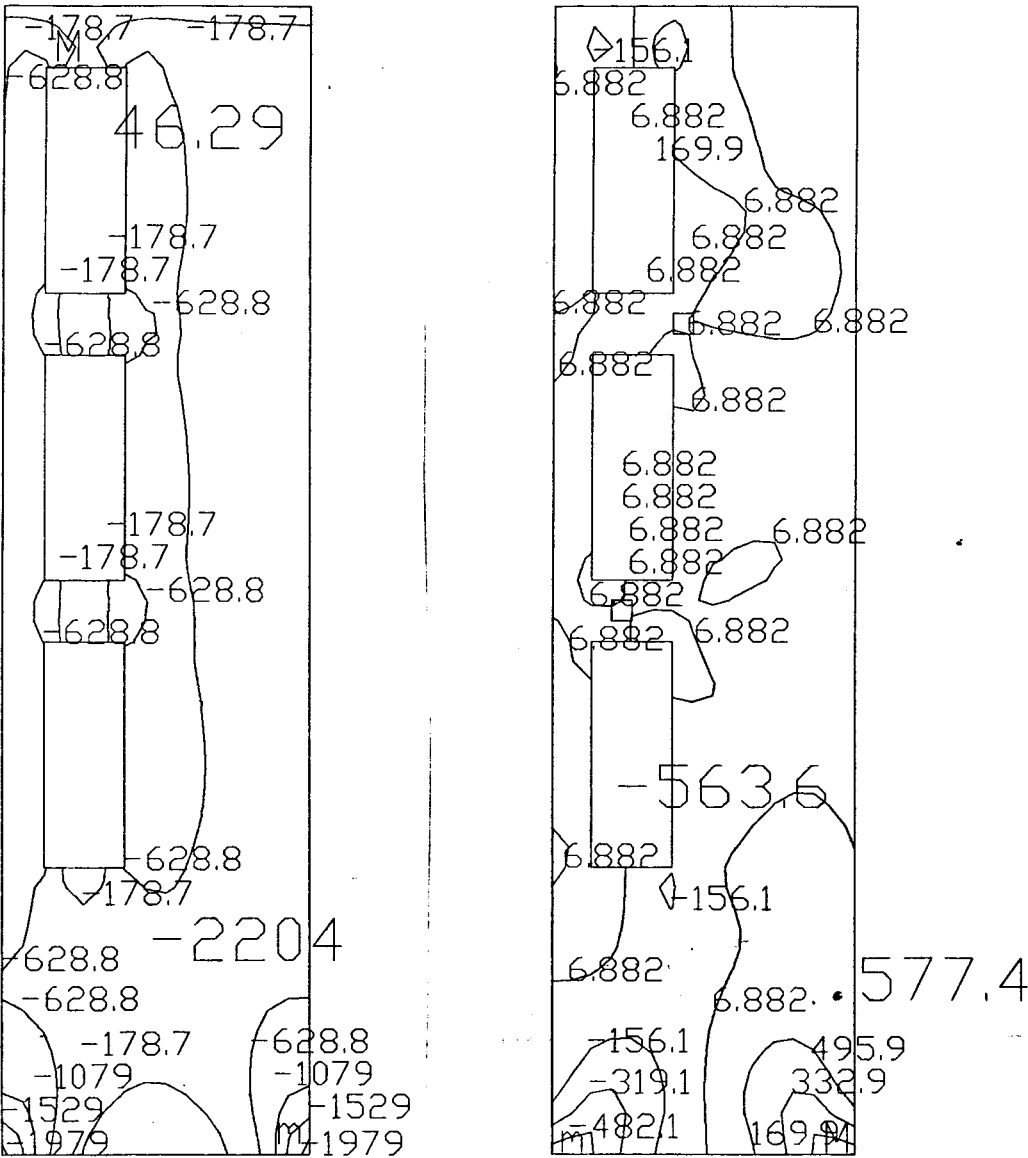


FIGURA D.4 - MODELO PAR402

Esforços solicitantes na viga



(a)

(b)

FIGURA D.5 - MODELO PAR403

- (a) Tensões normais verticais (kN/m²)
- (b) Tensões cisalhantes (kN/m²)

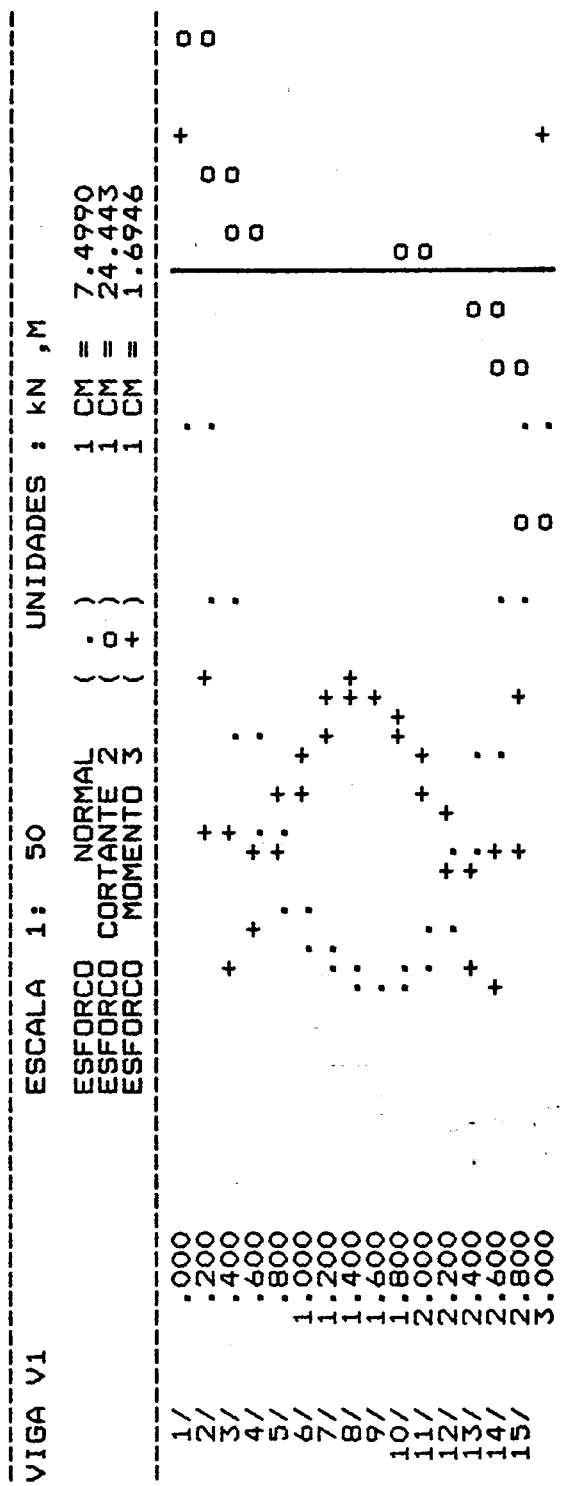
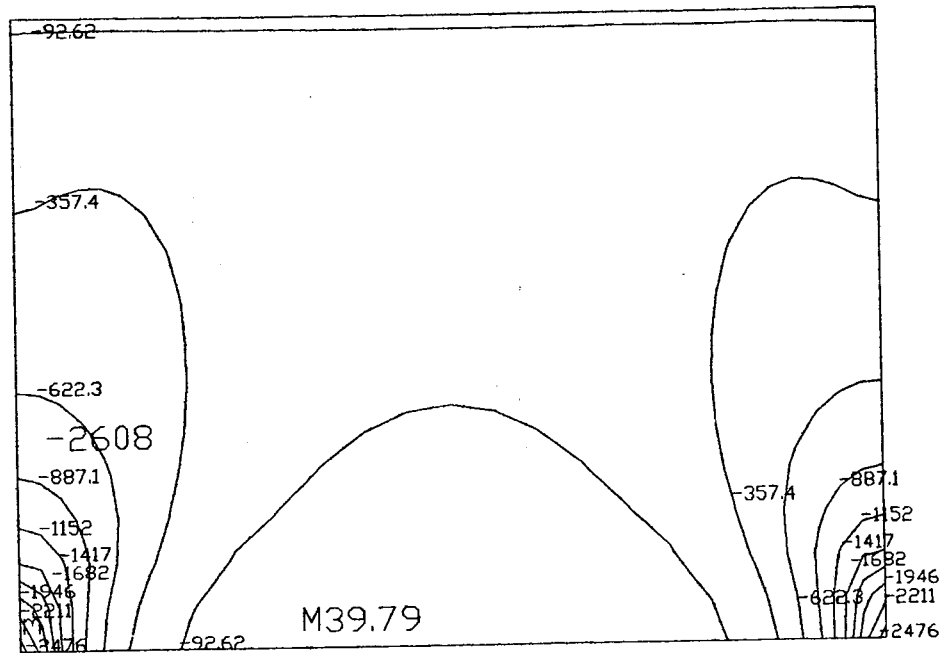
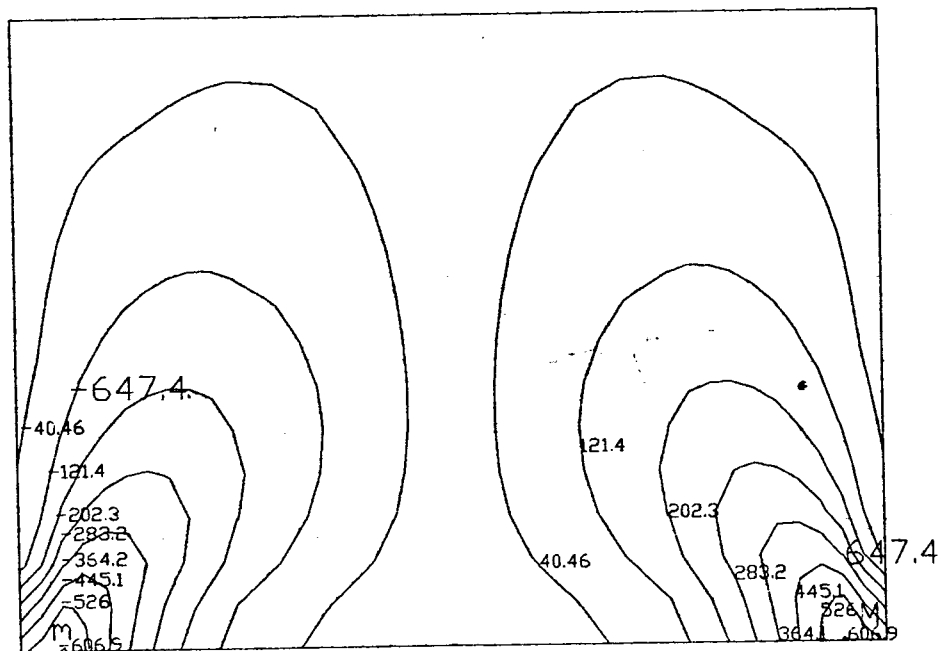


FIGURA D.6 - MODELO PAR403
 Esforços solicitantes na viga

ANEXO E



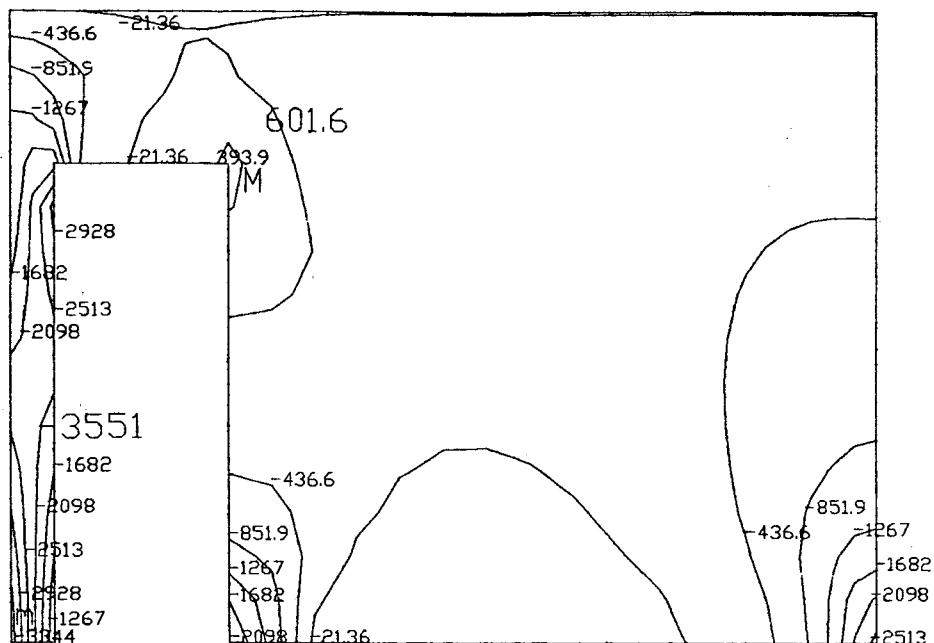
(a)



