

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA

ANÁLISE SÍSMICA DE
ESTRUTURAS IRREGULARES

Aníbal Guimarães da Costa

Maio de 1989

Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil (Estruturas)
na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE SÍSMICA DE
ESTRUTURAS IRREGULARES

ANÍBAL GUIMARÃES DA COSTA

DISSERTAÇÃO PARA DOUTORAMENTO EM ENGENHARIA CIVIL-
-ESTRUTURAS NA FACULDADE DE ENGENHARIA
DA UNIVERSIDADE DO PORTO

624(043) caso / ANIA

UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECAM
N.º 17714-04
COU
DATA 29 12 89

11.02.11

043 D
277
SX.2

Trabalho subsidiado pelo INIC. Impresso nas Oficinas Gráficas do LInEC.
MAIO DE 1989

A

Amândia

Filipa, Ana e Alexandre

Resumo

Apresenta-se neste trabalho um modelo não linear global para análise sísmica de edifícios de betão armado, envolvendo a análise estrutural, a idealização da acção sísmica e a verificação da segurança estrutural.

A análise estrutural é efectuada modelando o edifício através de uma associação em comboio de pórticos e paredes.

A idealização dos pórticos e paredes é feita à custa de modelos não lineares que reproduzem o comportamento hysterético dos seus elementos de betão armado sujeitos à flexão. Estes modelos são definidos por uma curva-base tri-linear com degradação de rigidez e de resistência, podendo simular outros efeitos como o de "pinching", "slipping" e "P- Δ ".

As equações do movimento são resolvidas por integração passo-a-passo, usando o método de Newmark e a técnica das "forças-fictícias".

A acção sísmica é caracterizada por 4 séries temporais de aceleração, obtidas de registos de sismos portugueses, e calibrados para os espectros definidos no RSA[1983].

O estudo da segurança estrutural é feito com base nas seguintes variáveis de controlo: ductilidade exigida (μ_e), coeficiente de comportamento (ν), coeficiente de ductilidade (η), capacidade dúctil (μ_d) e factor de segurança (γ^*).

O modelo global foi ilustrado recorrendo-se a um conjunto de edifícios de 12, 16 e 20 pisos constituídos por uma estrutura mista pórtico-parede, exibindo irregularidades em altura. As situações escolhidas para análise pretendem representar as tipologias observadas no parque habitacional em Portugal.

Calcularam-se funções de vulnerabilidade para cada um dos edifícios, fazendo variar a acção sísmica através de um factor multiplicativo (ξ) dos valores do RSA. Esta variação pretende representar a incerteza relativa à acção sísmica.

Calcularam-se também as probabilidades de colapso em função de γ^* , η e μ_e para diversas combinações das distribuições estatísticas dos μ_d .

Com base nos resultados obtidos, e fixando uma dada probabilidade de colapso e uma dada capacidade dúctil (μ_d), foram estimados os valores dos coeficientes de ductilidade (η) e os coeficientes de comportamento (ν).

Abstract

A non linear generalized model for the idealization and design of building structures and for the assessment of their probability of collapse is presented. This generalized model comprises three main models: a non linear structural model for the building, a model for earthquake ground motion and a reliability model.

The structural model is developed for reinforced concrete buildings composed of shear walls and shear beams representing moment resisting frames, in a planar association.

Non linear behaviour in shear and bending is introduced by an hysteretic tri-linear degrading stiffness, and degrading resistance model at the level of structural elements.

Equations of motion are solved by the stress-transfer method (fictitious forces) in a step-by-step integration procedure.

The earthquake ground motion is characterized by four acceleration time series corresponding to records in the portuguese strong motion network, calibrated to the response spectrum recommended in the Portuguese Code of Action (RSA 1983).

The reliability model is established in terms of control variables which are: ductility demands (μ_e), behaviour coefficients (ν), ductility coefficient or force reduction coefficient (η), available ductility (μ_d) and safety factor (γ^*).

The generalized model was applied to a set of buildings exhibiting some irregularity in elevation. These buildings are representative of typical construction practiced in Portugal.

Vulnerability functions were computed for an earthquake ground motion with amplitudes ξ times the RSA reference value.

Collapse probabilities were computed as a function of γ^* , η and μ_e , for several combinations of statistical distributions of μ_e , for each building type.

Based on the results obtained, for a given collapse probability and a given available ductility μ_d , the force reduction coefficient η and the behaviour coefficient ν were estimated.

Agradecimentos

Ao apresentar este trabalho não pode o autor deixar de expressar a sua mais sincera gratidão a todos aqueles que das mais diversas formas contribuíram para que tal fosse possível.

Pela importância dos respectivos contributos, é não apenas com justiça, mas também com prazer e com particular amizade que o autor deseja expressar agradecimentos de uma forma muito especial:

- Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, na pessoa do seu director, pelas condições proporcionadas durante o estágio no Núcleo de Dinâmica Aplicada (NDA), durante o qual foi desenvolvido o trabalho que agora se apresenta. Este estágio foi efectuado no âmbito dos programas de investigação sobre o "Comportamento Sísmico de Edifícios" ao abrigo do convénio entre a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Ao Engenheiro Carlos Sousa Oliveira, Investigador Coordenador do NDA, pela sua amizade, estímulo e orientação que permitiram a realização deste trabalho.
- Ao Engenheiro Ricardo Teixeira Duarte, Investigador Coordenador, chefe do NDA, pelo seu estímulo e orientação e pela forma particularmente amigável como os soube transmitir.
- Ao Engenheiro Alfredo Campos Costa, Investigador do NDA, pela amizade, colaboração e troca de impressões que sempre prestou durante o meu estágio no NDA. Para ele uma palavra muito especial de apreço.
- Ao Professor Joaquim Azevedo Figueiras, pelo estímulo concedido e pelo interesse e amizade que devotou na orientação deste trabalho.
- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado, pela amizade demonstrada durante a realização deste trabalho e pela orientação, estímulo e incentivo que encontrei sempre que de tal precisei.
- Ao Professor Joaquim Ribeiro Sarmiento, a quem devo o interesse despertado em mim por estas matérias durante os anos que tive o prazer de ser seu aluno e seu assistente.
- Ao Engenheiro Afonso António de Serra Neves, amigo de longa data e colega no exercício da actividade docente e profissional, pela disponibilidade total que me concedeu para ser possível levar a efeito este trabalho e pelo apoio prestado durante a realização do mesmo.

- A todos os colegas do Departamento de Estruturas do LNEC, pela amizade e colaboração dispensadas e em especial aos colegas do NDA, Engenheiros Artur Vieira Pinto, Carlos Trancoso Vaz e Carlos Mata.
- A todos os colegas da Secção de Estruturas, que de uma forma ou outra me concederam o seu apoio.
- Ao Engenheiro António Arede pela colaboração prestada na realização de trabalhos de computador.
- À ajudante de Experimentadora Anabela Martins a amizade e colaboração prestadas na dactilografia deste texto.
- Aos trabalhadores do Centro de Informática do LNEC, com quem mantive assíduos contactos, pela amizade, disponibilidade e atenção dispensadas, em especial ao Programador de Sistemas Conceição e Silva, ao Operador Principal Filipe Ferreira e ao bolsheiro Rui Marçal.
- À Sala de Desenho, nas pessoas dos desenhadores José Palha, António Ferreira e Júlia Antunes pela colaboração amiga prestada.
- Ao Técnico Experimentador Armindo Antunes e ao Auxiliar de Ensaios João Pires, funcionários do NDA, a colaboração amiga sempre pronta.
- Aos trabalhadores do Sector de Artes Gráficas do LNEC, pela disponibilidade e qualidade depositadas na apresentação e impressão deste trabalho.
- Aos meus pais e meus sogros o exemplo e o estímulo dados para a realização deste trabalho.
- Finalmente e de um modo muito especial à minha esposa e aos meus filhos, a quem privei da minha presença durante muito tempo, nestes últimos anos em que foi desenvolvido este trabalho, para eles um agradecimento muito especial pela sua compreensão e encorajamento.

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	IMPORTÂNCIA DOS SISMOS	2
1.2	TRABALHOS ANTERIORES	6
1.3	PAPEL DA REGULAMENTAÇÃO	11
1.4	OBJECTIVOS DO TRABALHO	13
1.5	DESCRIÇÃO DA TESE	14
2	TIPIFICAÇÃO DE EDIFÍCIOS	17
2.1	INTRODUÇÃO	17
2.2	CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DOS EDIFÍCIOS	18
2.2.1	Principais Tipos Estruturais Existentes	18
2.2.2	Medição de Frequências	23
2.2.3	Influência de Diversos Parâmetros	26
2.3	CLASSES DE EDIFÍCIOS EM PORTUGAL	28
2.3.1	Relações entre Projecto e Construção	28
2.3.2	Caracterização das Tipologias mais Frequentes.	28
2.4	MODELOS HISTERÉTICOS DE COMPORTAMENTO	33
2.4.1	Modelos Simples	34
2.4.2	Modelos Intermédios	35
2.4.3	Modelos Fibrosos	43
2.4.4	Experiência Portuguesa	44
3	MODELOS DESENVOLVIDOS	47
3.1	INTRODUÇÃO	47
3.2	COMPORTAMENTO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS A ACÇÕES REPETIDAS E ALTERNADAS.	49
3.2.1	Comportamento do Betão e do Aço	49
3.2.2	Comportamento de Elementos	65
3.2.3	Comportamento das Ligações Viga-Pilar	77
3.2.4	Comportamento de Paredes Estruturais	77
3.3	CARACTERÍSTICAS HISTERÉTICAS DOS ELEMENTOS DE BETÃO AR- MADO SUJEITOS À FLEXÃO	79

3.4	MODELOS HISTERÉTICOS MAIS UTILIZADOS	81
3.4.1	Modelo Bilinear	81
3.4.2	Modelo de Ramberg-Osgood	82
3.4.3	Modelo de Clough com Degradação de Rigidez	83
3.4.4	Modelo de Takeda	84
3.4.5	Modelo Trilinear com Degradação de Rigidez	85
3.5	MODELO HISTERÉTICO DE COMPORTAMENTO DESENVOLVIDO	86
3.5.1	Descrição do Modelo	87
3.5.2	Influência de Parâmetros	91
3.6	MODELO ANALÍTICO PARA ESTRUTURAS PÓRTICO-PAREDE	98
3.6.1	Associações em Paralelo e em Série	101
3.7	MATRIZ DE MASSA	105
3.8	MATRIZ DE AMORTECIMENTO	106
3.9	RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DO MOVIMENTO	106
3.10	FLUXOGRAMA DO PROGRAMA DESENVOLVIDO	109
3.11	CALIBRAÇÃO DOS RESULTADOS	111
4	ACÇÃO SÍSMICA	119
4.1	INTRODUÇÃO	119
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO SÍSMICO	120
4.3	PARÂMETROS PRINCIPAIS DO MOVIMENTO SÍSMICO	122
4.3.1	Duração	123
4.3.2	Valores de Pico	124
4.3.3	Período predominante	129
4.3.4	Curvas espectrais	129
4.4	MÉTODOS DE GERAÇÃO	135
4.5	ACÇÃO SÍSMICA USADA	137
5	QUANTIFICAÇÃO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	145
5.1	SEGURANÇA ESTRUTURAL	145
5.1.1	Introdução	145
5.1.2	Análise Linear	148
5.2	CÁLCULO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	151
5.2.1	Introdução	151
5.2.2	Verificação da Segurança	152
5.2.3	Processos de Dimensionamento	155
5.2.4	Exemplo	159
5.3	QUANTIFICAÇÃO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO PARA ES- TRUTURAS COMPLEXAS	160

6	CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS EM ESTUDO. CÁLCULOS LINEARES	165
6.1	INTRODUÇÃO	165
6.2	DESCRIÇÃO DOS EDIFÍCIOS	165
6.3	PROPRIEDADES DINÂMICAS	168
6.4	ANÁLISE LINEAR. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	172
7	CÁLCULOS NÃO LINEARES	189
7.1	INTRODUÇÃO	189
7.2	OBJECTIVOS E METODOLOGIA DE CÁLCULOS	189
7.3	ALGUNS RESULTADOS OBTIDOS	190
7.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	209
7.5	CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	215
8	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	225

Índice de Figuras

2.1	Edifício com parede estrutural na empena.	20
2.2	Edifício com irregularidade em altura.	21
2.3	Correlação entre períodos e altura total dos edifícios.	24
2.4	Fases da vida útil de um Edifício	29
2.5	Irregularidades em planta e em altura.	30
2.6	Classes de Edifícios	32
2.7	Modelo constituído à custa de um só elemento linear.	36
2.8	Modelo de Gilbertson	37
2.9	Modelo de Keshavarzian.	41
2.10	Modelo de Clough.	42
2.11	Modelo de Camadas de Emori.	43
2.12	Diagrama de Restituição Bilinear Usado no ONLIGRAL.	45
3.1	Curvas de Wöhler com resultados de ensaios à rotura em compressão	50
3.2	Relação entre a razão das tensões máxima e mínima (R) com a resistência à fadiga (S_{max}).	51
3.3	Relações entre a resistência à fadiga (S_{max}) e o número de ciclos (N).	51
3.4	Variação da deformação longitudinal total em função do número de ciclos para dois níveis de tensão máxima.	53
3.5	Efeito das solicitações cíclicas sobre as deformações do betão	53
3.6	Diagrama tensões-extensões do betão sobre cargas repetidas	54
3.7	Curvas de tensões-extensões para cilindros de betão carregados em compressão uniaxial.	54
3.8	Diagrama de tensões-extensões do betão em ensaio monotónico.	55
3.9	Relações tensões-extensões para um estado de tensão biaxial.	56
3.10	Efeito de diferentes tipos de confinamento no diagrama de tensões-extensões do betão.	57
3.11	Exemplificação de betão confinado e não confinado.	57
3.12	Modelo de comportamento do betão proposto por Kent e Park [1971].	58
3.13	Aumento da área de betão não confinado devido ao funcionamento em flexão dos estribos.	58
3.14	Diagrama de comportamento do betão para cargas repetidas e alternadas.	59

3.15 Diagrama típico das relações tensões-deformações do aço obtido num ensaio monotónico.	60
3.16 Diagrama de tensões-extensões do aço para diferentes tratamentos.	61
3.17 Esquema do diagrama das tensões-extensões do aço quando sujeito a acções alternadas.	62
3.18 Modelo de comportamento do aço para cargas cíclicas.	62
3.19 Resistências de aderência desenvolvidas entre a superfície dos varões e o betão.	63
3.20 Falhas de aderência que se desenvolvem na superfície dos varões.	64
3.21 Efeito do escorregamento das armaduras no interior do betão.	64
3.22 Fendas possíveis devidas a emenda de varões.	65
3.23 Representação esquemática do comportamento frágil e dúctil.	66
3.24 Diagramas momentos-curvaturas em ensaios monotónicos.	67
3.25 Definição de ductilidade.	68
3.26 Diagramas momentos-curvaturas.	69
3.27 Influência da percentagem de armadura na ductilidade de curvatura.	70
3.28 Influência da geometria da secção na ductilidade de curvatura.	70
3.29 Influência do esforço normal na ductilidade de curvatura.	70
3.30 Influência da resistência do aço e do betão na ductilidade de curvatura.	71
3.31 Influência do endurecimento da armadura na ductilidade de curvatura.	71
3.32 Diagrama de interacção esforço normal - momento flector.	72
3.33 Variação do diagrama momentos - curvatura com o esforço normal.	73
3.34 Influência do esforço normal no comportamento de elementos estruturais.	73
3.35 Efeito de "pinching" observado experimentalmente.	75
3.36 Efeito do escorregamento das armaduras longitudinais.	75
3.37 Comparação da importância do esforço transversal no comportamento de elementos estruturais.	76
3.38 Influência do número de ciclos e das incursões inelásticas.	77
3.39 Diagrama de comportamento hysterético das paredes, Paulay e Goodsir [1985].	78
3.40 Comportamento típico em flexão de um elemento de betão armado.	80
3.41 Modelo hysterético bilinear com degradação de rigidez.	82
3.42 Modelo hysterético de Ramberg-Osgood.	83
3.43 Modelo hysterético de Clough com degradação de rigidez.	84
3.44 Modelo hysterético de Takeda.	85
3.45 Modelo hysterético trilinear com degradação de rigidez.	86
3.46 Parâmetros de identificação da curva base.	87
3.47 Regras de histerese do modelo desenvolvido.	88
3.48 Consideração do efeito de "pinching" no modelo desenvolvido.	89
3.49 Relação entre o parâmetro de degradação (PD) e a variável acumulada γ para vários valores de n	91