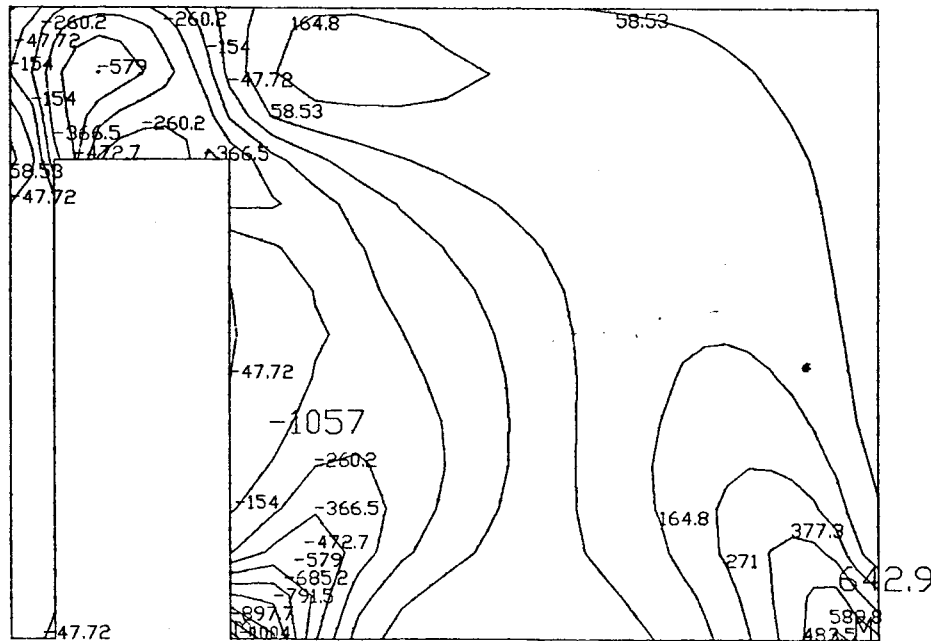
(b)

FIGURA E.1 - MODELO PAR404

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)



(a)



(b)

FIGURA E.3 - MODELO PAR405

- (a) Tensões normais verticais (kN/m^2)
- (b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

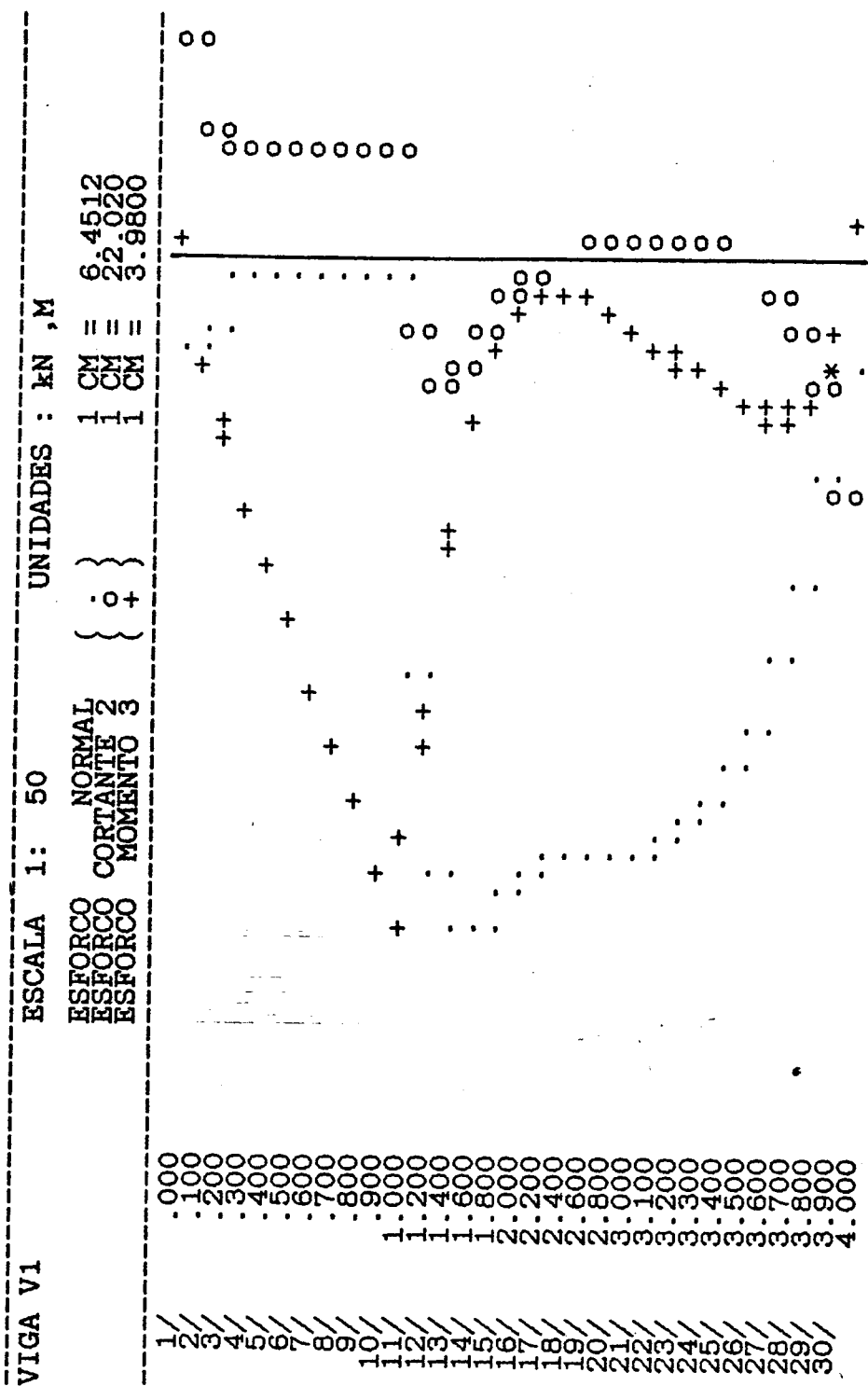
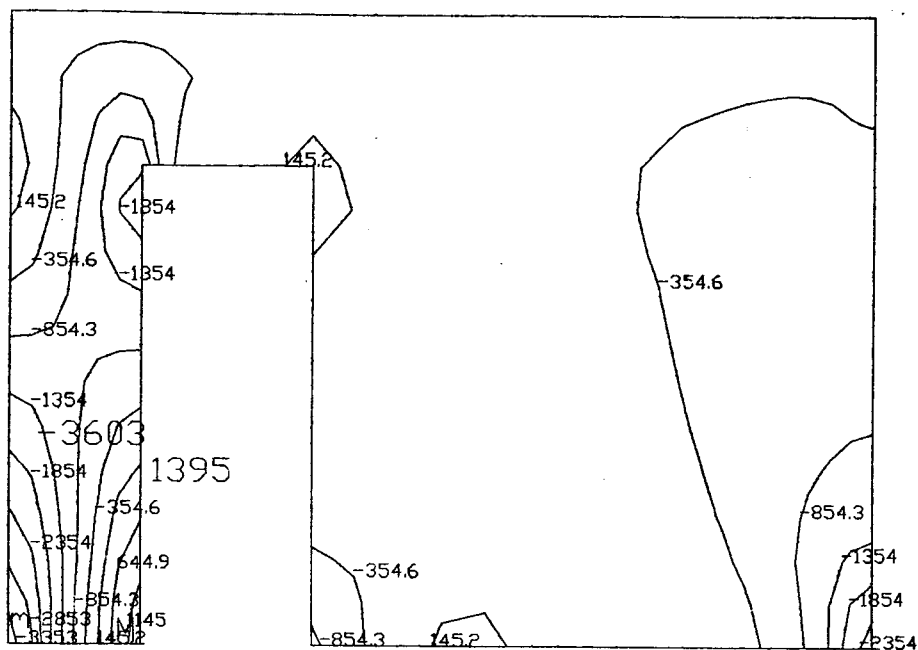
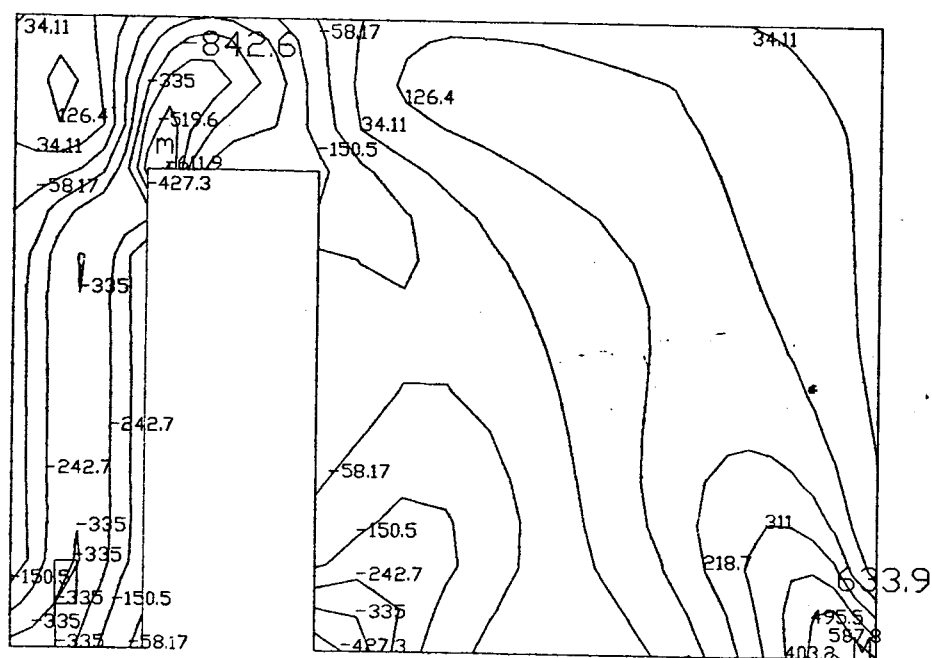


FIGURA E.4 - MODELO PAR405

Esforços solicitantes na viga



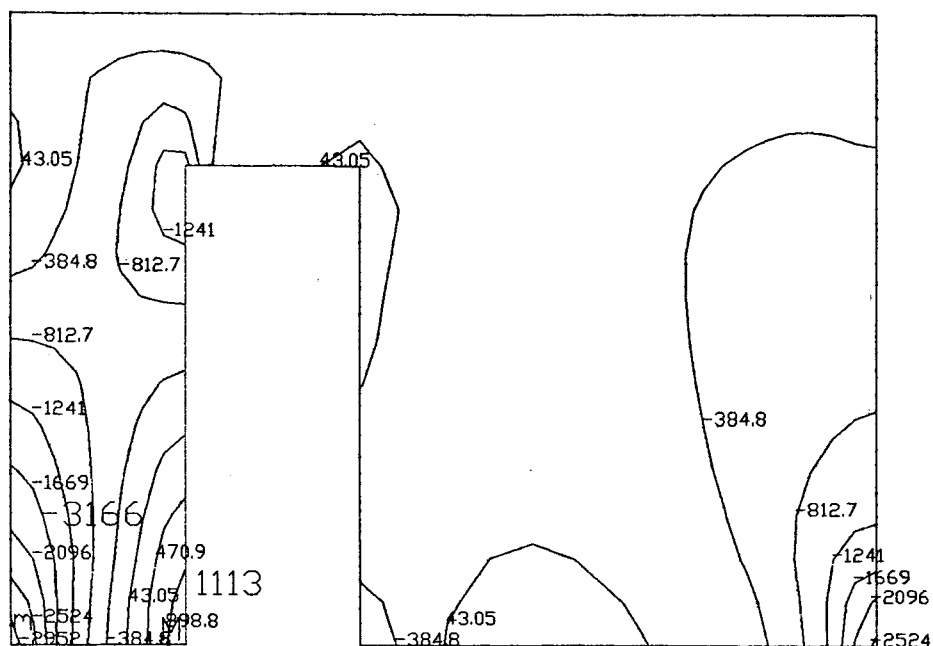
(a)