3.50	Influência do parâmetro α na variação da % de amortecimento equivalente, em função da ductilidade.	93
3.51	Influência do parâmetro β na variação da % de amortecimento equivalente, em função da ductilidade.	94
3.52	Influência do parâmetro K_2/K_0 na variação da % de amortecimento equivalente, em função da ductilidade.	95
3.53	Variação da % de amortecimento equivalente, com os parâmetros α e β , para diferentes relações K_2/K_0 (0.0, 0.1 e 0.2) e um factor de ductilidade constante. .	96
3.54	Variação da % de amortecimento equivalente, com os parâmetros α e β , para diferentes factores de ductilidade, mantendo constante $K_2/K_0 = 0.1$	97
3.55	Deformada típica dos diferentes elementos constituintes das estruturas pórtico-parede.	99
3.56	Distribuição de forças horizontais entre os pórticos e as paredes.	100
3.57	Modelo estrutural de comportamento não linear das estruturas pórtico-parede. .	101
3.58	Associação em paralelo de elementos estruturais.	102
3.59	Associação em série de elementos estruturais.	103
3.60	Modelo estrutural da parede.	103
3.61	Associação em comboio de pórticos e paredes.	104
3.62	Conceito de força fictícia.	106
3.63	Fluxograma do Programa Desenvolvido	110
3.64	Associação de 3 molas em série.	111
3.65	Viga V35 - Relações Globais.	113
3.66	Viga V46 - Relações Globais.	114
3.67	Viga V35 - Relações Momentos-Curvaturas.	115
3.68	Viga V43 - Relações Momentos-Curvaturas.	116
3.69	Viga V46 - Relações Momentos-Curvaturas.	117
4.1	Acelerograma da Componente N65E do sismo de Parkfield de 27/6/1966 e da Componente EW do sismo de Port Hueneme de 18/3/1957	121
4.2	Acelerograma da Componente S90W do sismo de El Centro de 18/5/1940	121
4.3	Acelerograma da Componente NS do sismo do México de 6/7/1964	122
4.4	Acelerograma do sismo de Niigata de 16/6/1964	123
4.5	Gráfico de Husid, que permite a determinação da duração.	124
4.6	Valores da Aceleração Máxima Prevista para o País.	127
4.7	Valores da Velocidade Máxima Prevista para o País.	128
4.8	Valores dos Deslocamentos Máximos Previstos para o País.	130
4.9	Determinação do espectro de resposta de aceleração	132
4.10	Espectro de resposta	133
4.11	Espectro de Potência	134
4.12	Espectro de Fourier	135

4.13	Método de Liou	136
4.14	Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1969	139
4.15	Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1973	140
4.16	Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1980-NS	141
4.17	Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1980-EW	142
4.18	Espectros de Fourier dos acelerogramas obtidos dos sismos de 1969 e 1973	143
4.19	Espectros de Fourier do acelerograma obtido do sismo de 1980	144
5.1	Definição esquemática de termos a usar.	147
5.2	Modelo de Comportamento Previsto no RSA.	147
5.3	Cálculo da Probabilidade de Ruína	149
5.4	Exemplificação dos Coeficientes de Segurança	149
5.5	Variação de γ^* com a Probabilidade de Ruína	150
5.6	Transformação da Acção em Efeito de Acção	151
5.7	Representação esquemática do 1º processo de dimensionamento e correspondente processo da verificação da segurança.	157
5.8	Representação esquemática do 2º processo de dimensionamento e correspondente processo de verificação da segurança.	160
5.9	Relação entre o coeficiente de segurança γ^* e a probabilidade de colapso para diversos valores do coeficiente de ductilidade e para uma capacidade dúctil $\mu = 4$	161
5.10	Relação entre o coeficiente de ductilidade η e a capacidade dúctil μ para várias probabilidades de colapso e para um coeficiente de segurança $\gamma^* = 1,5$	161
6.1	Disposição em Planta dos Edifícios em Estudo	167
6.2	Disposição em Altura dos Edifícios em Estudo -Corte Transversal	167
6.3	Configuração do modo transversal em planta e altura (NC16TI4)	176
6.4	Configuração do modo transversal (NC16TI2)	177
6.5	Configuração do modo transversal (NC16TI5)	178
6.6	Vista genérica do edifício NC16TI4	179
6.7	Configuração dos dois primeiros modos (NC16TR1)	180
6.8	Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI2)	181
6.9	Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI3)	182
6.10	Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI4)	183
6.11	Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI5)	184
6.12	Variação da resposta ao longo do tempo.	185
6.13	Variação da resposta ao longo do tempo.	186
6.14	Variação da resposta ao longo do tempo.	187
7.1	Definição dos parâmetros usados.	190
7.2	Variação da resposta linear ao longo do tempo	193
7.3	Variação da resposta linear ao longo do tempo	194

7.4	Varição da resposta linear ao longo do tempo	195
7.5	Varição da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 2.0$ e $\eta_{par} = 1.5$)	196
7.6	Varição da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 2.0$ e $\eta_{par} = 1.5$)	197
7.7	Varição da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 2.0$ e $\eta_{par} = 1.5$)	198
7.8	Varição da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 1.5$ e $\eta_{par} = 2.0$)	199
7.9	Varição da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 1.5$ e $\eta_{par} = 2.0$)	200
7.10	Varição da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 1.5$ e $\eta_{par} = 2.0$)	201
7.11	Diagramas histeréticos de comportamento	202
7.12	Diagramas histeréticos de comportamento	203
7.13	Valores médios da resposta	204
7.14	Variâncias da resposta	205
7.15	Coefficientes de variação da resposta	206
7.16	Relação entre η_{por} e η_{par} e a máxima ductilidade exigida no pórtico e na parede .	208
7.17	Diagramas de momentos flectores	210
7.18	Diagramas de esforços transversos	211
7.19	Distribuições de ductilidade em altura	212
7.20	Distribuições de ductilidade em altura	213
7.21	Distribuições de ductilidade em altura	214
7.22	Funções de vulnerabilidade para os edifícios de 12 pisos	217
7.23	Resultados obtidos no cálculo das probabilidades de colapso	218
7.24	Relação entre γ^* e a probabilidade de colapso para diversos valores do coeficiente de ductilidade e para uma capacidade dúctil de 3.5.	219
7.25	Relação entre o coeficiente de comportamento (ν) e a capacidade dúctil (μ) para diversos valores do coeficiente de ductilidade (η).	220
7.26	Relação entre coeficiente de ductilidade (η) e a capacidade dúctil (μ) para várias probabilidades de colapso.	221
7.27	Relação entre coeficiente de ductilidade (η) e a capacidade dúctil (μ) para várias probabilidades de colapso e para um coeficiente de segurança $\gamma^* = 1.5$	222

Índice de Quadros

2.1	Características dos edifícios e frequências medidas	25
3.1	Comparação dos valores da % de amortecimento equivalente em função de α , para $\mu=4$, entre diversos modelos	92
6.1	Características geométricas dos elementos estruturais	167
6.2	Comparação da 1ª e 2ª frequências obtidas por diferentes programas	172
6.3	Características dinâmicas das estruturas de edifícios em estudo	173
6.4	Valores lineares obtidos para o edifício NC16TR1	175
6.5	Valores comparativos do deslocamento e corte basal	188
7.1	Valores da função de vulnerabilidade por piso para o edifício NC12TR1	216
7.2	Valores do coeficiente de comportamento (ν) e do coeficiente de ducti- lidade (η) para uma probabilidade de colapso de 10^{-5} e para uma capa- cidade dúctil (μ) de 4.	223

Simbologia

Os símbolos utilizados vão sendo definidos à medida que surgem no textos, sendo recordadas as suas definições, quando se julga apropriado. Não se incluem, contudo, alguns símbolos que constam de figuras de obras de outros autores incluídas no presente trabalho. Alguns símbolos têm mais do que um significado, quando isso não se presta a equívocos. Começa-se a simbologia pelas letras latinas seguindo-se as letras gregas.

a - Aceleração; altura da nervura

B - Operador de vulnerabilidade

C - Matriz de amortecimento

C_s - Coeficiente sísmico

c - Variáveis de controlo

c - espaçamento das nervuras; constante da degradação de resistência

D - Deslocamentos generalizados (deslocamentos, rotações, distorsões, curvaturas, etc); Duração do sismo

D_c - Deslocamento generalizado correspondente à fendilhação do betão

D_{CA} - Deslocamento generalizado máximo obtido no ciclo anterior

D_f - Deslocamento último do elemento debaixo de um carregamento monotónico

D_i - Deslocamento generalizado máximo do ciclo i

D_L - Deslocamento generalizado máximo obtido numa análise linear

D_M - Deslocamento generalizado máximo

D_m - Deslocamento generalizado máximo atingido em ciclos anteriores

D_{NL} - Deslocamento generalizado máximo obtido numa análise não linear

D_y - Deslocamento generalizado correspondente à cedência das armaduras

D_0 - Deslocamento generalizado correspondente à força generalizada

D_ϕ - Valor mínimo do deslocamento no modelo de Ramberg-Osgood

d - Variáveis de decisão

d - Altura útil da peça

$d_{0.5}^h$ - Deslocamento máximo em regime não linear correspondente ao valor de 0.50 da função de autoconvolução

$d_{0.5}^l$ - Deslocamento máximo em regime linear correspondente ao valor de 0.50 da função de autoconvolução

d_r - Valor representativo do deslocamento máximo

d_y - Deslocamento elástico limite

ξ - Exigências
 E_c - Módulo de elasticidade do betão
 EI - Factor de rigidez duma secção em flexão
 E_r - Espectro de resposta
 E_s - Módulo de elasticidade do aço
 F - Forças generalizadas (Momento, esforço transversos, etc)
 F_c - Força generalizada correspondente à fendilhação do betão
 F_{CA} - Força generalizada máxima obtida no ciclo anterior
 F_{eff} - Vector força efectivo
 FFT - Transformada de Fourier
 F^f - Força fictícia
 F_M^f - Força fictícia devida aos momentos
 F_T^f - Força fictícia devida aos esforços transversos
 F_L - Força generalizada máxima obtida numa análise linear
 F_m - Força generalizada máxima atingida em ciclos anteriores
 F_{NL} - Força generalizada máxima obtida numa análise não linear
 F_y - Força generalizada correspondente à cedência das armaduras
 F_R - Função de distribuição das resistências
 F_S - Função de distribuição das acções
 F_ϕ - Valor mínimo da força no modelo de Ramberg-Osgood
 f - Frequência
 f_b - Tensão de contacto
 f_c - Tensão máxima de compressão do betão
 f_{cc} - Resistência elástica em compressão do betão
 $f_{0.5}^h$ - Força máxima em regime não linear correspondente ao valor de 0.50 da função de autoconvolução
 $f_{0.5}^l$ - Força máxima em regime linear correspondente ao valor de 0.50 da função de autoconvolução
 f_R - Função de densidade de probabilidade das resistências
 f_S - Função de densidade de probabilidade das acções
 f_{yc} - Força de cedência de cálculo
 f_{ym} - Valor médio da força de cedência de cálculo
 G - Cargas gravíticas
 G_f - Função de densidade espectral de potência
 g - Aceleração da gravidade
 gl - Grau de liberdade
 H - Altura
 $H(\omega, \xi)$ - Função de transferência
 h - Acções
 h - Altura do andar

I - Momento de inércia duma secção
 I_a - Intensidade de Arias
 I_{eff} - Momento de inércia efectivo duma secção
 I_{gross} - Momento de inércia da secção bruta
 K - Rigidez
 K_c - rigidez dos pilares de um andar
 K_D - Rigidez de carga ou descarga
 K_e - Rigidez elástica inicial
 K_{eff} - Matriz de rigidez efectiva
 KGA - Factor de rigidez duma secção em corte
 K_{gt} - rigidez das vigas acima de um andar
 K_{gb} - rigidez das vigas abaixo de um andar
 K_r - Nova rigidez de carga ou descarga após inversão de carregamento
 K_y - Rigidez elástica inicial
 K_0 - Rigidez inicial no modelo desenvolvido
 K_1 - Rigidez após a fissuração do betão
 K_2 - Rigidez após cedência
 $[K_f]$ - Matriz de rigidez do pórtico
 $[K_p]$ - Matriz de rigidez da parede
 $[K_s]$ - Matriz de rigidez secante
 $[K_T]$ - Matriz de rigidez tangente
 l - Distância da aplicação da carga ao apoio; comprimento da viga
 l_s - Nível de recuo
 l_w - comprimento da parede
 M - Matriz de massa
 M - Magnitude
 M_f - Momento flector
 m - Massa
 N - Esforço normal
 N - Número de ciclos máximos
 n - Número de andares
 n - constante da degradação de resistência
 n_c - Número de ciclos
 PD - Parâmetro de degradação
 P_r - Probabilidade de ruína
 $P - \Delta$ - Efeito de 2ª ordem
 p - Razão de endurecimento
 q - Deslocamentos
 q_t - Deslocamentos de translacção horizontal
 q_θ - Rotações

R - Razão das tensões; Distância focal
 R_d - Valor de cálculo dum esforço resistente
 R_s - Grau de recuo
 r - Incertezas da estrutura
 S - Parâmetro que representa as condições locais do terreno de construção
 S_d - Valor de cálculo dum esforço actuante
 S_e - Coeficiente estrutural
 S_{EK} - Esforço resultante da acção sísmica, tomado com o seu valor característico
 $S(f)$ - Espectro de potência
 S_{GK} - Esforço resultante duma acção permanente, tomado com o seu valor característico
 S_{max} - Parâmetro caracterizador da resistência do betão
 S_{QK} - Esforço resultante duma acção variável, tomado com o seu valor característico
 T - Período
 t_{max} - Duração total do registo
 u - Deslocamento relativo
 \dot{u} - Velocidade relativa
 \ddot{u} - Aceleração relativa
 V - Esforço transversal
 $V()$ - Função de vulnerabilidade
 V^h - Função de vulnerabilidade correspondente a um comportamento hysterético médio
 V^l - Função de vulnerabilidade linear
 v - Velocidade
 v_a - Forças de adesão
 v_c - Forças de contacto
 x - Altura do eixo neutro
 x_c - Valor crítico do eixo neutro
 \ddot{x} - Aclerograma de partida
 \ddot{y} - Acelerograma artificial
 z - Vector de configuração dos modos
 α - Parâmetro de degradação de rigidez; Parâmetro do método de Newmark
 α_u - Factor de forma da distribuição de tensões na zona comprimida
 β - Parâmetro caracterizador do efeito de pinching e slipping; Constante do método de Newmark-Beta
 Δ - Deslocamento relativo de andar
 Δ_t - Intervalo de tempo
 $\Delta\ddot{y}$ - Vector de aceleração na base
 δ - Parâmetro do método de Newmark
 η - Coeficiente de ductilidade; Parâmetro de Jennings
 η_{par} - Coeficiente de ductilidade na parede
 η_{por} - Coeficiente de ductilidade no pórtico

ϵ_c - Extensão de compressão do betão
 ϵ_{cy} - Extensão no betão correspondente à cedência da armadura
 ϵ_{cu} - Extensão última de compressão
 ϵ_s - Extensão do aço
 ϵ_{sd} - Extensão da armadura de compressão
 ϵ_{sy} - Extensão de cedência das armaduras
 ϵ_0 - Extensão máxima de compressão do betão, correspondente a f_c
 γ - Distorsão; Parâmetro de degradação de resitência ; Parâmetro do modelo inicial de Ramberg-Osgood
 γ_g - Coeficiente de segurança relativo a acções permanentes
 γ_k - Factor de segurança característico
 γ_q - Coeficiente de segurança relativo a acções variáveis
 γ_u - Factor de forma da secção da peça
 γ_0 - Factor de segurança central
 γ_1 - Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis
 γ_2 - Coeficiente de segurança relativo ao efeito das acções variáveis
 γ^* - Factor de segurança de projecto
 λ_i - Valor próprio
 μ - Ductilidade
 μ_d - Ductilidade disponível
 μ_e - Ductilidade exigida
 ν - Coeficiente de comportamento
 ν_F - Coeficiente de comportamento em força
 ν_D - Coeficiente de comportamento em deslocamento
 v - Esforço normal reduzido
 ω_i - Frequência angular
 ω_{01} - Percentagem mecânica da armadura na zona traccionada
 ω_{02} - Percentagem mecânica da armadura na zona comprimida
 Φ_0 - Coeficiente definido como a razão entre o momento resistente e o de cálculo
 ϕ_i - Vector próprio
 ψ - Designação genérica dos coeficientes que determinam os valores reduzidos das acções
 σ_c - Tensão de compressão do betão
 σ_{max} - Tensão máxima
 σ_{min} - Tensão mínima
 σ_s - Tensão no aço
 θ - Rotação
 ξ - Amortecimento relativo; factor multiplicativo da acção sísmica de referência

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

A Engenharia Sísmica tem vindo a constituir-se como uma área específica da Engenharia Estrutural, quer pela complexidade e diversidade dos fenómenos físicos envolvidos, quer pelas consequências catastróficas que advêm dos grandes sismos. De um modo geral os edifícios são estruturas que apresentam uma grande diversidade de comportamento, face à ocorrência de um grande sismo. Isto deve-se não só às suas características geométricas e mecânicas, quer em termos globais, quer em termos locais, como às suas características dinâmicas, mormente o valor das suas frequências próprias. É reconhecido que este comportamento é marcadamente não linear, dado que não é justificável economicamente que o dimensionamento dos edifícios se faça com o objectivo de garantir uma resposta linear a uma acção sísmica. Até porque a incerteza em torno da definição da acção sísmica ainda é elevada, pelo que a garantia dessa resposta linear seria sempre posta em causa. Por isso no dimensionamento de estruturas de edifícios são de aceitar danos estruturais, de maior ou menor importância, desde que se garanta que o edifício não colapsa. Com efeito, segundo a filosofia contida nos regulamentos mais recentes, as estruturas devem ser dimensionadas para:

- Resistirem sem danos estruturais e não estruturais a pequenos sismos.
- Resistirem a sismos moderados, tais como aqueles que são esperados acontecerem mais do que uma vez na sua vida, com insignificantes danos estruturais e alguns danos não estruturais.
- Sobreviver a grandes sismos (tal como os sismos de cálculo cuja probabilidade de serem excedidos é da ordem dos 0.5%) com consideráveis mas reparáveis estragos nos elementos estruturais.