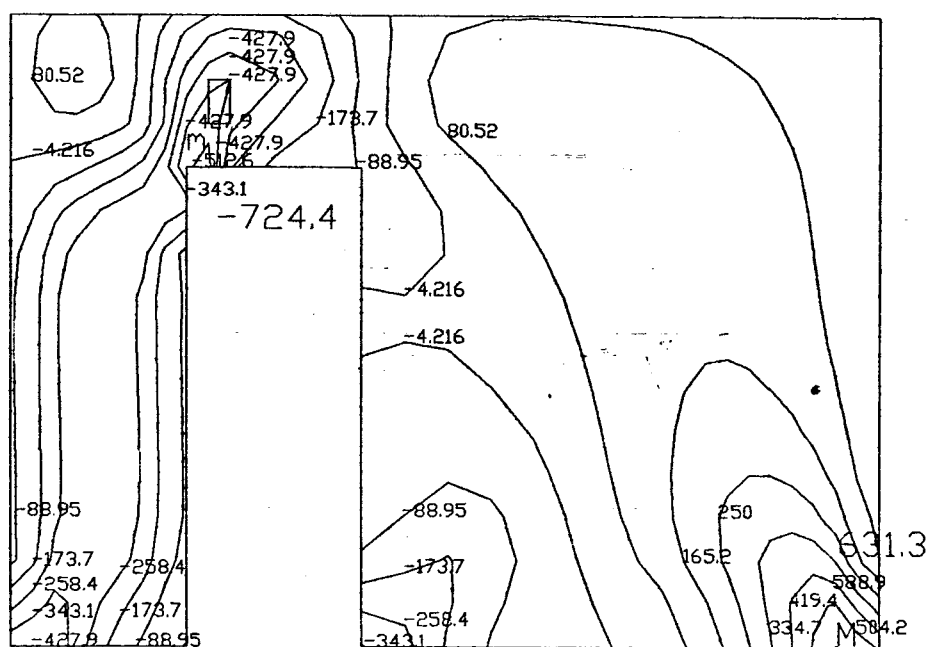
(b)

FIGURA E.7 - MODELO PAR407

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)



(a)



(b)

FIGURA E.9 - MODELO PAR408

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

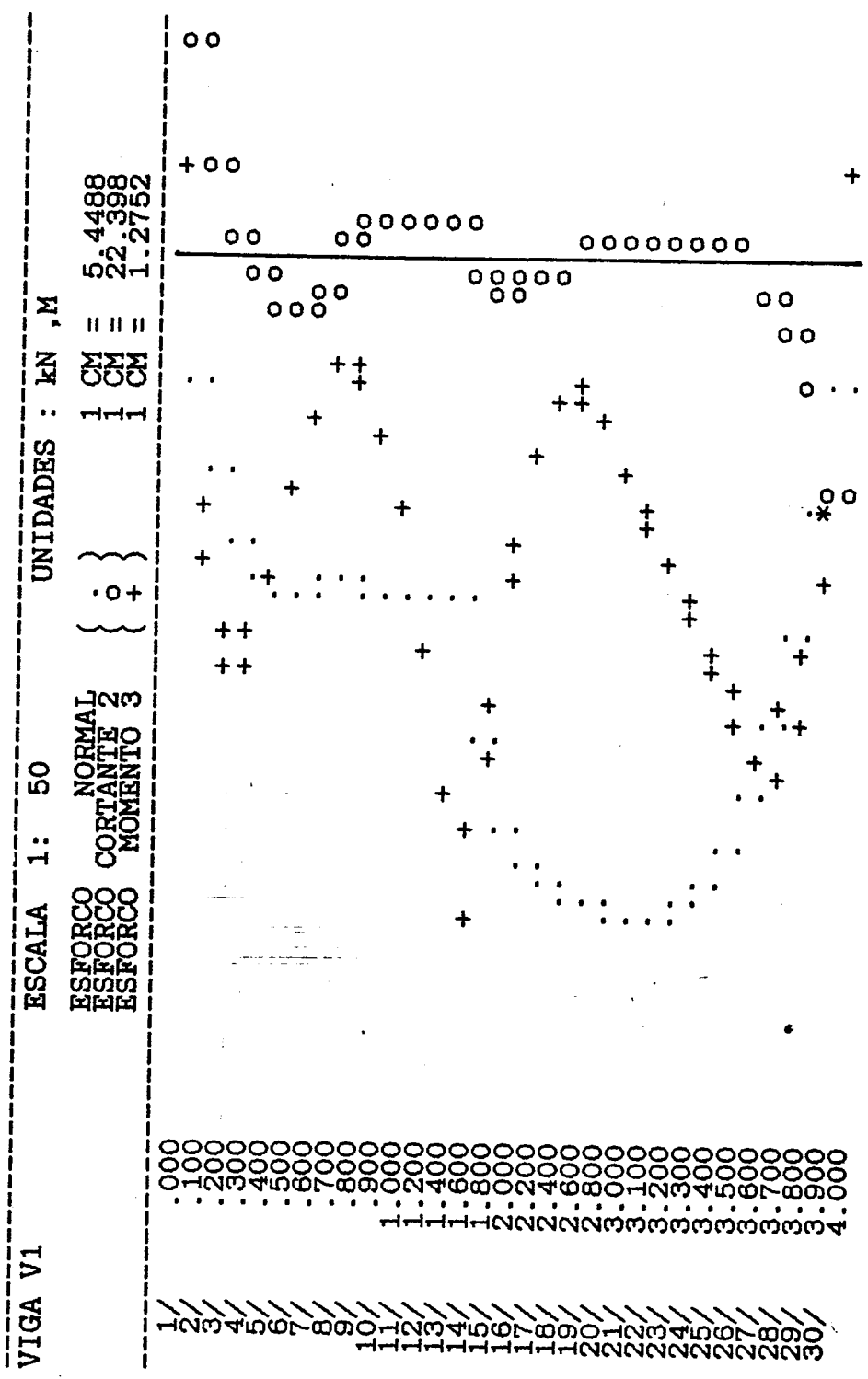
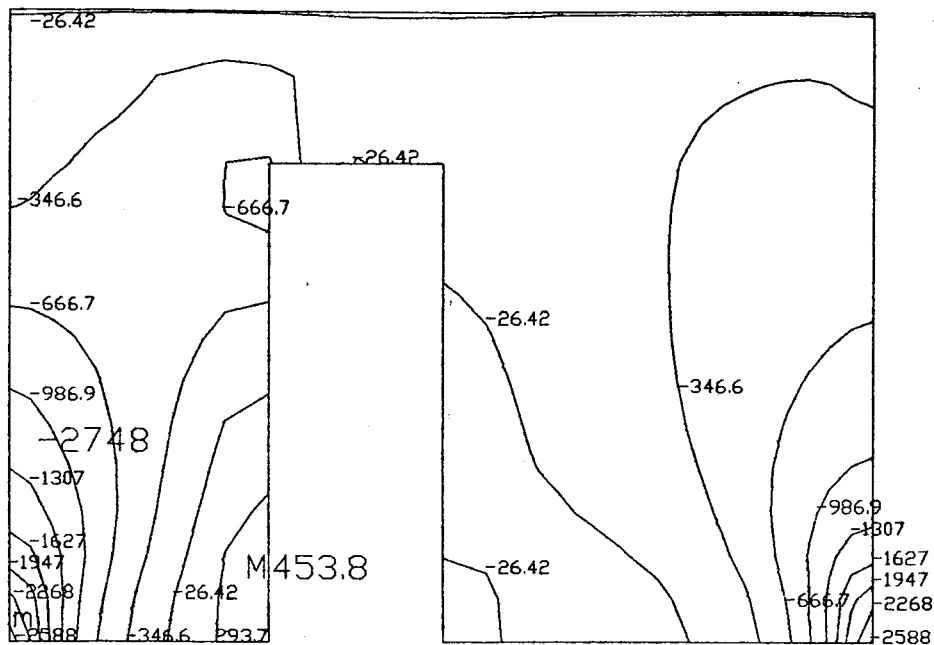
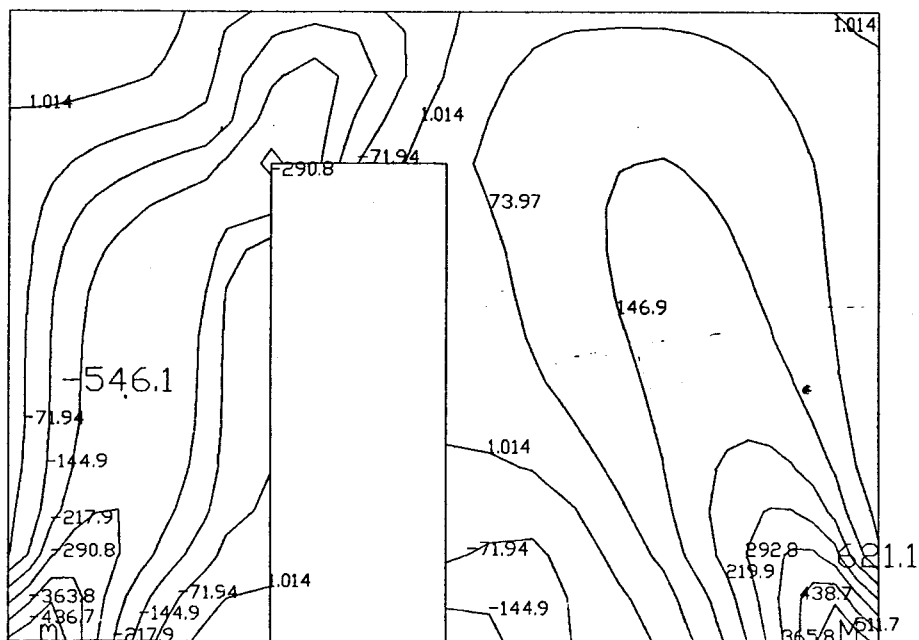


FIGURA E.10 - MODELO PAR408
Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA E.11 -- MODELO PAR409

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

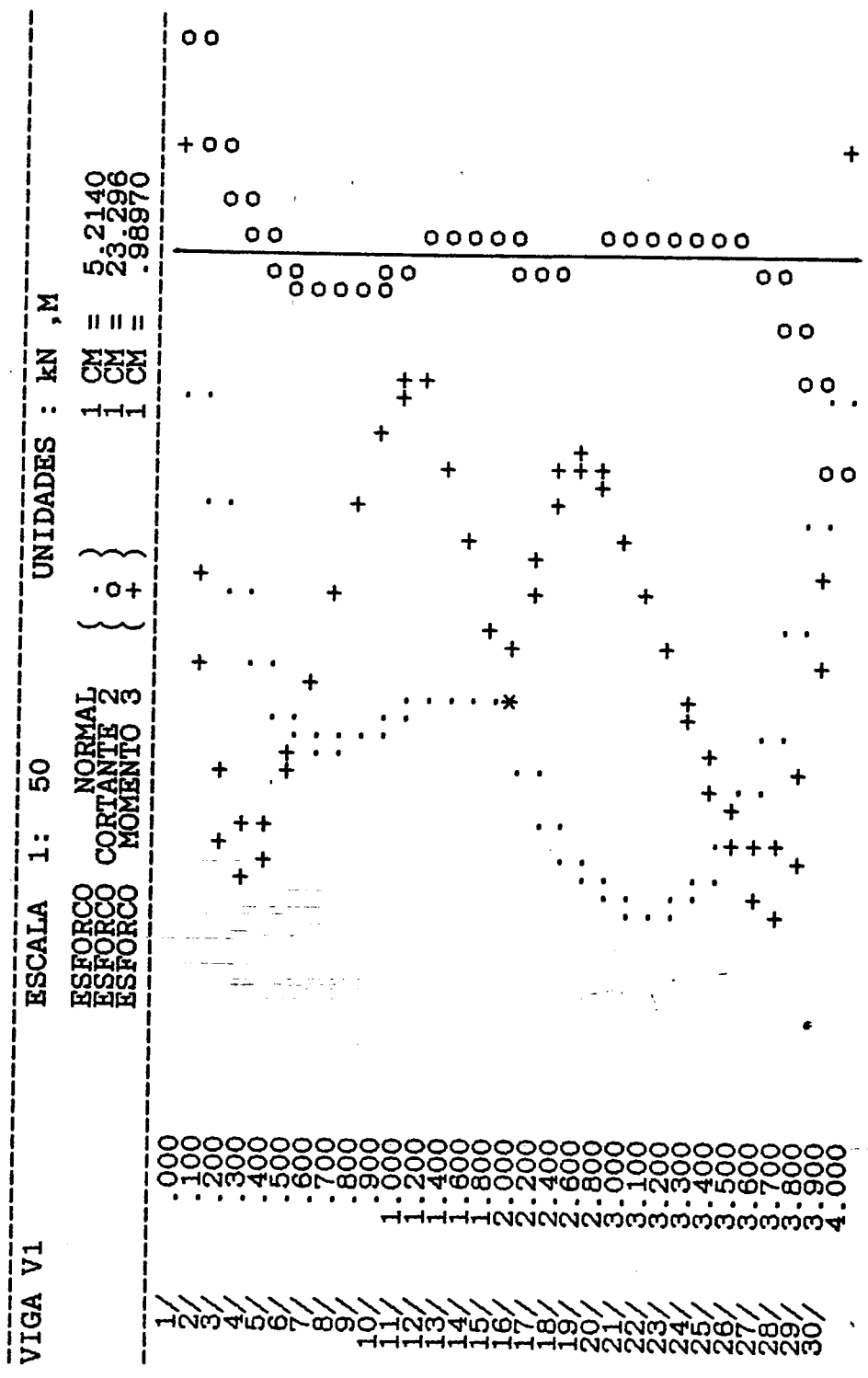
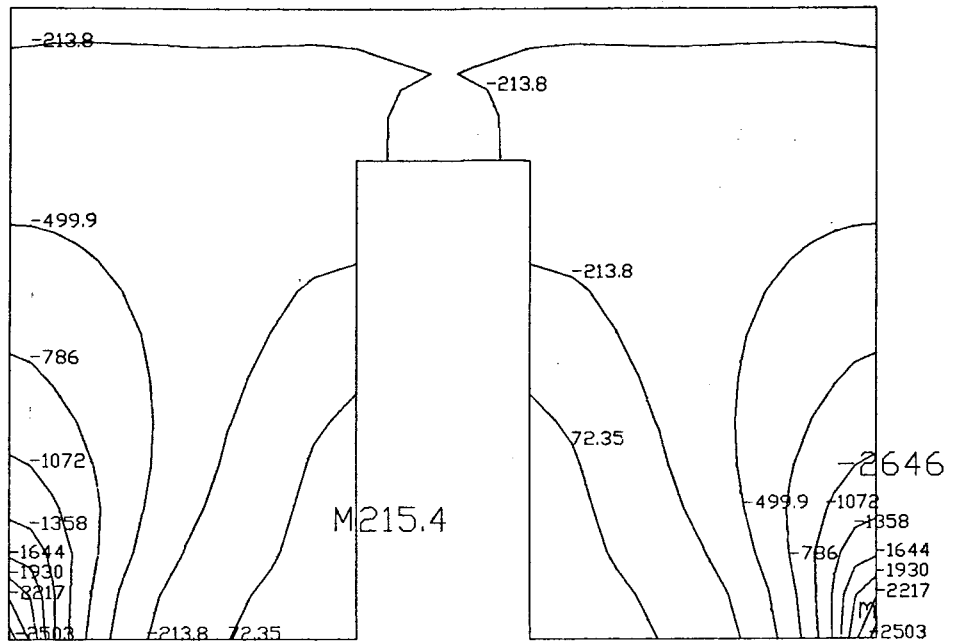
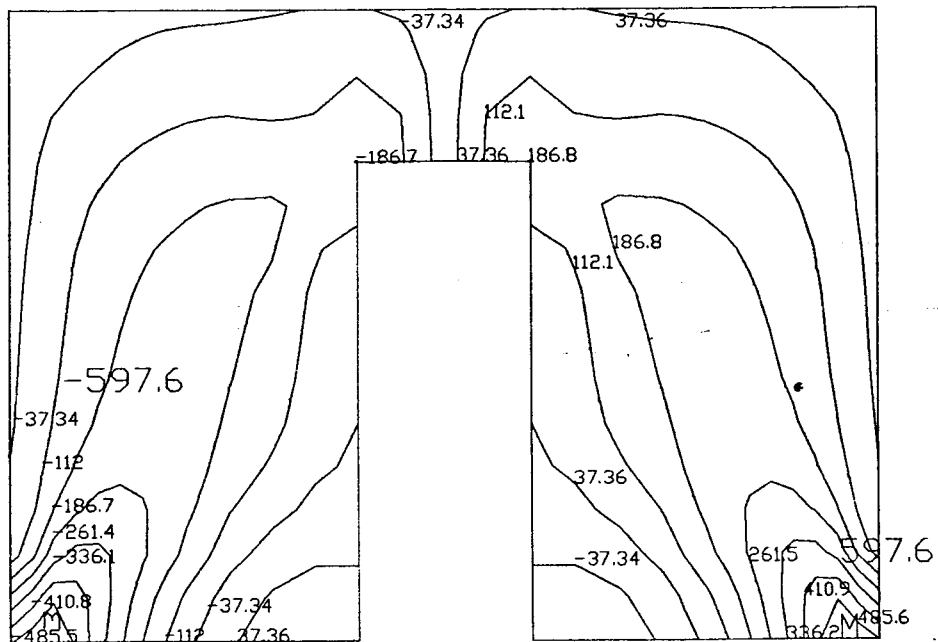


FIGURA E.12 - MODELO PAR409
Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA E.13 - MODELO PAR410

- (a) Tensões normais verticais (kN/m²)
- (b) Tensões cisalhantes (kN/m²)

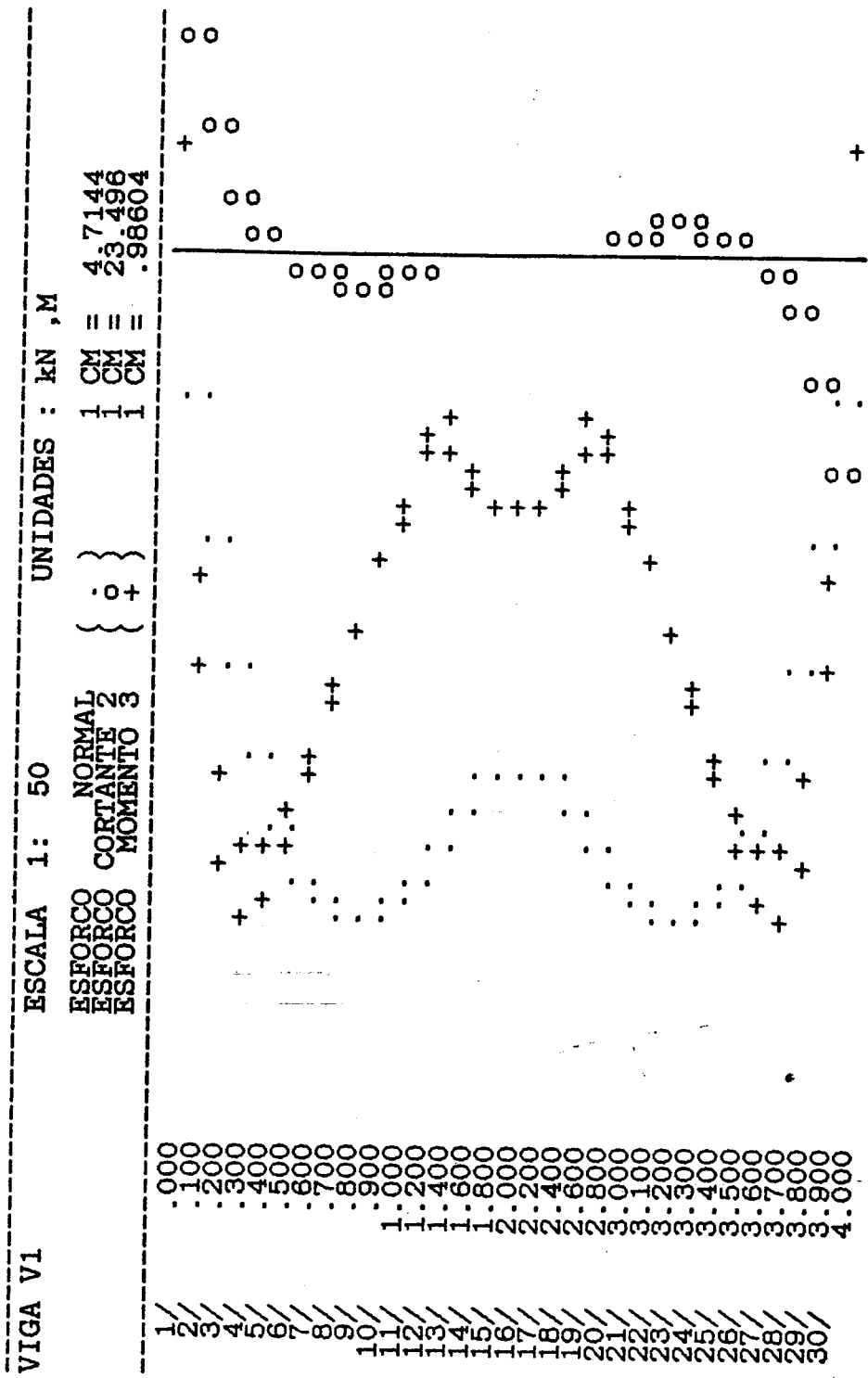
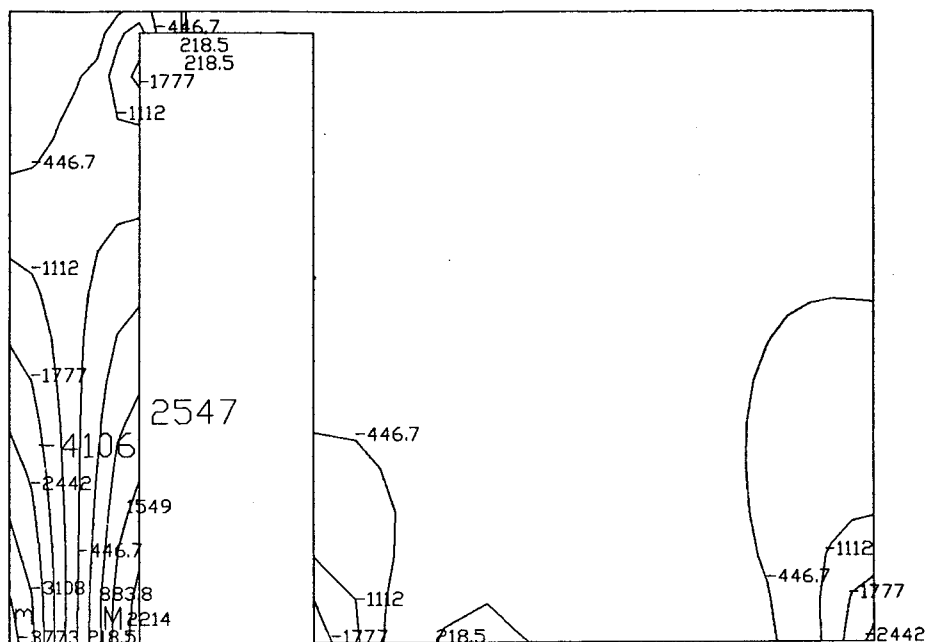
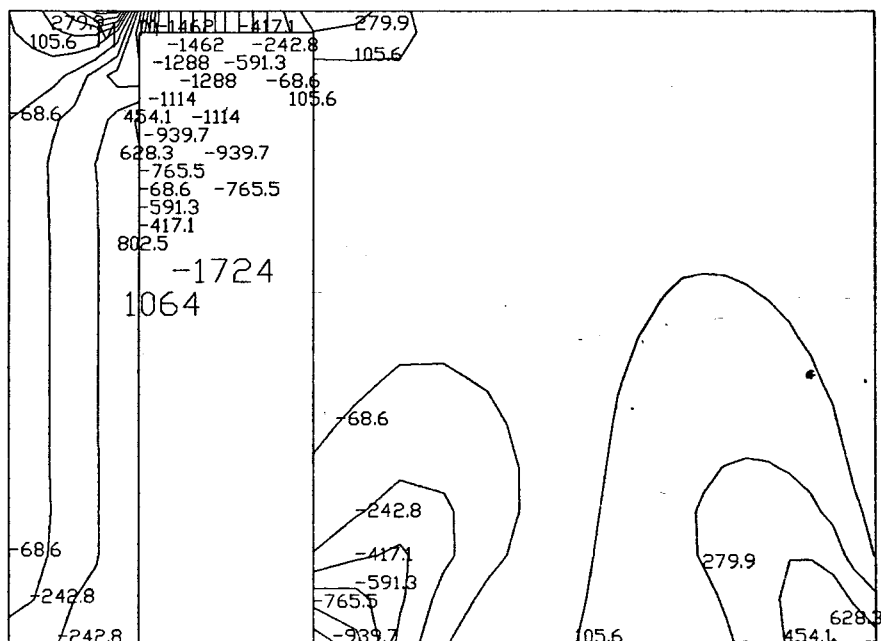