A resposta das estruturas, para excitações sísmicas reduzidas ou moderadas, pode ser elástica enquanto que para sismos intensos, essa resposta, é necessariamente não linear. Esta resposta poderá ser avaliada através de uma análise não linear da estrutura, mas atendendo à sua proibitiva complexidade e custo, tal análise não é usada na prática corrente, quer na concepção quer no cálculo dos edifícios.

É evidente que esta análise não linear pressupõe o bom comportamento de todos os elementos estruturais e o bom desempenho da estrutura que, neste caso, passa por uma distribuição uniforme de rótulas plásticas ao longo da estrutura, evitando a formação de mecanismos prematuros, e pela disponibilidade de ductilidade em todos os elementos estruturais, principalmente nas suas zonas críticas.

A análise sísmica não linear é normalmente usada para definir regras práticas simplificadas, como por exemplo a definição dos coeficientes de comportamento, a importância da geometria das estruturas e a proporção relativa dos materiais, etc.

O que prevêm os regulamentos é uma análise estática ou dinâmica linear com a correcção dos resultados assim obtidos por um factor denominado coeficiente de comportamento e que pretende ter em conta, de uma maneira simples, os efeitos não lineares dos materiais. É fácil compreender que o valor deste coeficiente seja dependente do tipo de estrutura, dos materiais que a constituem e do grau admissível de exploração de ductilidade dos elementos estruturais.

Apesar da grande divulgação de processos de dimensionamento baseados nos coeficientes de comportamento, a quantificação dos seus valores tem sido feita, em grande parte, baseada na experiência e tradição de projecto, assim como no julgamento feito por regulamentadores e projectistas, Carvalho [1980]. Estes coeficientes têm uma importância fundamental nesses processos de dimensionamento, já que afectam de forma significativa os esforços de dimensionamento devidos à acção sísmica. A quantificação desses valores, atendendo à segurança estrutural, deve ser um dos objectivos da Engenharia Sísmica.

Os métodos simplificados previstos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), que recorre a uma definição estática da acção dos sismos sobre a estrutura, restringe a sua validade a estruturas com um comportamento dinâmico simples e bem caracterizado. Uma das condições de validade é a de que os edifícios não apresentem, no seu desenvolvimento em altura, grandes variações de massa ou de rigidez. Todavia, interessa caracterizar o comportamento de edifícios que não satisfaçam estas condições e que são muito correntes em Portugal. Estes edifícios, irregulares em altura, são aqueles que apresentam ao longo da sua altura mudanças de forma, tendo variações bruscas de rigidez e/ou massa, a partir de determinado piso. O presente trabalho vai debruçar-se precisamente sobre um conjunto de edifícios que apresentam algumas dessas irregularidades em altura. A análise dinâmica não linear deste tipo de edifícios permitirá compreender melhor o seu comportamento e a partir daí definir-se coeficientes de comportamento diferentes em funções das irregularidades existentes, ou aceitar determinados valores padrões para os coeficientes de comportamento e quantificar factores de penalização para essas irregularidades.

1.1 IMPORTÂNCIA DOS SISMOS

A importância do estudo do comportamento sísmico de edifícios está associada ao custo que representa para a economia de um país a ocorrência de uma calamidade desta natureza.

Estes custos, que muitas vezes são só contabilizados em termos monetários, têm de ser

equacionados do ponto de vista moral, social e económico, a exemplo do que já se faz em vários países (China, Japão, USA, Nova Zelândia).

Analisando as estatísticas, pode-se ver que os últimos 11 grandes sismos destruíram ou implicaram a destruição de cerca de 100 milhões de m^2 de área construída. Na década de 70 o total de mortes a nível mundial provocadas pelos sismos, foi de cerca de 1/2 milhão de pessoas, Fu [1987]. Estes números que são impressionantes, mostram a importância dos sismos na economia dum país e a necessidade de se proceder a estudos que permitam o dimensionamento óptimo das estruturas.

Dos 5 grandes sismos mundiais que são relatados na história, um ocorreu em Portugal, pelo que o risco sísmico deve ser considerado importante.

Passam-se a referir alguns dos sismos mais recentes que ocorreram em diversas partes do mundo. Assim, tem-se:

- China, 23 de Agosto de 1985, com epicentro em Wugia e com a magnitude (M) de 7.4, Fu [1987].
- Japão, 17 de Dezembro de 1987, sismo de Chibaken-Toho-Oki, com magnitude de 6.7. Teve um pico de aceleração de 398 cm/s^2 e originou prejuízos de 2.8 biliões de yens. A sua duração foi de cerca de 30 s e com frequências predominantes de 3 e 4.5 Hertz. Poucos edifícios de betão armado foram afectados, aparecendo maiores danos longe do epicentro devido às condições geológicas locais, Katayama et al ¹ [1987].
- Canadá, 23 de Dezembro de 1985, sismo de North Nahami River, com magnitude de 6.9. Duração de cerca de 20 s, Heidebrecht et al [1988].
- Grécia, 5 de Maio de 1986, sismo de Doganşehir-Golbasi, arruinou cerca de 20 aldeias, dentro de um raio de 15 Km a partir de Surgu, matando poucas pessoas, Ambraseys [1988a].
- Nova Zelândia, 2 de Março de 1987, sismo de Edgecumbe, com magnitude de 6.3, pico de aceleração 0.33g registado a 15 Km do epicentro. Durante as horas seguintes ocorreram 4 réplicas com magnitudes superiores a 5. Cerca de 50 edifícios sofreram danos sérios e algumas obras importantes tiveram danos menores. Todos os edifícios que tinham sido dimensionados segundo a nova regulamentação neo-zelandesa comportaram-se bem, Pender [1987].
- Estados Unidos da América, 1 de Outubro de 1987, sismo de Whittier Narrows, com magnitude 5.9, tendo uma réplica 3 dias mais tarde com magnitude de 5.5. Pico de aceleração, 0.4g a 0.63g a 6 Km do epicentro; 0.3g a 8 Km; 0.2g a 20 Km. A atenuação foi claramente não uniforme. Cerca de metade dos edifícios, num total de 5416, sofreram danos, tendo originado prejuízos da ordem dos 400 milhões de dólares. Registaram-se 3

¹do latim "et alia" que significa "e outros"

mortes. Este sismo deu origem a uma série de publicações, salientando-se dois volumes da Earthquake Spectra, Shepherd [1987].

- Arménia (URSS), sismo de Spitak (Arménia), 7 de Dezembro de 1988, com magnitude de 6.7. Ocorreram uma série de réplicas com pequena magnitude, com excepção de uma, logo a seguir ao sismo principal (4 minutos mais tarde), com magnitude de 6.3. A duração foi de cerca de 23 s. O pico de aceleração horizontal foi de 0.18 g e o vertical de 0.13 g. O sismo principal e as suas réplicas mais fortes causaram grandes danos principalmente em certos tipos de construção, Ambraseys [1988b]. No final do ano de 1988, 24000 vítimas tinham sido identificadas. Mais de 15000 foram salvas das ruínas. 58 povoações rurais foram completamente destruídas. Na zona epicentral situam-se grandes cidades, Leninakan (230 000 habitantes) e Kirovakan (150 000 habitantes). Cerca de 80 escolas, 90 infantários e 85 hospitais foram destruídos ou ficaram com grandes danos, Aninic [1988].

Uma vez que a regulamentação portuguesa consagra a acção sísmica em termos de sismos próximos e sismos afastados, ir-se-á abordar com mais detalhe dois sismos que ocorreram recentemente e que têm alguma semelhança com os sismos previstos nessa regulamentação. Assim, tem-se no caso do sismo próximo, o sismo de Kalamata ocorrido na Grécia em 13 de Setembro de 1986 e no caso do sismo afastado o sismo ocorrido no México em 19 de Setembro de 1985.

– Sismo de Kalamata

A importância de sismos de pequena e média intensidade ($M=6.0$), é dependente da ocorrência se verificar numa zona urbana ou numa zona periférica ou rural. Estes sismos característicos de um sismo próximo, podem ter efeitos altamente destruidores. Num passado recente, pequenos ou médios sismos têm sido responsáveis pela destruição de várias cidades e centros rurais em diferentes partes do mundo. Por exemplo, Skopje, Jugoslávia (26/2/68, $M=6.0$), Barce, Líbia (21/2/63, $M=5.4$), Agadir, Marrocos, (29/2/60, $M=5.7$) e São Salvador, El Salvador (10/10/86, $M=5.4$). Estes 4 sismos, todos de intensidade média, produziram danos elevados e acarretaram graves prejuízos económicos e sociais para os respectivos países, Elnashai et al [1987].

O distrito de Messina está dentro da zona tectónica do Arco Helénico, que tem originado ao longo dos anos sismos de elevada intensidade. Por exemplo em 10 de Junho de 1846, o sismo de Messini foi sentido em toda a Ásia Menor. Todos os edifícios de Messini colapsaram e os efeitos da liquefação fizeram-se sentir no norte da cidade. Em Kalamata contudo só algumas casas ficaram sem estragos. Um total de 2500 edifícios ficaram destruídos e 30 pessoas morreram. Contudo o sismo mais destrutivo ocorreu em 27/8/1886 na costa da Messínia. O sismo foi sentido na Sicília, Egipto e Ásia Menor, tendo ocorrido mais de 43 réplicas. Este sismo destruiu 3 cidades e 123 vilas e causou sérios danos em muitas outras, incluindo Kalamata. Um total de 6500 edifícios ficaram sem possibilidades de serem habitados e 326 pessoas morreram. Durante o período de 1893 a 1930 foram sentidos 65 sismos na área de Kalamata

O sismo de 13 de Setembro de 1986 foi registado em 392 estações internacionais. A partir daqui foi possível calcular a magnitude, $M=5.7$, e a profundidade focal (de 34 Km), que diferem

dos registos gregos obtidos pelo Observatório Nacional, que calcularam $M=6.2$ e profundidade focal de 13Km. Os registos deste sismo mostram as suas características de sismo próximo. Os efeitos do sismo ficaram confinados a uma área com cerca de 6 Km para cada lado do Rio Nedon. Esta pequena área epicentral indica a pequena profundidade focal, responsável pelas altas acelerações verticais registadas.

Depois do sismo, 420 engenheiros civis, grande parte funcionários do estado, foram agrupados em comités de 3 elementos para inspeccionar cada edifício e fazer o relatório competente. Este estudo incluiu cerca de 9800 estruturas, permitindo classificá-las em 4 grupos:

- Edifícios colapsados ou parcialmente colapsados (prontos para demolir).
- Edifícios que sofreram danos estruturais importantes.
- Edifícios que sofreram danos estruturais pouco significativos.
- Edifícios que sofreram poucos ou nenhuns danos nos elementos não estruturais.

A partir deste estudo foi possível tirar as seguintes conclusões, Zissiadis et al [1988]:

- Os edifícios com uma distribuição regular de betão armado comportaram-se melhor que os edifícios de alvenaria ou mistos e de entre estes os de alvenaria foram os que tiveram pior comportamento.
- Estruturas de betão armado construídos depois de 1981 (depois do sismo de Alkionidis, que sensibilizou os engenheiros para o problema) apresentaram menos danos do que os construídos antes.

- Sismo do México

Este sismo ocorrido em 19 de Setembro de 1985, em frente à costa dos estados de Guerrero e Michoacan, iniciou-se num deslizamento entre a placa de Cocos e a placa da América do Norte, que deu lugar a um sismo de consequências excepcionais para a Cidade do México, situada a 400 Km do epicentro, Esteva [1987]. Vários milhares de vítimas, mais de 200 edifícios caídos, alguns deles de mais de 15 pisos e milhares com diversos graus de danos, foi o saldo deixado pelo sismo. A magnitude do sismo foi de 8.1 sendo seguido por várias réplicas, a maior das quais aconteceu 36 horas depois com uma magnitude de 7.5, com o epicentro a 340 Km, que causou danos adicionais e o colapso de algumas estruturas já severamente danificadas pelo sismo principal.

O movimento do terreno no Vale do México foi registado com 11 acelerógrafos, oito dos quais se encontravam na zona urbana e destes só um (SCT) dentro da zona dos danos, ainda que não situado na zona de máxima intensidade.

O acelerograma obtido em SCT, registou uma aceleração máxima de 0.17g na direcção E-W e o seu espectro de resposta para um amortecimento de 5% alcançou o valor de 1.0g para o período de 2 segundos. As altas ordenadas espectrais observadas também para dois segundos de

período no terreno firme da Cidade Universitária, evidenciam uma grande energia em torno dos 2 segundos, nas ondas sísmicas que chegaram ao Vale do México. Por esta razão, a grande regularidade no movimento vibratório registado no SCT atribui-se à coincidência do período dominante do local com os dois segundos. Assim mesmo, considera-se que os danos excepcionais que se produziram nos edifícios de altura média foram ocasionados por um fenómeno de ressonância que amplificou enormemente as oscilações daquelas estruturas, cujo período fundamental era também cerca de 2 segundos.

Nos primeiros dias a seguir ao sismo foi feito um levantamento dos danos, tendo-se detectado 210 edifícios total ou parcialmente derrubados (sem se atender a vivendas de 1 ou 2 pisos). A análise dos edifícios com danos foi feita só do exterior. A partir deste estudo foi possível definir a zona de danos, podendo notar-se que esta zona coincidia com a zona atingida pelos sismos de 1957 e 1979.

Os danos concentraram-se principalmente em estruturas de mais de 6 pisos, predominando os danos em estruturas de laje fungiforme, Popov [1987].

Foi feito um levantamento exaustivo dos danos causados nos edifícios, tendo-se dividido esse levantamento em duas secções, edifícios com mais de 4 pisos e edifícios com 4 pisos ou menos, que compreendem a maioria dos edifícios estruturais com parede de alvenaria resistente. De 5025 edifícios localizados com danos, 1205 correspondem ao primeiro grupo e 3820 ao segundo. Utilizando-se toda esta informação elaborou-se um mapa de intensidades, com base na densidade dos edifícios que sofreram danos de 4 pisos ou menos. Considerou-se que este grupo de edifícios permitia cobrir uma grande zona urbana, com tipos estruturais bastante homogêneos e que se diferenciam dos edifícios de maior altura que apresentam uma maior variedade de tipos estruturais. Em geral as curvas de igual intensidade coincidiam com a zonificação de danos.

1.2 TRABALHOS ANTERIORES

O comportamento dinâmico das estruturas de edifícios irregulares mereceram pouca atenção até meados da década de 1960. Nas últimas duas décadas, têm-se realizado alguns estudos analíticos e experimentais. Os trabalhos publicados abordam dois tipos de irregularidades, os aditamentos ("appendages") e os recuos ("setbacks"). Ou seja, se se considerar o edifício dividido em duas zonas; a da torre e a da base, no caso do aditamento a largura da torre é superior à da base; no caso do recuo a largura da torre é inferior à da base. Iremos fazer uma breve referência aos diversos trabalhos publicados sobre o assunto.

- Penzien e Chopra [1965]

Desenvolveram estudos sobre um edifício com aditamentos, calculando as forças sísmicas no seu topo e usando 3 modelos diferentes. As estruturas foram analisadas em regime linear. Foram considerados sistemas com n graus de liberdade (ngl), $2gl$ e $1gl$ na análise. Quando usaram os $2gl$, cada modo do edifício regular foi modelado por um sistema separado de $2gl$. Os parâmetros definidores eram as propriedades generalizadas do edifício regular e os

valores correspondentes para o aditamento.

Na análise com $1gl$ o sistema de $2gl$ foi reduzido a 2 sistemas generalizados de $1gl$ representando o seu 1 e 2º modos de vibração. Assim obtiveram a resposta máxima em cada um dos dois sistemas, usando a técnica da raiz quadrada da soma dos quadrados, (SRSS), para as duas respostas, calcularam o valor máximo do coeficiente sísmico produzido pelo enésimo modo.

A comparação dos resultados indicam que a resposta dinâmica do aditamento pode ser prevista correctamente, usando o sistema de $2gl$. Esta conclusão era verdadeira mesmo quando o período fundamental do aditamento coincidia com o período do edifício. Contudo, o sistema de $1gl$ dava erros quando o período do aditamento era próximo de um dos períodos de valor mais baixo do edifício.

- Skinner, Skilton e Laws [1965]

Efectuaram análises elásticas de um edifício de 1 único andar com uma torre também com um andar sob a acção do sismo de El Centro. Verificou-se que se os períodos da torre e da base (calculados por equações especificadas) não estavam próximos, o corte na torre podia ser determinado usando o SRSS das duas forças de corte modais. Quando a diferença de períodos era abaixo de 5%, as forças de corte na torre eram determinadas para cerca de 4 a 1.5 vezes o peso da torre para 5% e 10% de amortecimento respectivamente.

- Jhaveri [1967]

Analizou a resposta dinâmica linear de edifícios simétricos e assimétricos com recuos ("set-back"). A assimetria é devida ao desfasamento entre os centróides da torre e da base. Os parâmetros usados foram o nível do recuo, definido como a razão entre o peso da base e o peso da torre e o grau de recuo, definido como a razão entre a área da torre e a área da base. Para aferição foi usada uma estrutura regular com propriedades similares. Os cálculos indicaram que os deslocamentos do andar na parte da torre eram maiores do que os obtidos no edifício regular. Mais indicaram que quanto mais pequena era a torre, maior era a diferença de deslocamentos. Definindo o coeficiente sísmico como a razão entre o corte num andar e o peso acima desse andar, foram calculados os coeficientes sísmicos máximos, tendo-se encontrado que este coeficiente era maior na base da torre do que o correspondente na estrutura uniforme. Este coeficiente era especialmente grande quando a torre era esbelta, correspondente a um grau de recuo menor do que 5% e os períodos dos modos mais baixos da base e da torre (considerada separadamente) eram muito próximos. Nos edifícios com recuos assimétricos a distribuição de torção era semelhante à distribuição do corte, excepto a quebra do corte na zona do recuo que não aparecia na distribuição de torção.

- Blume e Jhaveri [1969]

Analisaram edifícios com recuos simétricos, tendo realizado várias análises dinâmicas lineares. Os edifícios foram modelados como consolas com deformabilidade por corte. Estes edifícios tinham 15 andares de altura com recuos aos diversos níveis. Foram considerados na análise o registo de El Centro e o de Taft. Para todas as posições do recuo as respostas para o registo de El Centro indicaram um aumento no coeficiente sísmico da base quando se diminuía o tamanho da torre relativamente à base, enquanto que para o registo do sismo de Taft este coeficiente não mudava significativamente.

As análises aos resultados dos dois registos mostraram, um aumento no coeficiente sísmico na base da torre com a diminuição da altura da torre.

- Penzien [1969]

Os trabalhos desenvolvidos em 1965, foram retomados e complementados com a utilização dos espectros de resposta, tendo-se concluído que estes estimam por baixo o valor do corte basal no aditamento para frequências pouco espaçadas. A concentração de forças no aditamento não podiam ser identificadas usando um oscilador com $1g$ a representar a estrutura total. Foi desenvolvido um modelo com $2g$ em que se utilizava a análise modal.

- Pekau e Green [1974]

Estudaram a resposta de um edifício de 10 andares com recuos, comparando a resposta dinâmica não linear com a resposta dinâmica linear do edifício regular e do irregular. Definindo a razão de rigidez dum andar como a razão entre a rigidez do andar da torre e a rigidez da estrutura uniforme, concluíram que se esta razão é maior que 0.60 o recuo na estrutura não tem significado na resposta, comportando-se a estrutura como uniforme. As análises elásticas do edifício com recuo estimavam por baixo, os deslocamento entre pisos dos andares e a ductilidade com razões de rigidez menores que 0.60 e níveis de recuo (definidos estes como a altura da base relativamente á altura total) maiores que 0.80. Para estruturas com recuos, a razão entre estes dois últimos parâmetros penalizava excessivamente a torre conduzindo à discrepância entre a resposta elástica e inelástica.

- Humar e Wright [1977]

Analisaram o comportamento dinâmico não linear de uma classe de estruturas com recuo usando o registo de El Centro. A estrutura regular e a estrutura com os recuos foram obtidas a partir de um edifício de 50 andares com um só tramo, definida como estrutura de partida. A estrutura regular com 50 andares e três tramos foi formada juntando 3 estruturas de partida. Assim, as propriedades dos elementos eram similares às da estrutura de partida, excepto os pilares do interior que têm as dimensões duplas dos pilares da estrutura de partida. A base da estrutura com recuo, tem 3 tramos, enquanto a torre tem só um tramo localizado no centro.

Dois parâmetros foram usados para caracterizar as diversas estruturas . O nível do recuo, l_s , definido como a razão entre a altura de base e a altura total do edifício e a razão entre

a área plana da base e a da torre, R_S .

Para as análises inelásticas, os elementos foram modelados através de um modelo de comportamento hysterético bilinear. Foi considerada uma distribuição de massas igual à do edifício regular. Para o edifício com recuo, a massa do piso na base foi considerada igual à do edifício regular. A massa da torre foi tomada igual à da base multiplicada pela razão R_S . A rigidez lateral das vigas e pilares a qualquer nível da torre, foi tomada como a rigidez correspondente à da estrutura uniforme multiplicada por R_S . A base tem as mesmas propriedades que a da estrutura regular.

Foi observado que a diminuição do valor de R_S , implica a diminuição do período fundamental (com uma mudança menos pronunciada para o segundo e terceiro modos), aumentando a contribuição dos modos superiores para o corte basal; diminuí o deslocamento relativo entre pisos na parte da base (com uma redução mais pronunciada quando o recuo é próximo da meia altura) e aumenta o coeficiente sísmico ao longo da altura do edifício.

Os deslocamentos relativos entre pisos na parte da base são mais pequenos que os correspondentes na estrutura uniforme. Na parte da torre, os máximos deslocamentos relativos entre pisos, as forças máximas de corte e as máximas ductilidades nas vigas são substancialmente maiores que as respostas correspondentes na estrutura uniforme.

As envolventes das forças de corte quando calculadas para diferentes modelos sujeitos ao registo de El Centro e comparados com as obtidas usando o SEAOC de 1973, concluiu-se que o regulamento estimava por baixo estas forças na parte superior do terço do edifício mesmo quando é uniforme. A discrepância é maior para os modelos com recuos.

- Aranda [1984]

Investigou as exigências de ductilidade para pórticos de betão armado com recuos, usando modelos analíticos. Foram modelados edifícios de 10 andares com 3 tramos iguais e com a torre centrada localizada a meia altura. As estruturas foram dimensionadas usando o Regulamento Mexicano de 1977.

Observou-se comportamento não linear, mesmo para aqueles casos em que o factor de ductilidade foi considerado igual a 1 no dimensionamento. A máxima exigência de ductilidade calculada foi duas vezes superior nos edifícios com recuos, enquanto nos edifícios regulares foi vez e meia o valor de projecto para um edifício equivalente regular. A exigência de ductilidade é maior perto do nível do recuo.

- Korkut [1984]

Analisou a resposta elástica de um edifício de 8 andares com 50 e 80% de recuos localizados a meia altura. A distribuição de forças de corte calculada a partir de análise dinâmica linear e o valor correspondente obtido considerando uma aceleração linear ao longo de altura, foi encontrado como sendo diferente entre 40 a 50%. Grandes discrepâncias foram encontradas entre as distribuições de forças de corte calculadas e as que se obtiveram a

partir do primeiro modo. Análises dinâmicas lineares foram recomendadas como métodos indispensáveis para dimensionamento sísmico de estruturas com recuos.

- Wood [1986]

Construiu dois modelos de pequena escala de estrutura de betão armado com recuos que foram testados em mesa sísmica.

A escala dos edifícios era 1/15. Os modelos representavam um edifício de 9 andares com três tramos. Arranjos simétricos de recuos foram seleccionados e os pesos dos andares e as áreas dos andares variavam à volta de 66% dos andares adjacentes. Concluiu-se que o comportamento dinâmico observado em ambos os modelos não indicava qualquer perturbação pela presença dos recuos.

- Shahrooz e Moehle [1987]

Realizaram estudos analíticos e experimentais sobre edifícios com 6 andares construídos à escala de 1/4, com dois tramos e recuos com 50% localizados a meia altura. Os modelos foram sujeitos aos sismos de El Centro, Miyagi-Keu-Ori e México 1985.

Nos testes o corte basal atingiu 7 vezes o corte basal previsto. Apesar da grande diferença entre os valores medidos e a resistência de projecto os danos estruturais foram limitados. Detectou-se que um dos factores que mais contribui para este excesso de resistência é a contribuição da laje na resistência à flexão das vigas, tendo-se chegado a um valor de 1.5 vezes a largura da alma para cada lado da viga, dando origem a um aumento da resistência de cerca de duas vezes a prevista. Isto deu origem a que o mecanismo de viga previsto, se transformasse em alguns casos em mecanismo de andar.

Os deslocamentos relativos atingidos entre pisos foram cerca de 1.6% da altura do andar. Considerando as propriedades iniciais de rigidez e amortecimento foi possível obter boas estimativas das grandezas das respostas máximas usando análises dinâmicas inelásticas. Contudo, o conteúdo em frequências e magnitudes das respostas calculadas são muito sensíveis às rigidezes iniciais consideradas. Nos testes experimentais com importantes registos inelásticos, a correlação entre os resultados analíticos e experimentais foi bom nos primeiros ciclos, mas piorou com o número de ciclos, dado que o modelo analítico usado não previa a degradação de rigidez. Os modelos analíticos planos apresentam bons resultados quando comparados com os resultados experimentais (uniaxiais).

A análise estática é incapaz de estimar o comportamento da estrutura dado que calcula unicamente a grandeza dos "drifts" e do corte basal. Contudo estas análises são uma boa ferramenta para estabelecer critérios sobre como uma estrutura se deforma e onde poderão surgir os danos, desde que sejam utilizadas técnicas alternativas para calcular os valores da resposta.

Os resultados não apresentaram grandes variações devido à introdução dos recuos. O diagrama dos deslocamentos foi semelhante ao da estrutura uniforme. Não se encontrou

nenhuma distribuição de forças de inércia inesperada. Em resumo, o comportamento das estruturas ensaiadas não indicou qualquer comportamento dinâmico não usual devido à presença dos recuos, embora as concentrações de comportamento inelástico tivessem sido observados em alguns dos elementos da torre.

Alguns regulamentos exigem que sejam efectuadas análises dinâmicas para estabelecer as forças horizontais planas se a torre é menor que 75% da dimensão da base. A comparação das respostas calculadas para estruturas com várias posições de recuo mostram que este valor não é apropriado para fazer a distinção entre estrutura regular e irregular.

1.3 PAPEL DA REGULAMENTAÇÃO

O objectivo principal de uma regulamentação de estruturas é de classificar e quantificar os diferentes tipos de acções que interessam ao dimensionamento das estruturas e indicar as regras de combinação dessas mesmas acções. Além disso, deve também especificar os critérios gerais que a serem respeitados na verificação da segurança das estruturas, independentemente da natureza dos materiais que as constituem.

As acções podem ser classificadas em: permanentes, variáveis e de acidente. São consideradas permanentes, as acções que actuam durante a quase totalidade do período de vida da estrutura com um valor constante ou praticamente constante. As acções variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura. Finalmente as acções de acidente são aquelas cuja probabilidade de ocorrência durante o período de vida da estrutura é extremamente reduzida.

Em geral as acções são quantificadas pelos seus valores característicos (aqueles a que corresponde o quantilho de 0.95 da sua distribuição de probabilidade), utilizando-se no caso das acções variáveis valores reduzidos e em alguns casos valores médios.

A actuação simultânea de diversas acções é ponderada na combinação de acções através de parâmetros ψ , que tendem a estimar a probabilidade de ocorrer uma determinada acção quando está a actuar uma outra. Com a combinação de acções pretende-se fazer a verificação da segurança em relação a diferentes estados limites. No RSA distinguem-se dois tipos de combinações, a saber:

- Combinações Fundamentais: em que intervêm as acções permanentes e acções variáveis.
- Combinações Acidentais: em que além das acções permanentes e variáveis intervêm as de acidente.

A verificação da segurança das estruturas deve ser feita em relação a determinados estados limites, comparando com esses estados limites, os estados a que a estrutura é conduzida pela actuação das acções, a que está sujeita.

Esta verificação pode ser efectuada no espaço das acções ou no espaço do efeito das acções. Para o efeito torna-se necessário que se disponha de adequadas teorias de comportamento estrutural que permitam estabelecer as grandezas intervenientes nos dois espaços de verificação

referidos. Estas teorias de comportamento são dependentes dos materiais constituintes dos diversos elementos e por isso são especificadas em regulamentos apropriados.

A verificação da segurança pode ser especificada em três níveis, dependendo cada um deles da precisão com que se quer efectuar essa verificação. Assim ao nível 3 procura-se quantificar a probabilidade de ruína da estrutura, enquanto ao nível 2 recorre-se à definição de índices de fiabilidade. Ao nível 1 esta verificação é feita recorrendo a valores estratégicos criteriosamente escolhidos, Castanheta[1985]. Assim, ao nível 1 pode-se falar em coeficientes de segurança, enquanto ao nível 2 em coeficientes de fiabilidade e ao nível 3 em coeficientes de ruína.

A verificação de segurança a um dado nível, não é necessariamente menos representativa do que a verificação efectuada a nível superior. Assim uma verificação ao nível 1 pode ser tão precisa quanto a efectuada ao nível 3, desde que o coeficiente usado ($\gamma^*, \gamma_k, \gamma_0$) tenha sido devidamente calibrado a um nível superior.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é em geral feita ao nível 1, através da expressão:

$$R_d \geq S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q (S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk}) \quad (1.1)$$

em que:

R_d - valor de cálculo do esforço resistente

S_d - valor de cálculo do esforço actuante

S_{Gik} - valor característico das acção permanente i

S_{Q1k} - valor característico da acção variável de base

S_{Qjk} - valores característicos das restantes acções variáveis j

No caso da acção variável de base ser a acção sísmica tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (1.2)$$

A transformação da acção em efeito de acção, é normalmente admitida linear e igual, podendo a verificação da segurança fazer-se em qualquer dos espaços. No caso desta transformação não ser igual, isto continua a ser válido. Mas quando se trata de comportamento não linear isto deixa de ser válido, tornando-se necessário definir o espaço em que se vai efectuar a verificação da segurança. Tem sido proposto, Duarte [1982], a decomposição do coeficiente γ_q em dois, um dos quais afecta o valor da acção (γ_1) e o outro afecta o valor do efeito da acção (γ_2), tendo-se neste caso:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_1 S(\gamma_2 E k) + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (1.3)$$

Mais uma vez, a calibração destes parâmetros γ_1 e γ_2 pode ser efectuada recorrendo a níveis superiores.

A verificação da segurança depende dos estados limites que se consideram e estes do tipo estrutural, já que um estado limite pode ser classificado como de utilização para uma dada

estrutura e de rotura para outra. Estes casos que são previstos no RSA e no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), (fendilhação em depósitos por exemplo), não são abordados no que respeita à acção sísmica, já que para esta acção os estados limites definidos nos aqueles regulamentos são muito vagos e não se coadunam com os efeitos dessa acção.

Os estados limites previstos, estão prescriptivados debaixo de uma filosofia adequada a cargas monotónicas e a um tipo de comportamento que não se coaduna com a Engenharia Sísmica. Assim pode-se ter um elemento que atingiu a rotura em termos do RSA e REBAP e estar em perfeitas condições em termos de Engenharia Sísmica.

Em Engenharia Sísmica as estruturas são normalmente classificadas em: estruturas colapsadas ou estruturas com danos estruturais muito grandes (as que têm de ser demolidas); estruturas com poucos danos estruturais (estruturas recuperáveis); estruturas com danos não estruturais; estruturas sem danos estruturais e não estruturais.

Esta classificação é diferente da noção de estados limites definidos na regulamentação, sendo esta muito subjectiva e apropriada no caso português às acções permanentes e variáveis com exclusão da acção sísmica. Neste caso, a verificação da segurança terá de ser feita em termos de deslocamentos máximos ou em ductilidades máximas, exprimindo-se que a ductilidade exigida seja inferior à ductilidade disponível do elemento.

1.4 OBJECTIVOS DO TRABALHO

O principal objectivo do trabalho de investigação conducente a esta tese é a

- Quantificação de coeficientes de comportamento para estruturas de edifícios de betão armado regulares e irregulares.

Atendendo à noção de coeficiente de comportamento, que como se sabe, destinam-se a corrigir os efeitos da acção dos sismos obtidos por uma análise linear de modo a transformá-los nos valores que se obteriam por uma análise não linear, foi necessário desenvolver um algoritmo numérico que permitisse a análise dinâmica não linear de estruturas de edifícios de betão armado, pelo que se foi

- desenvolver um modelo numérico que reproduzisse o comportamento hysterético de elementos de betão armado sujeitos à flexão.