FIGURA E.14 - MODELO PAR410
Esforços solicitantes na viga



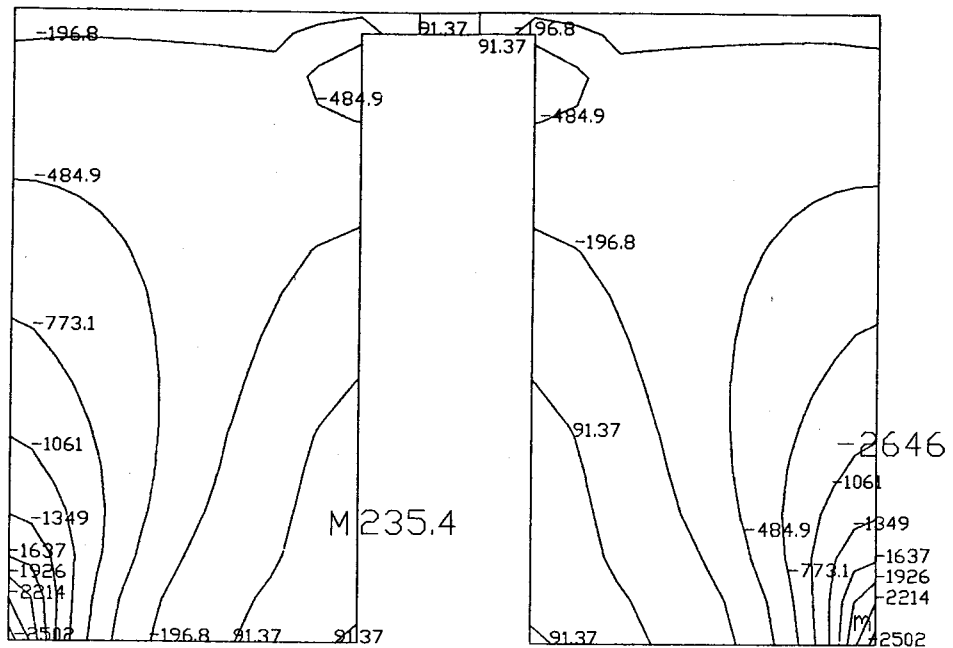
(a)



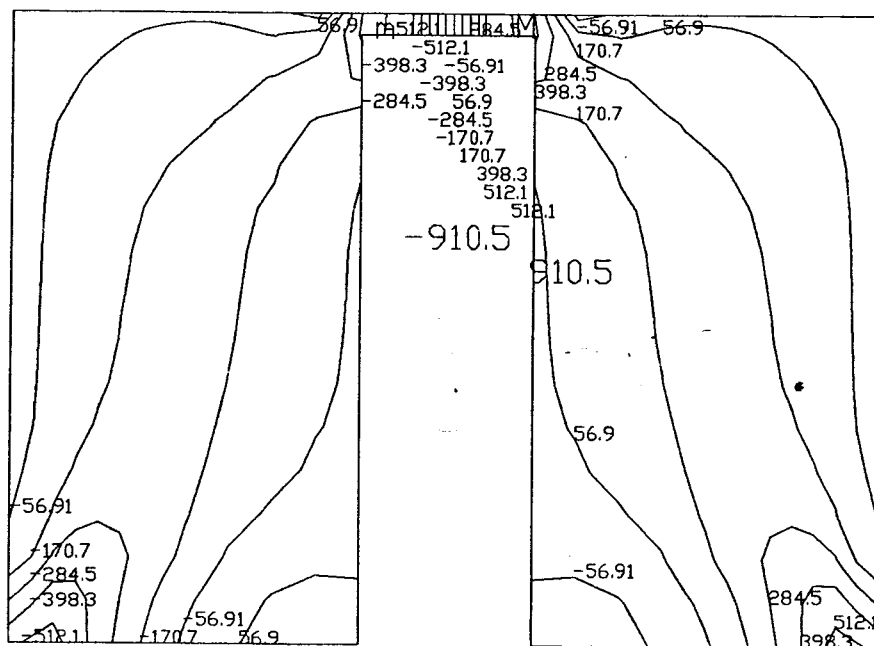
(b)

FIGURA E.17 - MODELO PAR412

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)



(a)

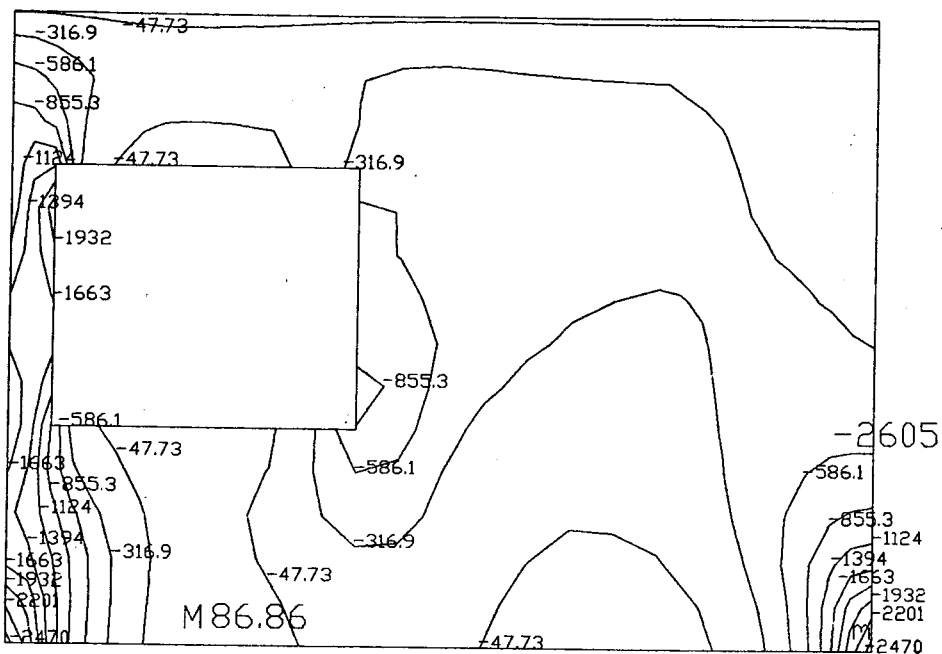


(b)

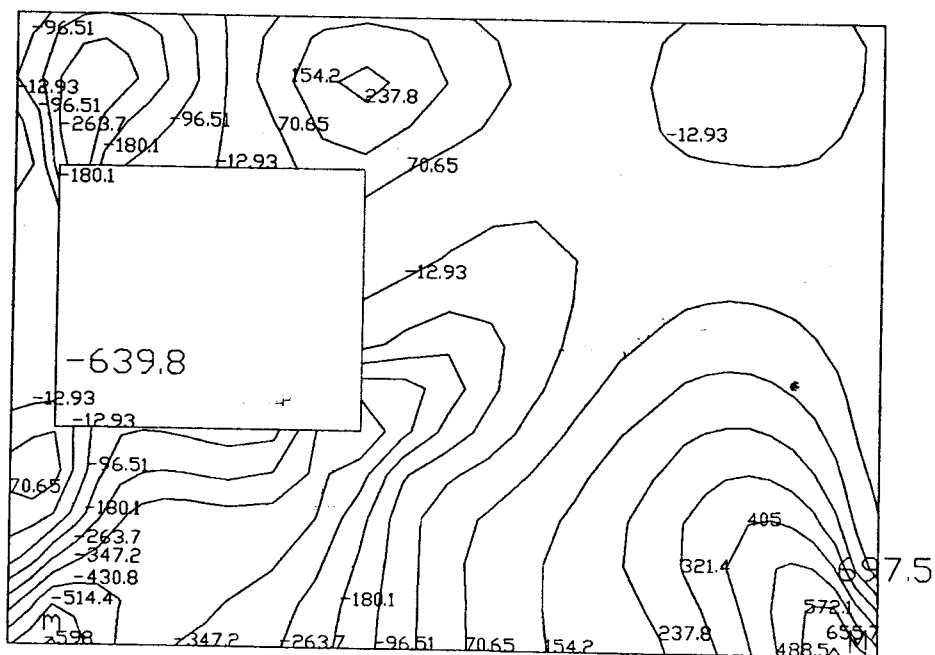
FIGURA E.19 - MODELO PAR413

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)



(a)



(b)