Um elemento estrutural quando sujeito à flexão tem sempre presente outros esforços, normal e transversos, bem como alterações ao seu comportamento devido à fendilhação e ao número de ciclos, sendo preciso

- implementar no modelo a degradação de rigidez e de resitência, o efeito $P - \Delta$, efeito de "slipping" e o efeito de "pinching".

Como as estruturas de edifícios são formadas pela associação de vários elementos estruturais (pilares, vigas, nós e paredes) é necessário fazer a

- associação dos vários elementos estruturais, chegando-se a um modelo numérico que permite a análise dinâmica plana de estruturas de edifícios de betão armado.

Esta análise é efectuada no tempo pelo que é preciso fazer a

- geração de acelerogramas artificiais, que representem a acção sísmica.

Definido o modelo numérico das estruturas de edifícios e a acção era necessário escolher os edifícios para os quais se iria quantificar os coeficientes de comportamento, para o efeito propõe-se uma

- classificação das estruturas de edifícios existentes no país.

Tendo-se dentro dessas classes, seleccionado as estruturas irregulares em altura com recuo. Seleccionadas as estruturas de edifícios passou-se ao

- desenvolvimento de uma metodologia para o cálculo de coeficientes de comportamento, com base na teoria da segurança estrutural.

1.5 DESCRIÇÃO DA TESE

No Capítulo 1 salienta-se a importância da acção dos sismos, referindo-se os principais sismos ocorridos nos últimos 3 anos, em seguida referem-se os trabalhos mais importantes que abordam a análise de edifícios irregulares, aborda-se a segurança estrutural na perspectiva regulamentar, finalmente faz-se uma descrição dos objectivos do trabalho conducente a esta tese.

No Capítulo 2 aborda-se a caracterização dinâmica dos edifícios, referindo-se os principais tipos estruturais existentes e as condicionantes relacionadas com a medição de frequências associadas com a importância dos elementos não estruturais. É apontada uma proposta de classificação dos edifícios, tentando-se enquadrar os edifícios estudados dentro de uma classe, para a qual se tornam válidos os estudos efectuados. É feita finalmente uma referência aos principais modelos de análise dinâmica não linear referidos na literatura da especialidade, citando-se os trabalhos realizados em Portugal.

No Capítulo 3 descrevem-se os modelos desenvolvidos tendo em vista a realização do presente trabalho. É feita inicialmente uma descrição das propriedades dos materiais componentes do betão armado, referindo-se o seu comportamento sob a acção de cargas alternadas e repetidas. Seguidamente, descreve-se o modelo hysterético desenvolvido para o comportamento de elementos de betão armado sujeitos à flexão e o modelo matemático adoptado para a idealização de estruturas pórtico-parede, descrevendo-se finalmente o programa de análise dinâmica não linear desenvolvido.

No Capítulo 4 é caracterizada a acção sísmica a utilizar. Esta é composta por um conjunto de 4 séries geradas a partir de registos obtidos no País, por um método que gera acelerogramas artificiais compatíveis com determinado espectro de resposta. É referido o espectro de resposta usado e os principais parâmetros definidores do movimento sísmico.

No Capítulo 5 é proposta uma metodologia para a quantificação de coeficientes de comportamento, com base na teoria da segurança estrutural. Começa-se por referir a teoria da segurança estrutural na análise linear, fazendo-se a passagem para a análise não linear, numa perspectiva regulamentar e propõem-se dois processos de calcular os coeficientes de comportamento.

No Capítulo 6 são calculadas as propriedades dinâmicas (frequências e modos de vibração) dos edifícios em estudo, bem como a sua resposta linear.

No Capítulo 7 apresentam-se os principais resultados da análise não linear em termos de ductilidades máximas exigidas, sendo tecidas considerações sobre os mesmos. São quantificados coeficientes de comportamento para todos os edifícios regulares e irregulares.

Finalmente no Capítulo 8 são apresentadas as principais conclusões deste estudo e apontadas algumas linhas de investigação futura.

Capítulo 2

TIPIFICAÇÃO DE EDIFÍCIOS

2.1 INTRODUÇÃO

O comportamento de todos os elementos estruturais e portanto o bom desempenho estrutural do edifício, está condicionado a uma série de factores que envolvem uma grande dispersão e que vão desde a definição das características geométricas e mecânicas dos materiais, até à acção sísmica. Estas variáveis, aleatórias, são quantificadas normalmente de uma forma estatística, em função de resultados experimentais e permitem-nos estabelecer determinadas hipóteses que possibilitam a sua quantificação. Associadas a estas variáveis aleatórias, aparece a variabilidade da própria concepção estrutural, já que para um mesmo edifício simétrico e regular com uma determinada planta arquitectónica, as soluções estruturais podem ser totalmente diferentes em função do projectista. Interligadas com estes factores, ainda se tem as diversas soluções arquitectónicas que fazem com que o parque habitacional do País seja extremamente diversificado, quer no aspecto arquitectónico quer no aspecto estrutural. Não se vai prestar atenção aos aspectos arquitectónicos (embora estejam sempre presentes nos aspectos estruturais), mas sim analisar os diversos tipos estruturais que normalmente se utilizam em Portugal e também propôr uma classificação das estruturas. Portanto, o objectivo principal deste capítulo é além de propôr classes de edifícios, fazer ao mesmo tempo uma revisão de conhecimentos sobre os diversos modelos analíticos que se encontram na literatura.

A classificação dos edifícios em termos estruturais é importante, já que permite alargar o leque dos tipos estruturais, que no REBAP estão simplesmente definidos como, estruturas em pórtico, estruturas mistas pórtico-parede e estruturas parede.

O levantamento do parque habitacional do País é um dos aspectos que deverá merecer a melhor atenção para se poder fazer uma classificação dos tipos de edifícios que se constroem em Portugal e a partir daí propôr metodologias de análise para cada uma das classes definidas. Um estudo deste género foi elaborado para a zona de Lisboa, Oliveira [1983], mas em que a ficha-inquérito no que se refere ao tipo estrutural, só incluía betão armado com muita alvenaria de enchimento e betão armado com pouca alvenaria de enchimento, o que parece insuficiente.

Neste sentido, são propostos novos tipos estruturais em que se classificam os diversos tipos estruturais existentes bem como as irregularidades verificadas em planta e altura.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DOS EDIFÍCIOS

A caracterização dinâmica dos edifícios compreende essencialmente o cálculo das frequências próprias, dos modos de vibração e amortecimento. Este cálculo, que hoje em dia é corrente, necessita de uma correcta definição da matriz de rigidez do modelo estrutural que representa o edifício, de uma correcta avaliação da massa e da quantificação do amortecimento, quer do viscoso, quer do equivalente à energia dissipada pela estrutura durante o seu comportamento histerético. Estas quantificações são de extrema complexidade, já que envolvem grandes incertezas a diversos níveis. Assim, quando se modela um determinado edifício, existem sempre simplificações que se fazem no modelo adoptado, que passam desde a não modelação dos elementos ditos não estruturais, até ao uso das secções brutas das peças na quantificação da sua rigidez. Além disso, os próprios valores que se utilizam para a definição das propriedades dos materiais, envolvem coeficientes de variação que atingem valores da ordem dos 20% (por exemplo para o betão). Todas estas incertezas ocorrem na denominada fase de projecto ou concepção estrutural, já que adicionalmente a estas, temos as que ocorrem durante a execução da obra, tendo-se muitas vezes obras construídas que em termos conceptuais e estruturais pouco têm a ver com a que foi idealizada e calculada inicialmente. Um outro aspecto de extrema importância na caracterização dinâmica dos edifícios, prende-se com o envelhecimento dos mesmos, ou seja, com a altura em que o sismo de cálculo (ou outro, superior ou inferior) actua no edifício. Todas estas considerações estão interligadas e permitem ter um ideia da dificuldade que existe em quantificar de uma maneira correcta as características dinâmicas dos edifícios.

Neste sentido torna-se indispensável, o desenvolvimento de modelos estruturais cada vez mais representativos do comportamento da estrutura, tentando modelar não a estrutura como um todo, mas sim modelar cada elemento estrutural per si, bem como a união entre esses elementos e prever o comportamento de cada um deles, associado a ensaios experimentais de elementos que permitam calibrar cada um desses modelos e ensaios experimentais de estruturas que permitam analisar as respostas globais. Além disso, a importância dos elementos ditos não estruturais na resposta, é outra das vertentes que interessa atender, pelo que a medição de vibrações em edifícios englobando as diversas fases da construção se torna importante.

2.2.1 Principais Tipos Estruturais Existentes

As estruturas de edifícios (de grande e médio porte) mais correntes em Portugal podem ser divididas em quatro grupos:

- Pórtico
- Pórtico - Parede
- Construção Túnel
- Construção Pré-Fabricada

As duas primeiras poderão ter soluções distintas no que se refere às lajes, já que estas poderão ser:

- Aligeiradas, ou
- Maciças

Outro tipo de construção muito frequente é o que utiliza lajes fungiformes na realização dos seus pavimentos, que embora distinto das soluções anteriores representa uma mistura dos diversos grupos. Assim este tipo estrutural não deixa de ser um pórtico ou um pórtico-parede, já que as lajes entre os pilares funcionam como vigas, mas não existem as vigas como elementos discretos. As lajes neste tipo de solução também podem ser maciças ou aligeiradas (sendo as mais correntes as aligeiradas). Esta solução, em análise linear é normalmente encarada como uma solução pórtico ou pórtico-parede, já que se modelam as lajes como vigas, dando assim origem a pórticos equivalentes nas duas direcções. Na análise dinâmica não linear pode também ser encarada como tal, já que se considera que as rótulas se formam nas extremidades dos pilares e as lajes, devido à sua espessura (normalmente entre 30 a 45 cm), funcionam como diafragmas rígidos no seu plano.

As estruturas em pórtico são muito frequentes para edifícios até 8 pisos, em que a caixa de escada é normalmente realizada recorrendo à solução de pilares e vigas, sendo os painéis preenchidos em blocos de argamassa de cimento. Para edifícios com mais de 8 pisos aparece a solução de estrutura pórtico-parede que é normalmente realizada considerando o núcleo da caixa de escada e elevadores como paredes estruturais de betão armado. Estes tipos de solução são frequentes no Norte e Centro do País, enquanto na zona de Lisboa e Sul este limite de 8 pisos é reduzido, já que é frequente encontrar-se paredes resistentes, normalmente realizadas nas empenas, em edifícios de 6 pisos, Fig. 2.1.

As estruturas pórtico-parede são muito frequentes na zona de Lisboa, notando-se em algumas obras uma certa preocupação em conferir às estruturas de grande porte, uma grande rigidez através das paredes estruturais. É frequente encontrar-se paredes estruturais distribuídas ao longo da planta do edifício, sendo mais frequente a sua inclusão nas empenas, ou caixas de escada.

A construção túnel foi um tipo estrutural que esteve em foco durante o final da década de 70, sendo realizada por paredes de betão armado com cerca de 10 a 12cm de espessura. Estas paredes formavam quadrículas que se multiplicavam em altura e planta originando estruturas tipo celular.

A construção pré-fabricada não é muito corrente em Portugal, embora se construam alguns edifícios com a solução denominada pilar-viga, em que os elementos pré-fabricados em estaleiro são os pilares, vigas e troços de laje com cerca de 2m de largura, sendo montados depois na obra, tipo "LEGO", betonando-se finalmente as juntas de ligação. Este tipo de construção requer um cuidado especial na betonagem das juntas o que condiciona drasticamente a resistência a acções horizontais, nomeadamente aos sismos. Ainda recentemente no sismo da Arménia, os edifícios

modernos de estrutura de betão armado, em que se utilizou a pré-fabricação pesada, conduziu a resultados trágicos, Oliveira [1989].

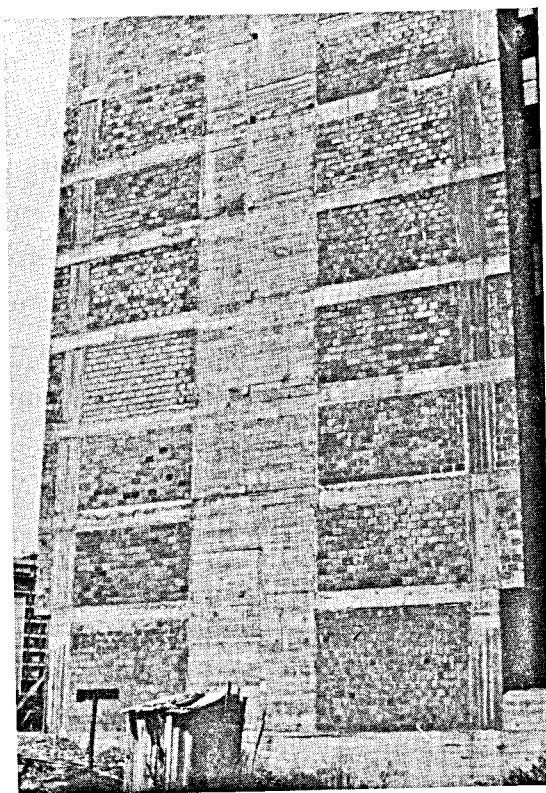


Figura 2.1: Edifício com parede estrutural na empena.

A solução estrutural de um dado edifício, é muito dependente do projecto de arquitectura e normalmente condicionada por este. A homogeneidade e regularidade desejáveis na solução estrutural dos edifícios são muitas vezes destruídas logo à partida pelas soluções arquitectónicas propostas, que denunciam uma falta de sensibilidade estrutural no projecto de arquitectura, que por vezes chega a ser alarmante. Essa falta de homogeneidade e regularidade conduz a soluções que originam um mau comportamento da estrutura, Fig. 2.2.

A diferença essencial entre os projectos estruturais que usam a solução de lajes aligeiradas e os que usam a solução de lajes maciças, prende-se com a utilização de estruturas porticadas nas duas direcções. Assim, enquanto na solução de lajes maciças normalmente se adopta armar a laje nas duas direcções conduzindo a soluções estruturais porticadas nas duas direcções, na solução de lajes aligeiradas, a laje é armada numa direcção, pelo que a direcção ortogonal a essa é privilegiada em termos de estrutura porticada resistente, levando na direcção da laje vigas cintas que geralmente possuem a dimensão da laje (altura), não se garantindo portanto numa direcção resistência adequada a acções horizontais.

Este tipo de construção, muito frequente no Norte e Centro de Portugal, aparece também com bastante frequência no Sul e em muitos outros países, Borges [1989]. É evidente que essa

resistência é normalmente conferida pelos pilares associados às lajes (funcionando estas como vigas nessa direcção) e pelas caixas de escadas e elevadores, mas com um mau funcionamento.



Figura 2.2: Edifício com irregularidade em altura.

Na concepção e construção de edifícios detectam-se correntemente erros que têm uma grande importância no desempenho estrutural dos mesmos. Enumerando alguns desses erros, tem-se:

Concepção

- Falta de regularidade em planta e altura.
- Falta de homogeneidade (definida como sendo a variação regular de rigidez e resistência em altura).
- Não correspondência vertical dos pilares. Pilares descarregando no vão de vigas são frequentes.
- Vazamento de pisos, nomeadamente ao nível do Rés do Chão e 1^o andar.
- Estruturas porticadas resistentes numa só direcção.
- Não utilização de paredes estruturais.

Construção

- Má implantação dos elementos verticais.
- Reajuste ao nível do 1^o piso dos erros de implantação (com consequentes faltas de correspondência entre os pilares).
- Desaprumo dos pilares (é frequente em edifícios de 8 a 10 pisos encontrarem-se desaprumos da ordem dos 10 cm).
- Má betonagem dos elementos estruturais (chochos).
- Má qualidade dos materiais.
- Faltas de esquadria.
- Má ligação entre as paredes de alvenaria e os elementos estruturais.
- Falta de armadura de momentos negativos nas lajes aligeiradas.
- Falta de estribos nas zonas críticas.
- Comprimentos de amarração insuficientes.
- Alterações em obra ao projecto sem consulta ao projectista.
- Falta de fiscalização.

Este tipo de erros, infelizmente tão frequentes em Portugal, têm levado a que as construções modernas de betão armado se comportem por vezes pior que as construções tradicionais de alvenaria.

Este tipo de erros que aparecem noutros países, têm conduzido a maus comportamentos estruturais de edifícios, como sucedeu no sismo de El Asnam (10/10/1980) na Argélia em que as causas apontadas para esse mau comportamento foram, Duarte [1981]:

- Má concepção arquitectónica: irregularidades dos edifícios em planta e em altura.
- Deficiências no projecto da estrutura: critérios inadequados para a verificação da segurança; capacidade para resistir a forças horizontais apenas numa direcção; deficientes ligações entre elementos estruturais e deficientes disposições construtivas.
- Má construção dos edifícios: materiais de construção de má qualidade, nomeadamente o betão; fiscalização insuficiente.