FIGURA E.21 - MODELO PAR414

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

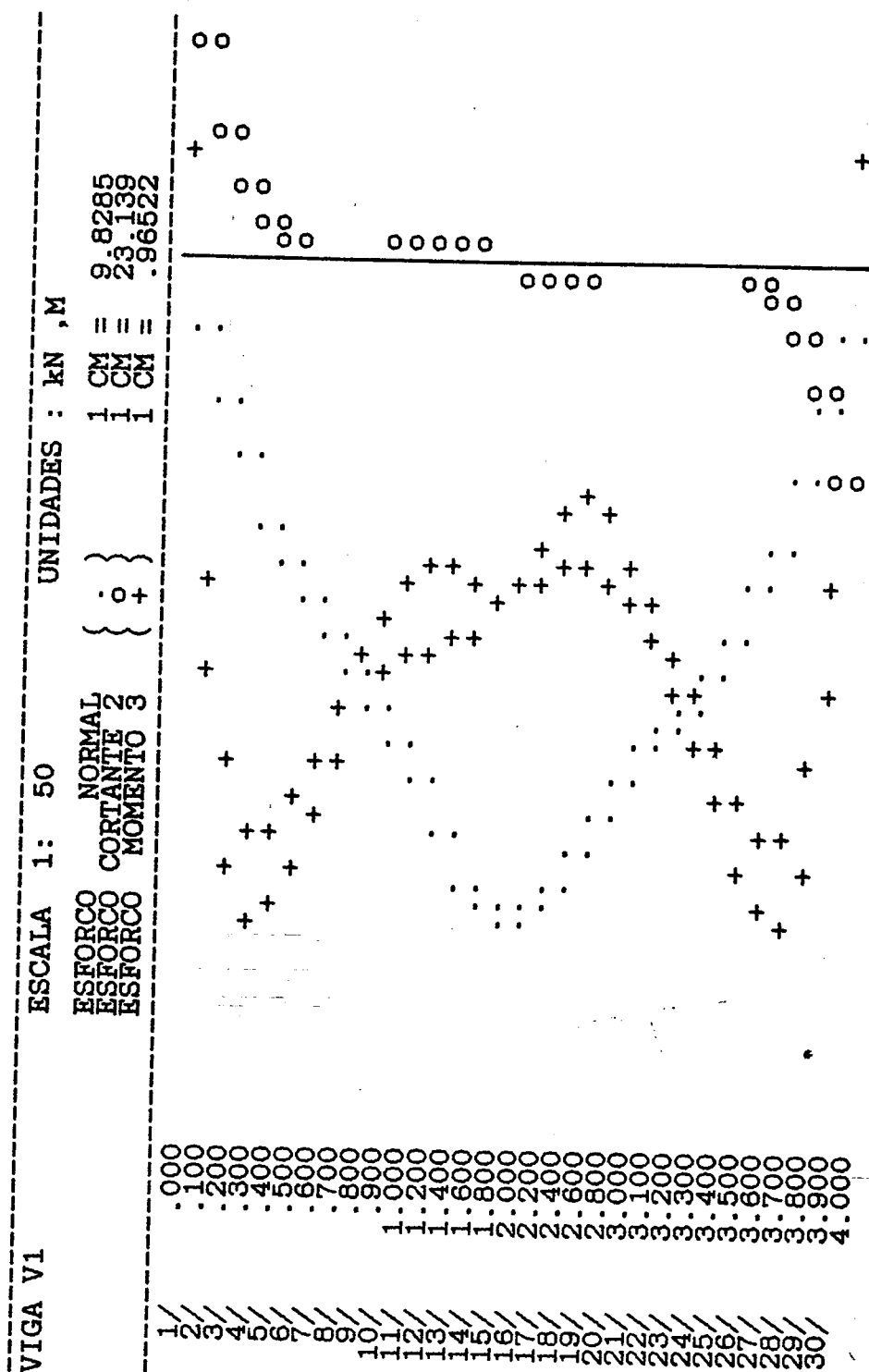
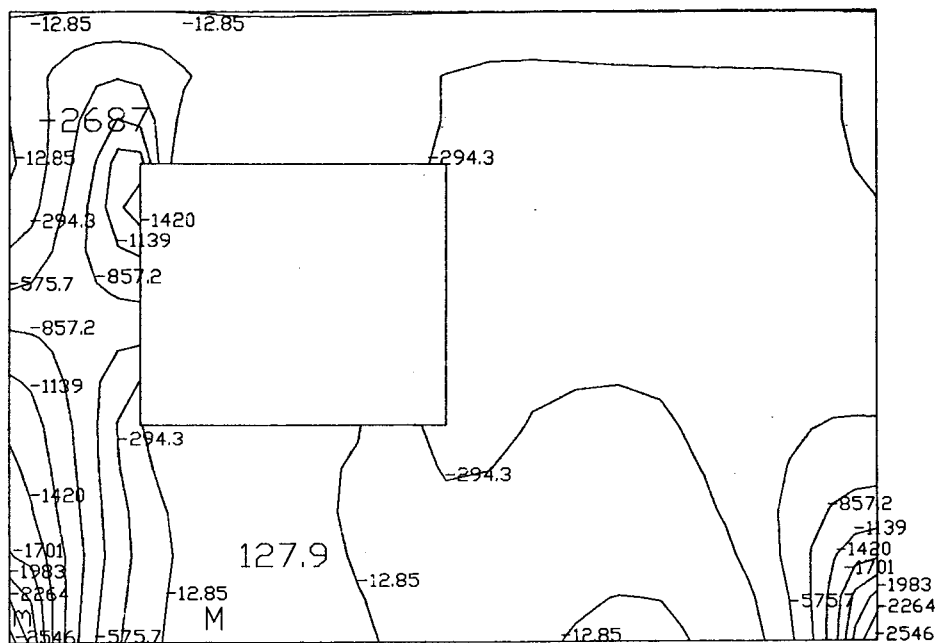
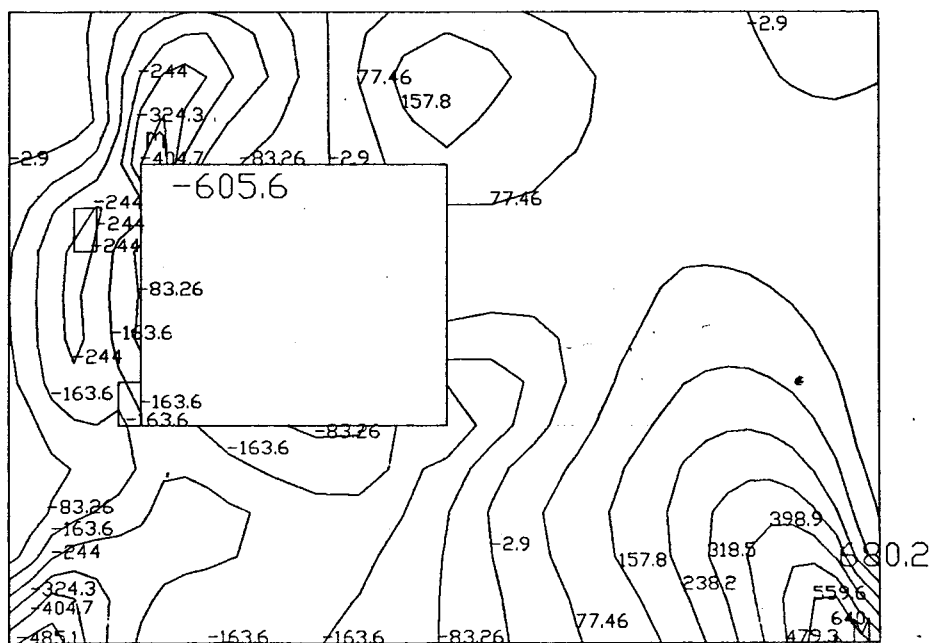


FIGURA E.22 - MODELO PAR414
Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA E.23 - MODELO PAR415

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

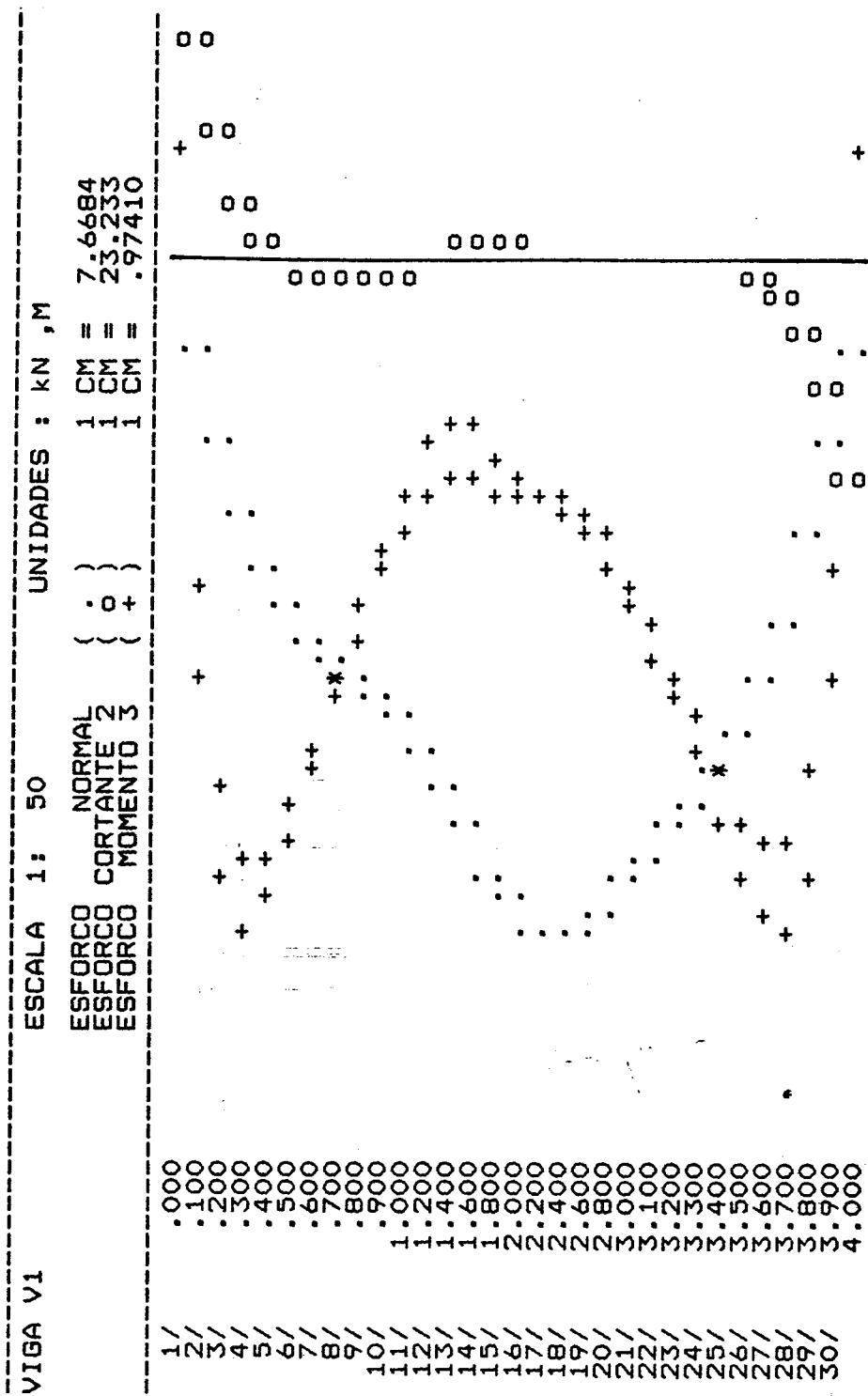
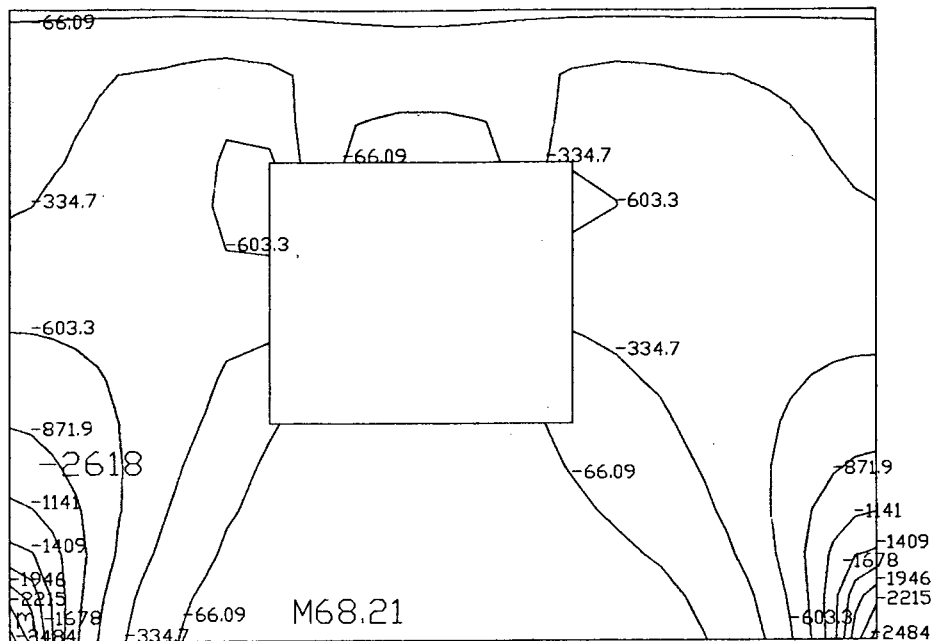
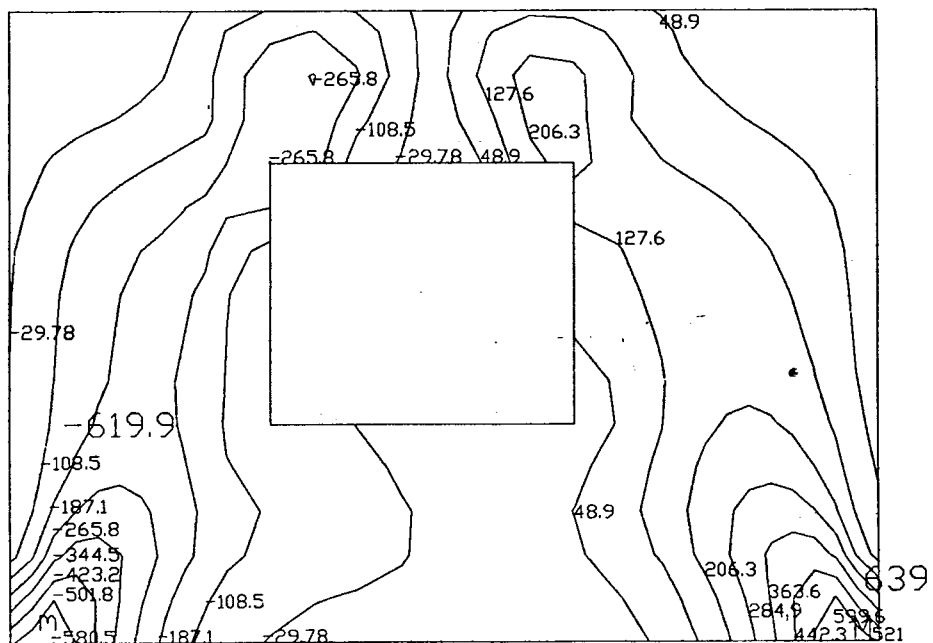


FIGURA E.24 - MODELO PAR415
 Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA E.25 - MODELO PAR416

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

ANEXO F

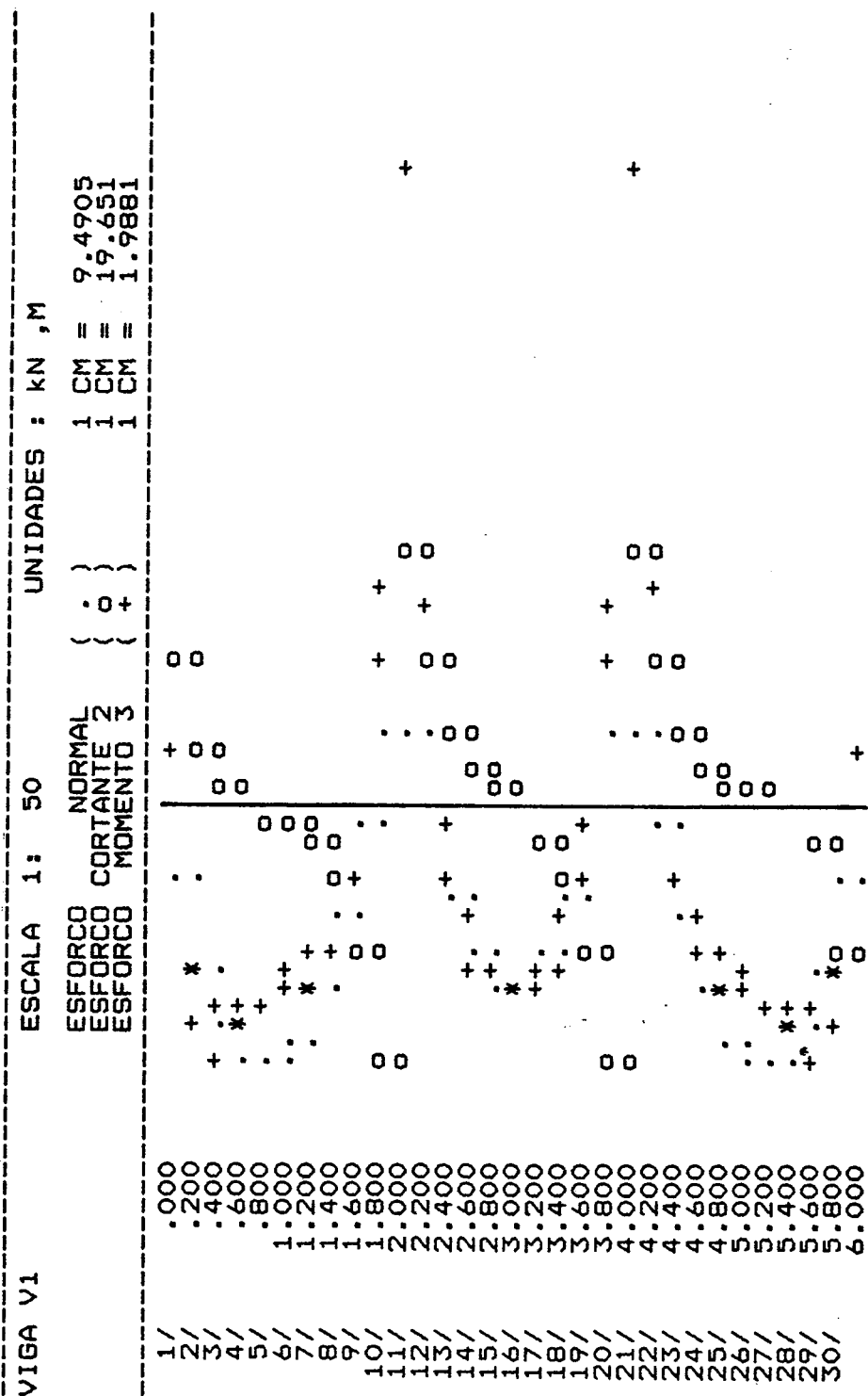
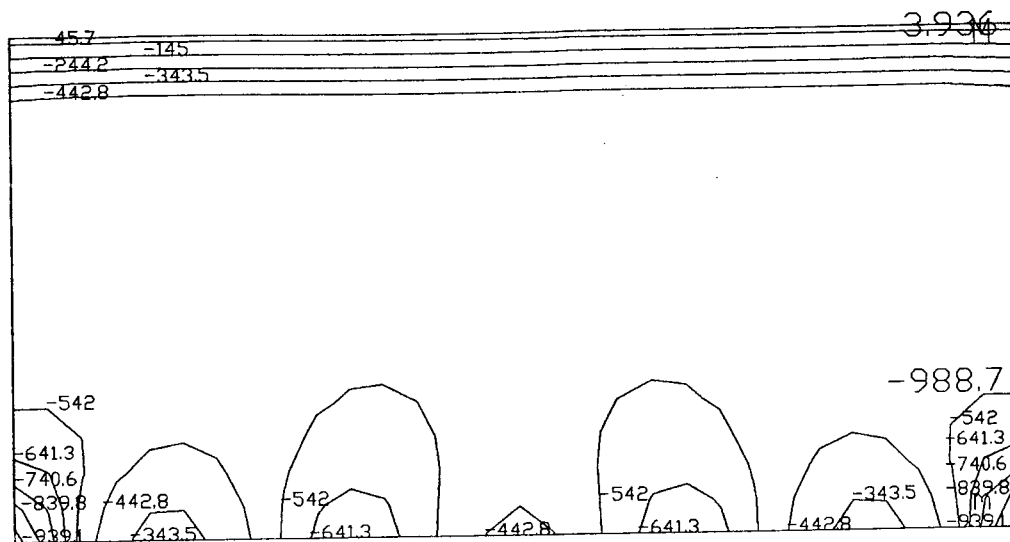
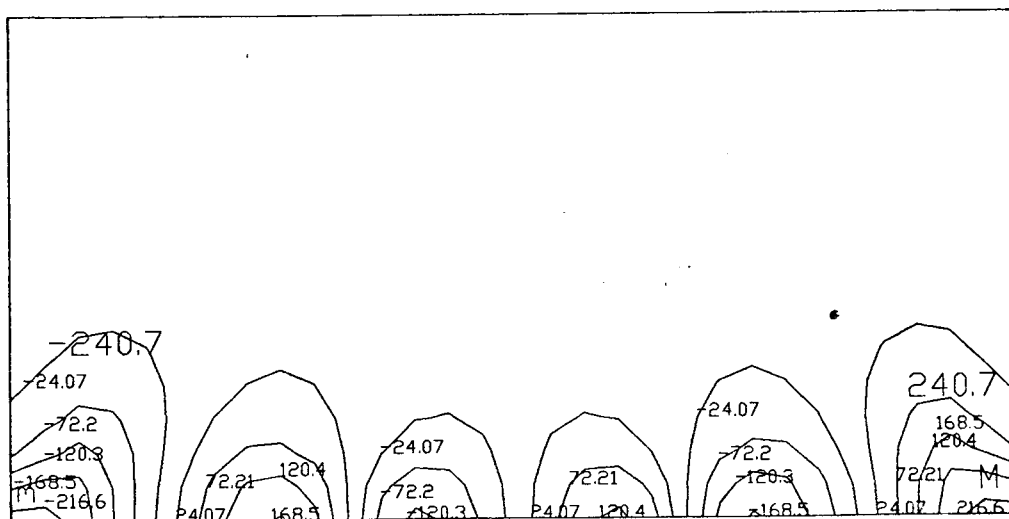


FIGURA F.2 - MODELO PAR417

Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA F.3 - MODELO PAR418

- (a) Tensões normais verticais (kN/m^2)
- (b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

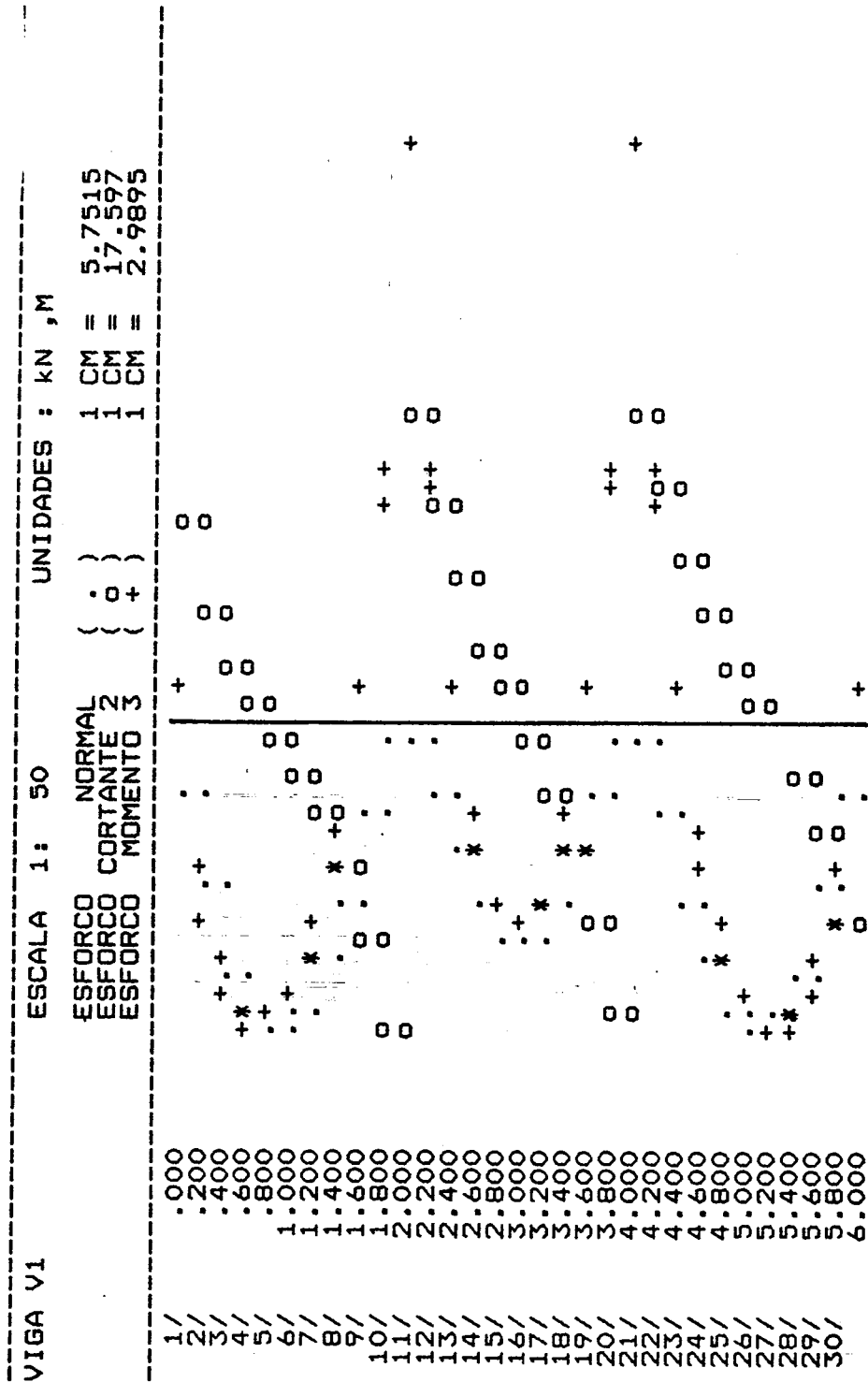
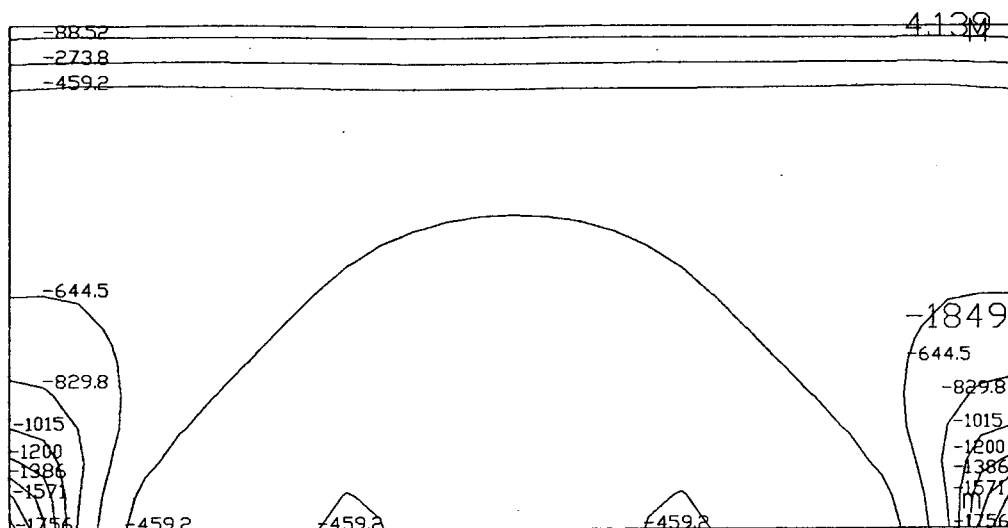
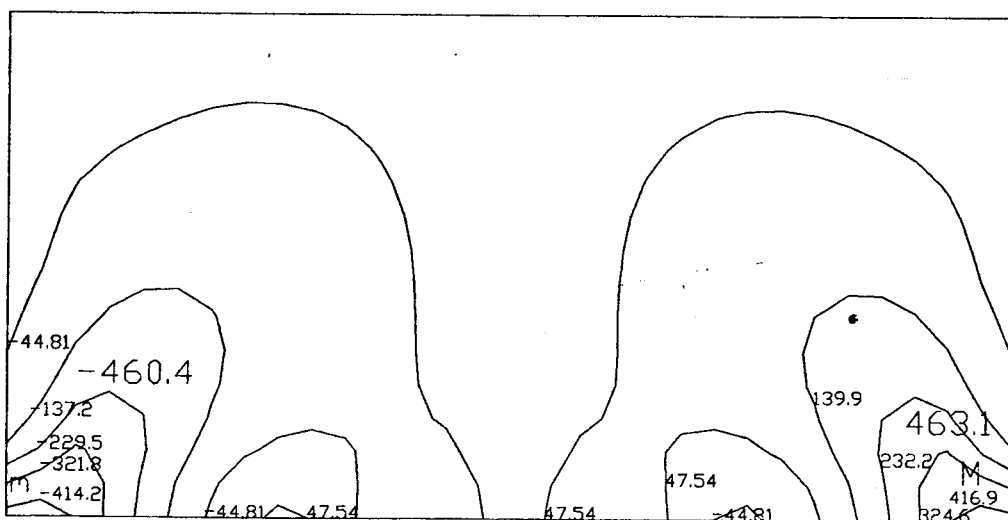