Associado a tudo isto nota-se uma falta de manutenção dos edifícios que ligada a problemas de humidades, condensações, fendilhações, ferrugem das armaduras, etc, conduzem a uma rápida degradação dos mesmos.

Estes erros permitem concluir que algo tem de ser feito aos diversos níveis para tentar remediar uma situação que cada dia se agrava mais, com as consequentes perdas humanas e materiais. Atente-se que na última meia dúzia de anos, em Portugal, cerca de 10 edifícios ruíram, sendo alguns deles de construção recente e outros com vida útil inferior à prevista (50 anos). Se se atender a que Portugal está situado numa zona de médio risco sísmico, fácil é imaginar o caos que será quando ocorrer um sismo de média ou grande intensidade.

Por todas estas razões julga-se que é indispensável aferir os cálculos analíticos pelos experimentais, testando uma série de edifícios tipo, por outro lado analisar a importância dos elementos ditos não estruturais.

2.2.2 Medição de Frequências

A medição das frequências e modos de vibração dos edifícios é uma das componentes indispensáveis à compreensão do seu comportamento dinâmico. Esta medição deve ser efectuada nas seguintes fases de construção:

- Após a conclusão da obra de pedreiro (lajes, vigas e pilares).
- Após a realização de todas as alvenarias (exteriores e interiores).
- Após a conclusão do edifício.
- Campanha sistemática de medições durante a vida do edifício.

Estas medições feitas a uma série de edifícios padrões permitem em primeiro lugar calibrar os programas analíticos, no sentido de estes poderem calcular as características dinâmicas entrando com todos os parâmetros. Em segundo lugar permitem conhecer a evolução das frequências ao longo do tempo, a partir da qual é possível estabelecer um índice de danos do edifício, DiPasquale et al [1989]. Além disso permitem melhorar os modelos não lineares e a sua evolução ao longo do tempo, atendendo à degradação dos materiais componentes e dos elementos estruturais e não estruturais.

Em 1980 foi realizada pelo LNEC uma campanha de medição de vibrações em mais de 30 edifícios de idades e tipos estruturais variados na zona de Lisboa, Oliveira [1983]. Essa campanha permitiu obter frequências, modos de vibração e amortecimentos desses edifícios, usando vibrações ambientais e forçadas.

Os edifícios ensaiados foram classificados, atendendo ao seu sistema estrutural nas três categorias seguintes:

- A - Edifícios antigos de alvenaria. Geralmente com pavimentos de madeira apoiados em alvenaria de pedra e construídos no período 1850-1930.
- B - Edifícios antigos de betão armado. Correspondem ao período (1930-1950) da introdução do betão armado em Lisboa. Geralmente possuem lajes de betão armado apoiadas em vigas

ou directamente em paredes de alvenaria. Atendendo à sua data de construção, as acções sísmicas não terão sido consideradas no seu projecto.

- C - Edifícios recentes de betão armado. Correspondem ao período iniciado na década de 50 e na sua maior parte já abrangido pelo anterior regulamento (RSEP-1961 e REBA-1967). Incorporam uma estrutura autónoma de betão armado com lajes, vigas, pilares e paredes formando estruturas em pórtico, mistas ou paredes. Em muitos casos incluem importantes elementos de enchimento não estruturais.

A descrição dos ensaios efectuados é feita por Oliveira [1983], apresentando-se os resultados obtidos no Quadro 2.1

Apresenta-se na Fig. 2.3 a correlação entre os períodos de translacção e a altura total dos edifícios, podendo notar-se que o cálculo do período de edifícios de betão armado se pode efectuar através de um método simplificado, dado pela seguinte expressão:

$$T = n/22 \quad (2.1)$$

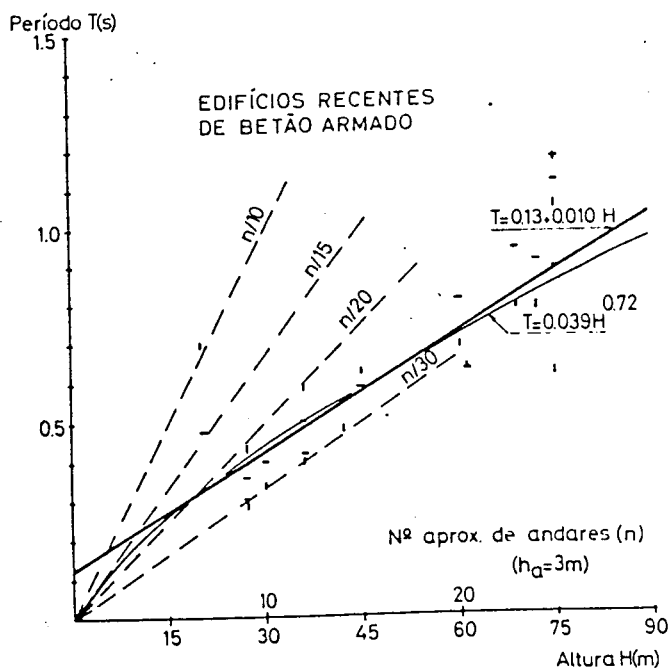


Figura 2.3: Correlação entre períodos e altura total dos edifícios.

A discrepância entre a expressão 2.1 e a prevista no RSA é devida ao facto do RSA ter em vista o cálculo das frequências na fase de projecto, contabilizando portanto a frequência sem

Quadro2.1: Características dos edifícios e frequências medidas

Edifício	Nome	Idade (anos)	No. de Pisos		Altura (m)	Tipo Estrutural*	Frequências (Hz)			Observações
			abaixo solo	acima solo			Trans.	Long.	Tors.	
1	Vivenda Triede A. Aeroporto	40	0	3	12	A	7.	7.		
2	Av. 5 Outubro No. 194	60	1	4	19	A	3.8	3.3		
3	Av. 5 Outubro No. 319	50	0	5	20	A	3.5	2.3		
4	Av. Júlio Dinis No. 26	60	0	6	24	A	2.4	2.7		
5	Av. 5 Outubro No. 259	40	0	6	24	A	4.5	3.5		
6	TLP Trindade	60	0	6	26	A	2.9	3.4		
7	Av. Elias Garcia No. 145	50	0	4	16	A	4.2	3.2		$f_{laje} = 5.7$ Hz
8	Av. Roma No. 137	33	0	5	16	B	3.6	6.		
9	Av. Igreja No. 50	30	0	4	12	A/B	6.5	8.		
10	Rua Alberto Oliveira, 2	30	1	4	15	A/B	6.5	6.0		
11	Av. Igreja No. 43	12	0	5	15	B	3.5	6.	3.7	
12	Av. EUA No. 116	23	0	12	36	B	1.5	1.8	3.6	Influência do solo. Estacas
13**	Av. EUA No.122	22	0	12	36	B	1.6	1.9		$f_{vert} = 10$ Hz Estacas
14	Av. Roma No. 46	30	1	8	27	B	2.0	3.1		
15	Av. Roma No. 44	26	1	8	27	B	3.0	3.3		
16	Av. Roma No. 42	30	1	9	30	B	2.8	3.1		
17	Av. Elias Garcia No. 147	45	0	6	22	B	4.5	3.3		
18	INMG Aeroporto	5	1	8	27	C1	2.8	3.5		
19	Av. José Malhoa, 1663	1	3	11	46	C1	1.7	1.6	3.0	$f_{vert} = 11 - 12$ Hz
20	Av. José Malhoa, Fidelidade	1	2	10	38	C1	2.4	1.7		Freq. calculada $f_T = 1.7; f_L = 1.4$
21	Edifício Palma	1	3	20	72	C1	1.1	1.3		
22	Edifício Emaco, W	0	4	15	61	C1	1.6	1.6	1.8	Sem alvenaria
23**	Edifício Emaco, E	0	4	15	61	C1	1.5	1.6	1.7	Sem alvenaria
24	Nova Faculdade Ciências	0	1	4	20	C1	2.1	1.5	3.0	
25	Av. José Malhoa, 1682	0	3	10	42	C1	2.7	2.1	4.9	
26	Av. Afonso Costa 25/26	0	4	20	76	C1	1.1	1.6	1.9	
27	Edifício EDP Av. EUA	0	2	21	71	C1	1.1	1.4	2.0	$f_{vert} = 9$ Hz
28	Edifício Avis	12	2	22	77	C1	0.9	1.0	0.9	
29	Torre Campo Grande	12	1	18	62	C1	1.2	1.5		
30	Ministério do Trabalho	13	0	21	75	C1	0.9	0.9		
31	Edifício Philips	12	1	14	50	B	1.5	1.3		
32	Edifício América	12	1	14	48	B	1.6	1.8		Estacas
33	Campo Grande, 15	0	0	9	28	C2	3.3	2.3		
34	Hotel Alfa	8	2	25	89	C2	1.0	1.1	1.3	Freq. Calculada $f_T = 1.1; f_L = 2.1$
35	Icesa, Sto. Ant. Cavaleiros	12	0	10	30	C2***	2.5	3.1		
36	Tribunal Civil	12	0	9	32 ₂	C1	2.0	2.5		

Notas:

* Tipo estrutural:

- A Edifícios antigos de alvenaria;
- B - Edifícios antigos de betão armado;
- C - Edifícios recentes de betão armado;
- C1 - Estrutura Mista;
- C2 - Estrutura Parede.

** Edifício idêntico ao anterior

*** Prefabricação pesada

atender aos denominados elementos não estruturais em termos de rigidez, mas entrando com eles na quantificação da massa, o que provoca um aumento do período. A concordância da fórmula do RSA com os resultados analíticos e mesmo experimentais na estrutura "nua", ou seja só com pilares, vigas e lajes, tem sido verificada por Delgado [1989].

Estas medições em edifícios têm vindo a ser realizadas no LNEC, não de uma forma sistemática, mas por solicitação de empresas ou pessoas individuais para resolverem problemas particulares. Nos casos medidos tem-se verificado que a expressão 2.1 aproxima correctamente os valores medidos experimentalmente, Salta et al [1989].

2.2.3 Influência de Diversos Parâmetros

Na sequência do ponto anterior, levanta-se a questão da não consideração de uma série de parâmetros que normalmente não são contabilizados, quando se procede ao cálculo dinâmico de um edifício. Salientam-se os seguintes:

- Existência de alvenarias
- Aberturas
- Elementos ditos não estruturais.
- Fundações
- Caves enterradas
- Interação solo-estrutura.

Em trabalhos recentes, Duarte et al [1988a] concluíram que o comportamento sísmico de edifícios regulares de altura moderada com distribuições uniformes de alvenaria é controlado essencialmente pela capacidade resistente dos sistemas estruturais que não apresentam grandes degradações de rigidez (pórticos de betão armado). Estes estudos mostraram que o colapso quase simultâneo das alvenarias do 1º piso, origina grandes concentrações de exigências de ductilidade nesse piso, conduzindo rapidamente ao "soft storey", dado que a deformada do edifício é essencialmente por corte e não há redistribuição de esforços.

As aberturas nas alvenarias reduzem drasticamente a sua resistência, contribuindo para uma mais rápida degradação da sua resistência e portanto, para o agravamento dos problemas enunciados no ponto anterior. Além disso, a presença destas aberturas nas alvenarias conduz muitas vezes ao aparecimento das colunas curtas, que apresentam um mau comportamento.

Existem muitos elementos que são considerados não estruturais ou arquitectónicos, mas que sismos recentes têm mostrado que devem ser tidos em consideração quando se dimensiona um edifício. Assim, um critério que muitas vezes se adopta para atender à importância destes elementos não estruturais, Rosenblueth [1980] são os factores relacionados com:

- Segurança das pessoas

- Estragos nos edifícios
- Continuidade das operações

A consideração primária que regula todo o projecto antisísmico é fornecer ao público bem estar e segurança, tentando evitar o colapso das estruturas. Mas por outro lado, a queda de tectos, paredes e vidraças, a inutilização dos meios de luta contra o fogo, dos sistemas de evacuação, e a queda de paredes exteriores, tudo isto representa a segurança das pessoas. Em alguns casos, tais como hospitais, centrais térmicas, etc, estas questões podem ser extremamente pertinentes. Aqui, a falha de elementos não estruturais, pode em termos de dimensionamento ter de ser considerada logo no projecto. Entre esses elementos não estruturais podem salientar-se os seguintes:

- Depósitos para água
- Geradores

A continuidade das operações prende-se mais com determinados edifícios públicos que devem ficar operacionais após a ocorrência de um sismo, devendo tais edifícios ter um dimensionamento sísmico diferente dos edifícios comuns. Nestes, alguns dos denominados elementos não estruturais terão na fase de projecto de merecer um tratamento especial, já que a sua operacionalidade após a ocorrência de um sismo pode ser indispensável para a salvaguarda de vidas humanas. Entre esses, podem-se salientar os seguintes:

- Sistemas corta-fogo
- Sistemas eléctricos de emergência
- Sistemas de iluminação
- Sistemas de detecção de fogos

A importância das fundações na resposta sísmica dos edifícios, tem sido um assunto que não tem merecido atenção especial por parte dos investigadores. A flexibilidade da base tem sido incorporada em diversos programas. Em paredes estruturais de betão armado, têm-se entrado com a sua influência na resposta da estrutura, Duarte et al [1989a], verificando-se uma redução significativa dos esforços e um aumento pouco apreciável dos deslocamentos máximos do edifício.

Em grande parte dos edifícios construídos na cidade de Lisboa é prática comum construir 5, 6 pisos enterrados. Este problema das caves, é mais complexo do que o analisado anteriormente, já que se necessita da consideração dos seguintes factores:

- deformabilidade do solo
- interacção da zona estrutural com o solo envolvente
- interacção da parte enterrada com a superestrutura

- nível freático
- técnicas de execução das caves

2.3 CLASSES DE EDIFÍCIOS EM PORTUGAL

2.3.1 Relações entre Projecto e Construção

Para se compreender o comportamento dos edifícios quando sujeitos à acção dos sismos, é necessário entender todo o processo que culmina com a execução dos mesmos e acompanhar a sua vida até à altura em que surge o sismo. De uma forma esquemática representa-se na Fig. 2.4 as fases da construção e da vida útil de um edifício.

O esquema apresentado levanta algumas interrogações, que têm a ver com o comportamento dos edifícios quando sujeitos à acção dos sismos e com as lições que se podem extrair da análise posterior a uma catástrofe, dado que como se tem verificado nos últimos anos, a seguir a um grande sismo aparece uma série de comunicações que tentam explicar o comportamento dos edifícios, fazendo análises comparativas entre os diversos tipos estruturais e sobre o seu comportamento, ao mesmo tempo outros tentam definir o sismo a partir das suas características. Para que estes estudos façam sentido, é indispensável que os edifícios que vão ser estudados após a ocorrência do sismo, correspondam em construção ao que foi projectado.

Outro aspecto importante são as alterações aos edifícios que se vão fazendo ao longo dos anos. Estes factos são vulgares e alteram completamente o edifício que se vai analisar à posterior.

Seria interessante seleccionar alguns edifícios e analisá-los durante as diversas fases de construção e durante o seu período de vida, para se comparar a resposta em função de todas as alterações que lhe são introduzidas.

2.3.2 Caracterização das Tipologias mais Frequentes.

O comportamento sísmico das construções para além do regime elástico, varia muito com a solução estrutural adoptada. Em princípio, para oferecer uma boa resistência aos sismos, uma estrutura deve ser simples e simétrica, dúctil, não muito alongada nem esbelta, ter a capacidade resistente e a rigidez uniformemente distribuídas e ter rigidez global apropriada.

Tem-se verificado que as estruturas mais simples são as que maiores possibilidades têm de sobreviver a um sismo intenso. Isto acontece por duas razões principais: a capacidade de antevisão do comportamento sísmico global é muito maior para uma estrutura simples do que para uma estrutura complexa; e a possibilidade de projectar e construir adequadamente os detalhes estruturais, principalmente as ligações entre elementos, é também muito maior para os detalhes simples do que para os complicados. Pelas mesmas razões as construções devem ser simétricas, dado que, a falta de simetria nas duas direcções horizontais pode aumentar extraordinariamente as solicitações de torção global da estrutura, solicitações essas cuja intensidade é difícil de ponderar e que podem ser muito destrutivas.