FIGURA F.4 - MODELO PAR418

Esforços solicitantes na viga



(a)



(b)

FIGURA F.5 - MODELO PAR419

(a) Tensões normais verticais (kN/m^2)

(b) Tensões cisalhantes (kN/m^2)

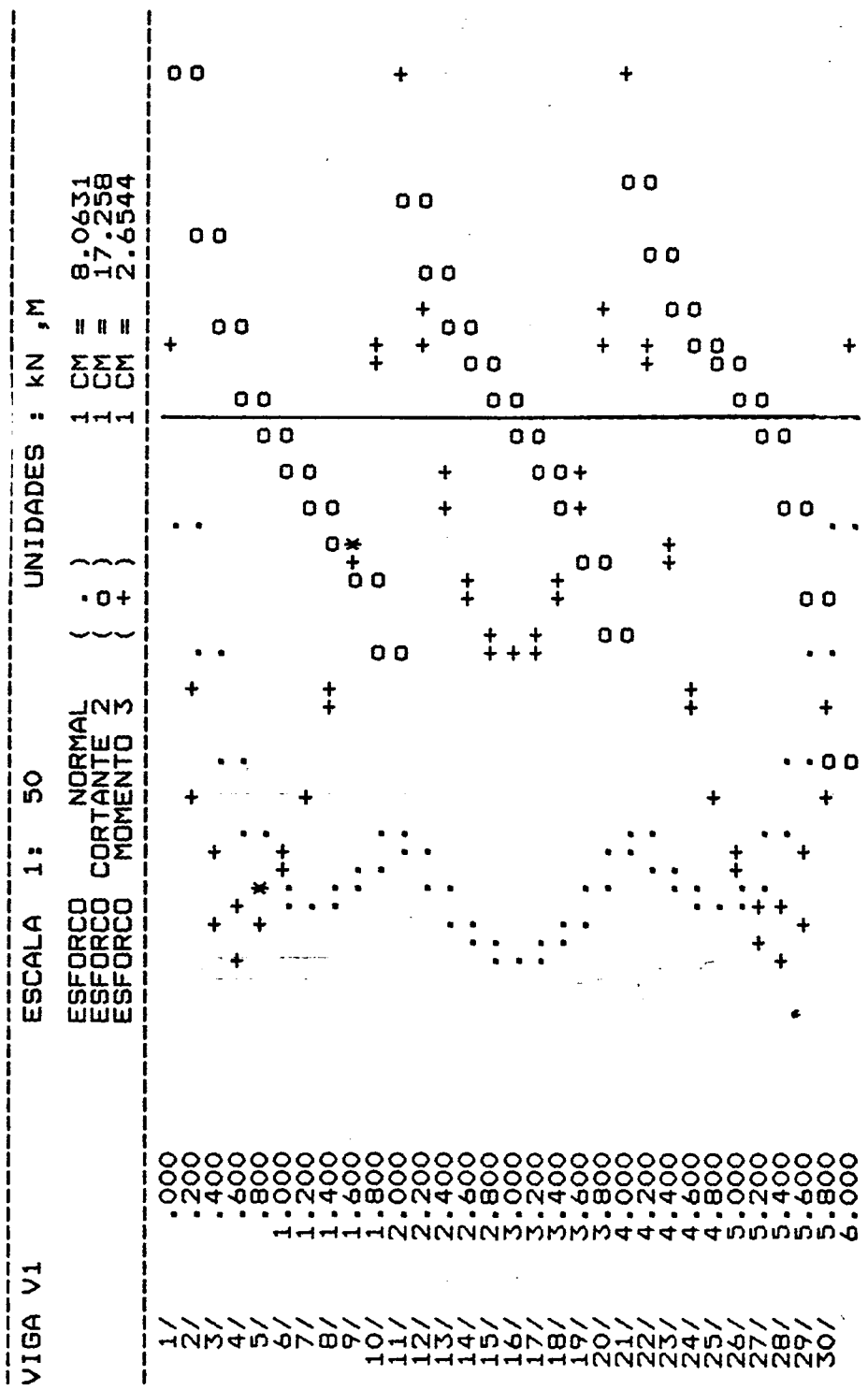


FIGURA F.6 - MODELO PAR419

Esforços solicitantes na viga

6 - BIBLIOGRAFIA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). *Building code requirements for concrete masonry structures (ACI 531-79, revised 1983)*. Detroit, ACI.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). *Commentary on building code requirements for concrete masonry structures (ACI 531R-79, revised 1983)*. Detroit, ACI.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). *Specification for concrete masonry construction (ACI 531.1-76, revised 1983)*. Detroit, ACI. 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo, ABCI/PROJETO. 280p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6136 - Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural*. Rio de Janeiro. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). *NBR 7186 - Bloco vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutural*. Rio de Janeiro. 5p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 8215*
- *Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: preparo e ensaio à compressão*. Rio de Janeiro. 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8681*
- *Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro. 21 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 8798*
- *Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro. 29p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 9287*
- *Argamassa de assentamento para alvenaria de blocos de concreto: determinação da retenção de água*. Rio de Janeiro. 7p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NB 1228*
- *Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro. 22p.
- BASTOS, P.S.S. *Contribuição ao projeto de edifícios de alvenaria estrutural pelo métodos das tensões admissíveis*. São Carlos. 242p. Dissertação (mestrado)
- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BIOLZI, L. (1988). Evaluation of compressive strength of masonry walls by limit analysis. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 114, n.10, p.2179-2189, Oct.; discussion by A.L. Materazzi, v.117, n.1, p.288-291, Jan. 1991.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1978). *Código de prática para o uso da alvenaria. Parte 1: Uso estrutural da alvenaria não armada*. Tradução de "Code of practice for use of masonry. Part 1. Structural use of unreinforced masonry (BS 5628: Part 1:1978)". 49p.

- BURHOUSE, P. (1969). Composite action between brick panel walls and their supporting beams. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, v.43, p.175-194, June.
- CERNY, L.; LEON, R. Column-supported shear walls. s.n.t. ch.7, p.193-216.
- CONVENIO EPUSP-CPqDCC/ENCOL. (1989). *Pontos prioritários a serem desenvolvidos num estudo em elementos finitos para projeto girassol*. São Paulo, Projeto de pesquisa EP/EN-5. (R5-05/89).
- CURTIN, W.G. et al. (1984). *Structural masonry detailing*. London, Granada. 254p.
- DAVIES, S.R.; AHMED, A.E. (1977) *An approximate method for analysing composite wall/beams*. s.n.t. p.305-320
- GALLEGOS VARGAS, H. (1988). *Alvenaria estrutural*. Porto Alegre, CPGEC-UFRGS. 251p.
- GREEN, D.R.; MACLEOD, I.A.; GIRARDAU, R.S. (1973). Force actions in shear wall support systems. In: RESPONSE of multistory concrete structures to lateral forces. Detroit, ACI. p.241-256 (ACI SP-36)
- HAMID, A.A.; DRYSDALE, R.G. (1988). Flexural tensile strength of concrete block masonry. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.114, n.1, p.50-66, Jan.
- HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. (1981). *Handbook to BS 5628: structural use of masonry. Part 1: unreinforced masonry*. The Brick Development Association.
- HENDRY, A.W. (1973). The lateral strength of unreinforced brickwork. *The Structural Engineer*, v.51, n.2, p.43-50, Feb.

- HENDRY, A.W. (1981). *Structural brickwork*. London, The Macmillan Press. 209p.
- HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. (1981). *An introduction to load bearing brickwork design*. Chichester, Ellis Horwood. 184p.
- LEVY, M.; SPIRA, E. *Analysis of composite walls with and without openings*. s.n.t. p.143-166
- MO TING-BIN et al. (1988) The behaviour and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams with door opening. In: INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE, 8., Dublin, Irlanda, Sept. *Proc.* p.384-394
- NORMAS ASTM para albañileria. Porto Alegre, CPGEC-UFRGS, s.d. (notas de aula)
- OLIVEIRA JR., V. *Recomendações para projeto de edifícios em alvenaria estrutural*. São Carlos. 266p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PAGE, A.W. (1978). Finite element model for masonry. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.104, n.8, p.1267-1285, Aug.
- PAGE, A.W. (1979). A non-linear analysis of the composite action of masonry walls on beams. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Part 2, v.67, p.93-110, Mar.
- RAMALHO, M.A. (1990). *Sistema para análise de estruturas considerando interação com meio elástico*. São Carlos. 389p. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- RIDDINGTON, J.R.; STAFFORD SMITH, B. (1978). Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Part 1, v.64, p.137-151, Feb.
- ROSENHAUPT, S. (1962). Experimental study of masonry walls on beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.88, n.3, p.137-166, June.
- ROSENHAUPT, S. (1964). Stresses in point supported composite walls. *Journal of the American Concrete Institute*, p.795-810, July.
- ROSENHAUPT, S.; SOKAL, Y. (1965). Masonry walls on continuous beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.91, n.1, p.155-171, Feb.
- SABBATINI, F.H. (a). *Processo construtivo de edificios de alvenaria Silico-calcárea*. São Paulo, SP, 1986 100p. Dissertação (mestrado) - Universidade de São Paulo.
- SAMARASINGHE, W.; PAGE, A.W.; HENDRY, A.W. (1982). A finite element model for the in-plane behaviour of brickwork. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Part 2, v.73, p.171-178, Mar.
- SAW, C.B. *Composite action of masonry walls on beams*. s.n.t. p.139-146
- SAW, C.B. (1974). Linear elastic finite element analysis of masonry walls on beams. *Building Science*, v.9, n.4, p.299-307, Dec.
- STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R. (1977). The composite behaviour of elastic wall-beam systems. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Part 2, v.63, p.377-391, June.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Escola de Engenharia de São Carlos. Serviço de biblioteca. (1993). *Diretrizes para elaboração de dissertações e teses na EESC - USP*. São Carlos. 56 p.

WOOD, R.H. (1952). *Studies in composite construction. Part 1: The composite action of brick panel walls supported on reinforced concrete beams*. London, Her Majesty's Stationery Office. 25p. (National Building Studies, Research Paper n.13)

WOOD, R.H.; SIMMS, L.G. (1969). *A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams*. Garston, UK, Building Research Station. 6p. (BRS Current Paper CP26/69)