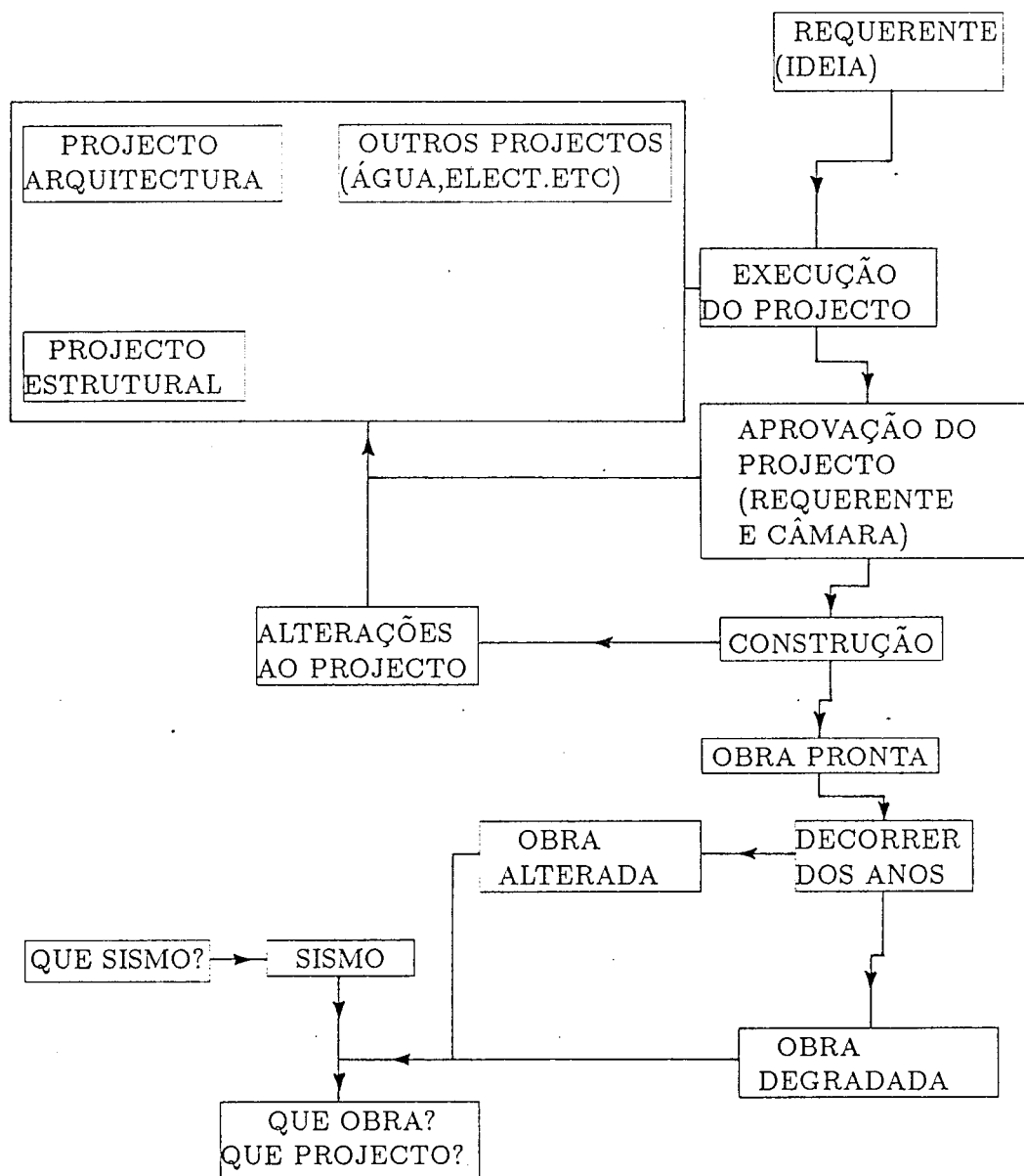


Figura 2.4: Fases da vida útil de um Edifício

A necessidade de as estruturas serem dúcteis, ou seja, de terem um comportamento dinâmico satisfatório em regime não linear, provêm de não ser geralmente económico dimensionar as estruturas, de modo que os seus elementos não atinjam esforços de cedência durante um sismo intenso.

Apesar da constatação de que as estruturas simples são as que se comportam melhor, verifica-se na construção, que normalmente essas estruturas nada têm de simples. Portanto a primeira divisão que deverá ser feita quanto à tipologia dos edifícios será:

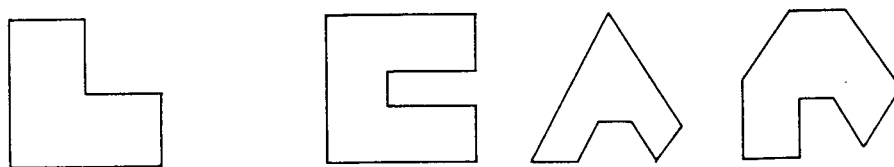
- estruturas simples
- estruturas complexas

Esta divisão, tendo em conta o que foi dito atrás, facilmente se estabelece em face de uma inspecção sumária do edifício construído ou do projecto e reflecte a primeira impressão que se tem quando se olha para uma determinada obra ou projecto e se tem a percepção de que a obra construída ou a construir é simples ou complexa.

Cada uma destas poderá ser subdividida em estrutura regular ou irregular, englobando nesta distinção as irregularidades em forma, ou seja aquelas que se detectam mesmo após o edifício estar construído, já que outro tipo de irregularidades, que se verão adiante, só poderão ser detectadas em face do projecto estrutural ou na altura de construção da obra na arte de pedreiro.

Esta irregularidade em forma manifesta-se em planta e em altura e poderá ser de diversos tipos, Fig. 2.5.

a) Em planta



b) Em altura

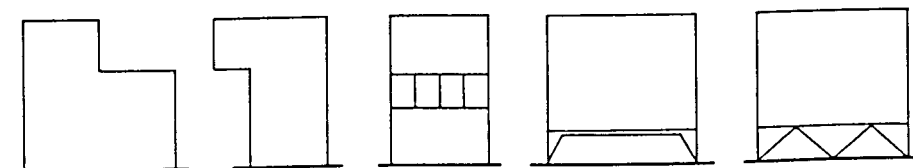


Figura 2.5: Irregularidades em planta e em altura.

A solução estrutural adoptada para o edifício é outra distinção importante, já que normalmente condiciona o desempenho estrutural do mesmo. Como vimos estas soluções podem ser:

- Pórtico
- Pórtico-Parede
- Construção Túnel
- Pré-Fabricação

A pormenorização de cada uma destas soluções foi feita anteriormente, interessando em termos de tipologia, distinguir para as duas primeiras soluções (pórtico e pórtico-parede) as diversas opções construtivas que aparecem em obra, equacionando-se estas nos seguintes pontos:

- Que lajes irão ser usadas nos pavimentos?
- Em que direcção temos os pórticos resistentes?
- Utilizam-se alvenarias (por vezes constituindo elementos resistentes)?
- Os pórticos são regulares, ou seja a altura das vigas permanece constante ao longo do pórtico ou há variações bruscas de altura? Os pórticos têm continuidade ao longo do edifício ou são interrompidos? Os pilares têm continuidade em toda a altura do edifício ou descarregam em cima de vigas? A variação de secção dos pilares é regular em altura ou não?
- A disposição dos pórticos e paredes é simétrica ou não. Qual a disposição das paredes ou núcleos?

Todos estes pontos, aforados de uma maneira superficial, são importantes quando se pensa na definição de classes de edifícios, entendidas estas como conjunto de edifícios com características semelhantes em termos de comportamento sísmico. Estas classes devem ser definidas com base no comportamento estrutural de cada um dos edifícios, ou seja, em cada classe devem estar incluídos os edifícios que apresentam semelhanças de comportamento. Atendendo ao que foi exposto e que se resume na Fig. 2.6, percebe-se a dificuldade existente em classificar o parque habitacional de Portugal. Além disso, nesta descrição não se abordou os edifícios mais antigos constituídos por paredes de alvenaria (pedra calcária ou granito), os pavimentos realizados em madeira e os monumentos que poderiam, a exemplo do que fez Oliveira [1983], serem agrupados noutras classes.

Em resumo e concluindo, julga-se que dentro de uma perspectiva mais global, torna-se necessário fazer um levantamento do parque habitacional do País, em que se tente classificar os diversos tipos estruturais existentes, no sentido de os poder agrupar dentro de determinadas classes, para os quais seja possível estabelecer comportamentos estruturais semelhantes.

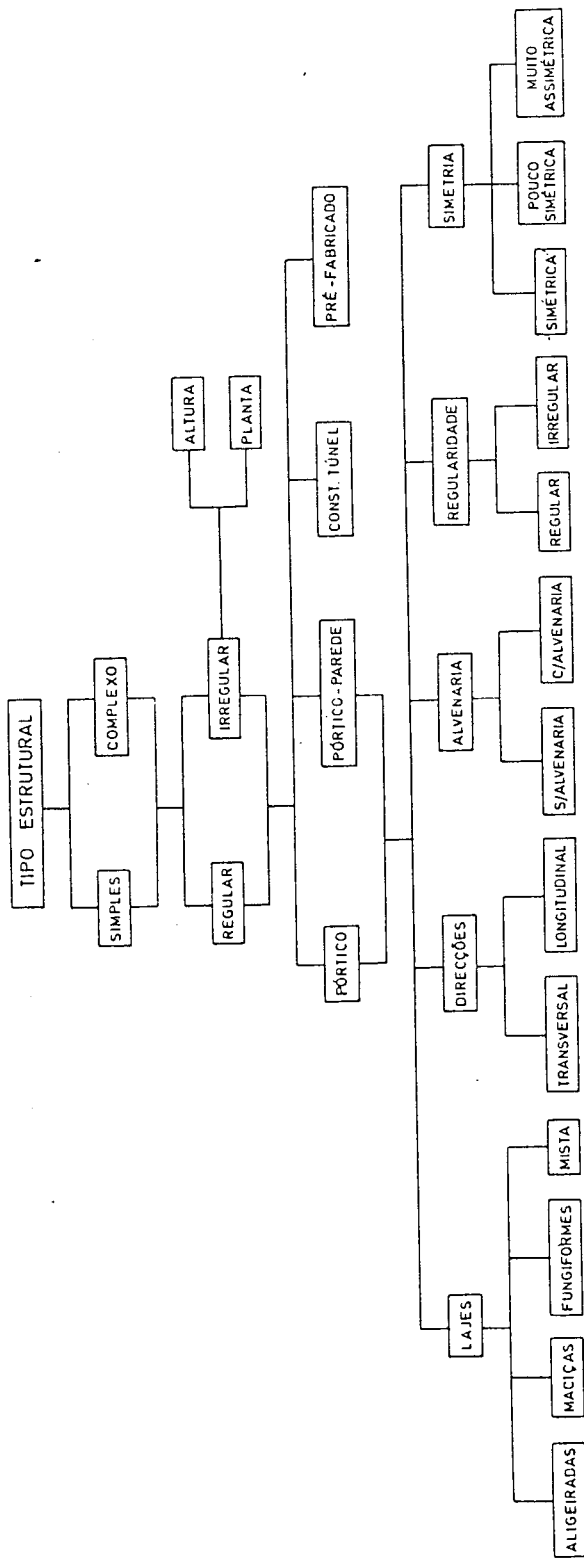


Figura 2.6: Classes de Edifícios

2.4 MODELOS HISTERÉTICOS DE COMPORTAMENTO

Sendo as equações de movimento de sistemas não lineares, o Princípio da Sobreposição dos Efeitos não é aplicável. Desta maneira, a resposta de qualquer sistema sujeito a uma excitação sísmica não pode ser determinada pela análise modal nem pela técnica dos espectros de resposta nem ainda por qualquer método que se baseie nesse Princípio.

Assim, o método que normalmente é usado na resolução da equação do movimento é o da integração passo a passo, resolvendo um problema estático não linear dentro de cada passo de integração. Em cada passo é analisado o que se passa ao nível de cada elemento, sendo o seu estado caracterizado através da respectiva matriz de rigidez (tangente ou secante), sendo posteriormente formada a matriz de rigidez global e analisado o equilíbrio dinâmico e a compatibilidade das deformações. Caso isto não se verifique, são efectuadas as iterações necessárias até que tal ocorra, passando-se então ao passo seguinte.

Uma análise deste tipo fornece a evolução no tempo, dos deslocamentos, esforços em pontos particulares da estrutura ou então valores máximos desses esforços ou deslocamentos ocorridos durante a resposta da estrutura. Podem também ser contabilizadas as energias em jogo, tais como, energia cinética, energia potencial, energia dissipada, energia total e energia absorvida.

É universalmente aceite que as estruturas quando sujeitas a sismos intensos podem desenvolver incursões inelásticas em certas zonas críticas localizadas. Para que essas estruturas não colapsem, é necessário conferir a essas zonas críticas uma certa ductilidade. A quantificação da ductilidade exigida em certas zonas críticas das estruturas é, portanto, um dos objectivos da análise dinâmica não linear.

Para este efeito, um dos primeiros passos é tentar modelar o comportamento hysterético dessas zonas. Este comportamento pode ser modelado de diferentes formas, através de uma definição das relações tensões e deformações dos materiais componentes ao nível da secção, que depois são integrados na altura e no comprimento da zona plastificada (definido previamente o comprimento dessa zona) ou através das relações momentos-curvaturas do elemento estrutural. Em qualquer das últimas hipóteses, os modelos são calibrados com base nos ensaios experimentais de elementos estruturais, enquanto na primeira os modelos são calibrados com base nos ensaios dos materiais componentes (aço e betão).

Definido o modelo de comportamento, está implícito o modelo estrutural a ser usado seguidamente, já que, a adopção por exemplo do 1º modelo possibilita grande liberdade na escolha do modelo estrutural do edifício, enquanto o 3º modelo já não necessita de grande discretização. Nesta conformidade, em pórticos planos pode-se modelar as vigas e os pilares com elementos de viga de dois ou três nós e discretizar esse elemento ao longo da altura em camadas na 1ª hipótese, na 3ª hipótese esta discretização já não faz sentido, sendo preferível usar a matriz de rigidez ou flexibilidade convencional de elemento de barra com 3 graus de liberdade por nó. Por outro lado, este tipo de raciocínio relativo aos modelos a usar, está intimamente ligado ao tipo e número de cálculos que se pretende realizar, já que, a 1ª hipótese é neste momento impensável, em termos de cálculos sistemáticos de edifícios com um número razoável de andares. Portanto,

o modelo estrutural do edifício que se pretende desenvolver, está muito dependente do tipo e do número de cálculos que se pretende efectuar.

A resposta máxima dum sistema linear elástico para duas excitações sísmicas com o mesmo conteúdo em frequências (isto é com a mesma função densidade espectral de potência ou espectro de resposta) é praticamente a mesma. Infelizmente isto não é verdade para sistemas não lineares dado que a última resposta depende principalmente das particularidades do movimento sísmico, isto é, da defasagem entre as componentes das diferentes frequências conjugadas com as suas amplitudes. Desta maneira, para se obter a resposta não linear da estrutura para uma dada excitação sísmica, correspondente a um espectro de resposta elástico, é necessário usar vários acelerogramas.

Uma das características mais importantes na análise dinâmica não linear de estruturas, é o processo que permita modelar o comportamento não linear dos elementos estruturais ou grupo de elementos (por exemplo andares totais) debaixo de acções alternadas. A ocorrência de resultados das análises não lineares, depende principalmente do conhecimento do comportamento após plastificação dos elementos estruturais, que é representado pelo modelo usado.

Estes modelos podem ser normalmente classificados em três categorias, segundo o seu nível de complexidade:

- Modelos Simples
- Modelos Intermédios
- Modelos Fibrosos

2.4.1 Modelos Simples

O modelo mais simples que pode ser usado é o modelo com $1gl$ no qual é representado todo o comportamento da estrutura (condensação matemática a $1gl$ ou representação do comportamento da estrutura pelo seu primeiro modo). Isto requer uma aproximação da variação incremental da rigidez da estrutura complexa condensada às características não lineares das curvas de restituição de $1gl$. Baseado numa deformada constante da estrutura, usualmente, o 1º modo de vibração as características não lineares da resposta de $1gl$ são especificadas em função das da estrutura. Um modelo que utiliza esta técnica é o modelo de Saiidi Q, Saiidi et al [1979]. Este modelo estabelece o comportamento histerético das forças de restituição, usando como curva monotónica, a deformada da estrutura para a aplicação de uma força lateral. Para estruturas que apresentam uma distribuição uniforme de rigidez estes tipos de modelos funcionam bem.

Nesta categoria também são englobados os modelos com deformabilidade por corte. As características básicas destes modelos são: cada estrutura plana tem somente um grau de liberdade por andar correspondente à translacção (deformações axiais dos pilares são desprezadas) e a assemblagem total das vigas e pilares no andar da estrutura é substituída por uma mola simples ligando os andares. Ou seja, as características da mola que é expressa em termos das relações

esforço transverso-distorsão entre pisos, são as características de todos os pilares e vigas existentes nesse piso. Esta formulação simples do desempenho estrutural, com a sua modelação de piso a piso, traduz-se numa redução do esforço computacional do cálculo da resposta inelástica das estruturas em pórtico. Contudo, na avaliação dos esforços transversos associados com a plastificação dos pisos, deve-se ter em conta que um colapso do piso não pode ser determinado univocamente a menos que o piso idealizado seja do tipo viga forte-coluna fraca. Além disso, a expressão das propriedades dos membros constituintes de um piso através de um só parâmetro, não permite, como é evidente, uma avaliação adequada da resposta inelástica de cada elemento estrutural, com excepção dos elementos verticais existentes nesse piso.

Acrescente-se ainda que o comportamento de um piso é influenciado somente pelos dois pisos adjacentes (acima e abaixo), dado que o modelo despreza a influência da translação lateral do andar, nas forças de corte de todos os outros andares que não estejam ligados com esse andar, e também porque despreza as deformações axiais dos elementos verticais. Este modelo, tende a subestimar o deslocamento relativo e o deslocamento total dos andares acima, e a sobrestimar os andares que estão abaixo de um determinado nível, Fardis [1985].

Estas diferenças são maiores em estruturas com grandes relações entre a altura e a largura ou em estruturas pórtico-parede. As paredes são modeladas usando molas de flexão. Os resultados da análise não linear, são normalmente expressos na forma de histórias no tempo dos deslocamentos laterais de piso ou entre pisos (deslocamentos relativos dos pisos adjacentes). Muitas vezes interessa somente o valor máximo do "drift" entre pisos durante a resposta que é expressa como um múltiplo do correspondente máximo "drift" entre pisos elásticos. Este múltiplo, é denominado factor de ductilidade sendo uma medida da deformação máxima inelástica do piso. Uma desvantagem deste modelo é que este factor de ductilidade não nos dá informação sobre a distribuição das deformações inelásticas nos elementos do piso, podendo, no caso já referido de vigas fortes - colunas fracas, dar ideia da formação de rótulas plásticas nos diversos pilares de um dado piso. O uso deste modelo requer cálculos preliminares e um grande sentido crítico na selecção das características apropriadas para as forças de restituição a cada nível. A fiabilidade destes modelos simples, quando usados na avaliação da resposta a movimentos intensos, tem sido estudada por alguns investigadores (Luyties et al [1976], Pique et al [1976], Saiidi et al [1979], Umemura et al [1980]), tomando como base de comparação os resultados obtidos experimentalmente e os obtidos usando modelos analíticos mais elaborados.

2.4.2 Modelos Intermédios

Contrariamente aos modelos simples, que têm o piso como seu elemento básico, nos modelos intermédios os elementos básicos, são os elementos prismáticos ligados aos nós adjacentes da estrutura, ou seja, às vigas e aos pilares. Alguns modelos incluem também os nós como elementos propriamente ditos, rígidos ou não.

A grande maioria dos modelos referidos na literatura incluem-se neste grupo. Os elementos da estrutura são tratados individualmente, sendo as características inelásticas dos diagramas de

restituição, independentemente estimados e baseados nos dados experimentais obtidos em testes cíclicos, representativos dos elementos estruturais e das assemblagens dos nós. A modelação elemento estrutural a elemento estrutural, foi desenvolvida de modo a ter em conta o comportamento individual dos elementos tal como foram determinados nos testes, pelo que torna possível a determinação da magnitude e distribuição das deformações inelásticas com uma certa discretização através da estrutura e sem grande volume de cálculo adicional.

Na literatura encontram-se diversos modelos, podendo distinguir-se duas maneiras de idealizar os elementos:

- O elemento estrutural é constituído à custa de um só elemento linear. As forças nas extremidades do elemento estrutural estão directamente relacionadas com os deslocamentos na extremidade do nó.
- O elemento estrutural é dividido longitudinalmente em vários elementos. Em cada um destes as relações forças-deslocamentos generalizados são especificadas.

O modelo usando um só elemento, consiste num elemento de viga elástico com uma rigidez igual ao da secção fissurada e duas molas de rotação nas extremidades, onde as deformações inelásticas dos elementos são concentradas, Fig. 2.7.

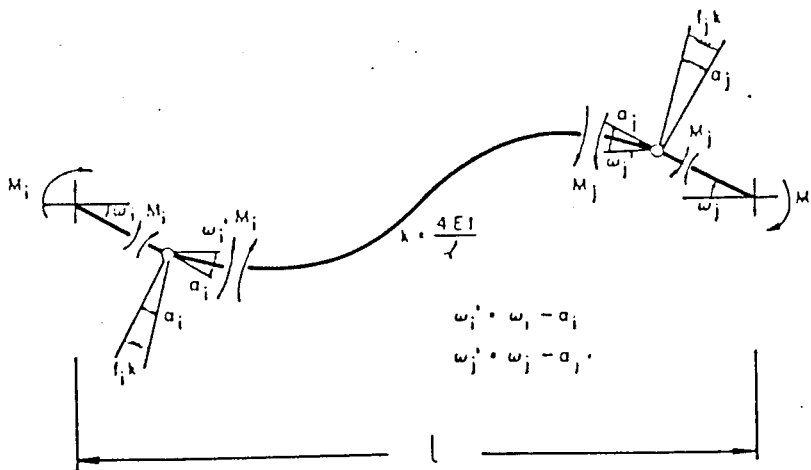


Figura 2.7: Modelo constituído à custa de um só elemento linear.

Estas molas de rotação têm rigidez infinita (flexibilidade nula) antes de começar a plastificação de qualquer extremidade. Depois da entrada em regime inelástico numa das extremidades do elemento, a flexibilidade da mola correspondente é somada ao termo da diagonal principal da matriz de flexibilidade do elemento. A inversão da matriz de flexibilidade resultante dá-nos a matriz de rigidez de rotação do elemento inelástico. Se considerarmos somente a não linearidade em flexão, o valor da rotação concentrada na mola de rotação do elemento é obtida por integração das curvaturas inelásticas (isto é, a curvatura total é determinada em cada ponto ao

longo do eixo do elemento para o momento flector correspondente), e as relações não lineares momento-curvatura, menos a curvatura elástica, a partir do ponto de inflexão (onde $M_f = 0$) até à extremidade correspondente.

A maior parte das vezes este ponto é considerado a meio vão do elemento. É uma consideração conveniente, desde que se consiga separar a rotação plástica de uma das extremidades, do momento flector da outra, isto só é válido, quando as armaduras das vigas são simétricas em ambas as extremidades (ou seja, quando o momento positivo de plastificação é igual ao momento negativo de plastificação do outro lado), em que as forças verticais (cargas permanentes mais uma pequena fracção das sobrecargas - acções quase permanentes) contribuem pouco para os momentos nas extremidades.

Entre os diversos modelos existentes na literatura, o que tem tido mais aplicação é o devido a Gilberson [1967], que consiste num elemento elástico linear com uma mola de rotação em cada extremidade, onde as não linearidades são concentradas, Fig. 2.8, assumindo que o ponto de mudança do sinal dos momentos flectores é localizado no meio vão do elemento estrutural a história dos momentos-rotações das duas molas com comportamento não linear podem ser unívoca e independentemente tratadas pelas regras hysteréticas.

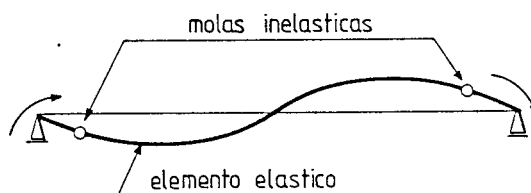


Figura 2.8: Modelo de Gilberson

Na versão de Bannon et al [1980], o ponto de inflexão é determinado em cada passo da integração, sendo usados diferentes valores da rigidez elástica (EI) para os momentos positivos e negativos entre as duas molas. Além disso, somou também a flexibilidade das molas de rotação devido às deformações inelásticas de flexão, à flexibilidade devido ao escorregamento das armaduras e às deformações por corte (bielas inclinadas) próximo das extremidades. Para isto, tornou-se necessário expressar estas deformações adicionais em termos de momentos flectores nas extremidades correspondentes e fazer algumas considerações de ordem mecânica.

Suko et al [1971] refinaram o modelo, calculando a rigidez da mola com o ponto de inversão do sinal de momento determinado através de uma análise linear.

Os elementos estruturais elásticos com capacidade de rotação nos seus extremos e baseados

em regras histeréticas elasto - perfeitamente plásticas, foram usadas por Walpole et al [1969] para a análise de estruturas de betão armado. A estrutura foi assumida como comportando-se de uma maneira linear dentro de cada intervalo de integração. Se o membro atingiu a capacidade de cedência em rotação, ou rodou numa direcção incompatível com a rótula plástica, então a rótula plástica ou é inserida ou é retirada para o próximo passo, respectivamente. Este modelo pode ser considerado um caso especial do modelo de uma componente com o seu conjunto de endurecimento tomado como nulo.

Para elementos sujeitos à flexão e submetidos a gradientes de momentos, as deformações plásticas podem ser concentradas em pontos discretos, somente para o caso limite, sem degradação aonde a variação do endurecimento é igual a zero.

Goel et al [1968] analisaram um pórtico de vários andares com uma travessa sujeito a um sismo intenso. Para as secções das colunas, os momentos curvaturas foram assumidos como permanecendo linearmente elásticos, enquanto que para as vigas as deformações inelásticas foram tomadas em consideração, especificando uma distribuição de curvaturas não lineares baseado na função de Ramberg-Osgod. Nesta análise, as rotações inelásticas nas extremidades das vigas, são univocamente definidas pelos correspondentes momentos nas mesmas extremidades, devido ao facto do ponto de inflexão permanecer no meio vão das vigas devido à simetria da estrutura. Com esta fixação do ponto de inflexão o método não pode ser directamente aplicado a estruturas em pórtico em geral.

Umamura et al [1973] desenvolveram um modelo analítico baseado na hipótese de uma distribuição parabólica da flexibilidade do elemento ($1/EI$) ao longo do comprimento do elemento estrutural. A flexibilidade de flexão no ponto de inflexão e a flexibilidade de flexão reduzida à extremidade dos elementos estruturais que estão baseadas num modelo trilinear histerético modificado, são implementados para determinar as três constantes da função parabólica da flexibilidade de flexão. Neste modelo, os efeitos não lineares são propagados ao longo do elemento estrutural e são independentes da extensão do comprimento inelástico do elemento estrutural.

Otani [1974] sugeriu que o elemento flectido fosse substituído por dois elementos de consola no ponto de inflexão. Usando duas leis de histerese independentes, o momento na extremidade encastrada e o deslocamento na extremidade livre e momento no encastramento e rotação na extremidade livre, para determinar a rigidez de cada uma dos dois elementos de consola, pode assim determinar a matriz de rigidez do elemento global.

O modelo tenta representar, o efeito da redistribuição das deformações inelásticas indicadas pela distribuição das curvaturas ao longo da zona inelástica do elemento estrutural com melhor aproximação. Mas isto leva a uma matriz de rigidez assimétrica. Esta falta de simetria surge porque a posição do ponto de inflexão bem como as relações entre os momentos no encastramento e as rotações nos extremos e os momentos no encastramento e os deslocamentos nos extremos (extremidade livre) afectam os coeficientes de rigidez.

Para obter a simetria de rigidez, assume-se que todas as deformações inelásticas de um membro estão concentradas em duas molas equivalentes situadas na extremidade encastrada. Por

outras palavras, a rigidez não linear do momento na extremidade-deslocamento na extremidade livre e momento na extremidade-rotação na extremidade livre, de uma consola com comprimento unitário, são idênticas e iguais à rigidez não linear do momento no encastramento e rotação no encastramento tal como no modelo de uma componente.

A introdução das molas equivalentes concentradas em cada extremidade do elemento estrutural de maneira a levar em conta as deformações inelásticas, acarreta coeficientes de rigidez constantes após cedência. Estes coeficientes são independentes do anterior nível de cedência na curva de endurecimento ("strain-hardening"). Além disso, as rotações inelásticas numa extremidade são determinadas unívoca e independentemente para cada momento na extremidade. Isto é equivalente a assumir o ponto de inflexão fixado na posição inicial ou arbitrariamente no meio vão, em vez de permitir que esse ponto se desloque ao longo do elemento estrutural, como a distribuição de momentos em determinada altura pode exigir.

De maneira a obviar algumas dificuldades que existem nestes modelos, podem ser considerados o espalhamento das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento estrutural.

Hsu [1974] e Takayanagi et al [1976] dividiram cada elemento num número finito de pequenos elementos ao longo do elemento estrutural. Estes pequenos elementos são representados por uma série de molas não lineares em rotação. O modelo resultante é denominado um modelo de molas múltiplas. As propriedades de cada subelemento que são determinadas baseados no momento do centro do segmento, assumem-se como constantes ao longo do subelemento. Dividindo o elemento estrutural em diversos subelementos as propagações das deformações inelásticas, bem como os termos cruzados entre as rotações inelásticas e os momentos na extremidade são levados em consideração.

Soleimani [1978] e Arzomanidis et al [1981] consideraram que cada elemento estrutural é constituído por duas regiões, uma zona elástica mais duas zonas inelásticas de comprimento variável nas extremidades. O comportamento das zonas inelásticas é calculado pelos diagramas de momentos somente, quando os momentos nas extremidades estão na curva de endurecimento. Nos outros casos, isto é, descarregamento e carregamento, o comprimento de cada zona inelástica é assumido como constante e igual ao máximo valor do comprimento inelástico em cada extremidade respectivamente.

As propriedades de rigidez da zona inelástica são determinadas de uma forma apropriada da relação bilinear do momento-curvatura. Uma distribuição de curvaturas linear abaixo da zona inelástica, isto é, rigidez de flexão constante, é assumida na zona elástica de endurecimento. Soleimani considerou também uma rigidez de flexão constante durante a inversão de carga, baseado na média das flexibilidades de flexão. Uma variação hiperbólica da rigidez de flexão ao longo da zona inelástica foi assumida por Arzomanidis para a zona inelástica quando há inversão de carga.

Normalmente, nestes modelos, a flutuação do esforço normal (N) durante a resposta é ignorada. O esforço normal é assumido como sendo constante. Em geral, a cedência da extremidade de um elemento estrutural atinge-se sempre que o momento nessa extremidade excede a capaci-

dade de cedência em termos de momentos nessa extremidade. Para pilares, onde a interacção é considerada, a capacidade de momentos torna-se uma função da carga axial e deve ser calculada em cada fase de carga de modo a haver uma correspondência com a carga axial efectiva. A interacção esforço normal-momento flector tem sido incorporada em diversos estudos de maneira a comportar o novo momento de cedência que reflecte a mudança de esforço normal no elemento estrutural. Contudo, esta formulação das propriedades de rigidez do pilar não é absolutamente correcta, porque somente a rigidez de flexão é assumida como afectada pela plastificação e o esforço normal é assumido como afectando só o momento de cedência. Contudo durante a resposta, as características inelásticas do elemento estrutural, não são somente dependentes da história dos momentos aplicados, mas também das flutuações do esforço normal. As flutuações do esforço normal durante a resposta afectam o nível de cedência devido à interacção entre esforço normal e momento flector (M_f).

Roufaiel et al [1987] usaram uma formulação muito semelhante à de Soleimani mas em que introduziram a flutuação do esforço normal, a influência do esforço transversal e a degradação de resistência.

O modelo de molas múltiplas foi modificado por Takayanagi et al [1976] para incluir interacção esforço normal-momento flector de maneira a estudar a resposta dinâmica das estruturas parede. As estruturas parede usualmente apresentam grandes mudanças no esforço normal durante a sua resposta a movimentos sísmicos. O binário que se opõe aos momentos derrubantes aumenta e diminui as forças normais de compressão devido às forças gravíticas. Em alguns casos o esforço normal devido ao efeito de "coupling" pode inverter mesmo o sinal das cargas devido ao peso próprio. Podendo mesmo criar tracções na parede afectando não só a capacidade de plastificação das paredes como também a sua rigidez. Por outro lado, o aumento das forças de compressão tende a aumentar a rigidez de flexão da parede bem como a resistência deste elemento. A incorporação dos efeitos da mudança de esforço normal e de flexão foram observados tendo um efeito significativo nas forças sísmicas das paredes.

Não linearidades de flexão, corte e esforço normal e interacção esforço normal-flexão, corte-flexão, foram incorporados nos elementos de parede de Takayanagi et al [1976]. Em cada fase de carregamento o correspondente momento de plastificação é encontrado através do diagrama de interacção esforço normal-momento flector e comparado com o momento actual para verificar se a cedência ocorre numa dada secção. A rigidez de flexão, que é uma recta de transição entre os dois diagramas de momentos-curvatura para diferentes esforços normais, foi calculada tomando como base a história de carregamento, a mudança de esforço normal e momento flector.

Saatcioglu et al [1980] desenvolveram um elemento de pilar com degradação de rigidez, para representar elementos de parede na modelação de paredes interligadas. Foram considerados os efeitos de variação de esforço normal no momento de plastificação e rigidez após cedência. O modelo baseado na determinação do ponto de inflexão determinado por intermédio de uma análise linear elástica, foi modificado para incluir a interacção $N - M_f$.

Enquanto que a rigidez da mola de rotação não linear em cada extremidade é assumida

como constante durante a fase elástica do carregamento e descarregamento, no recarregamento e cedência a recta de transição de uma curva de momento-rotação para a outra é calculada de modo a reflectir não somente o endurecimento devido ao aumento de N , mas também o amaciamento devido à diminuição de N .

Keshavarzian et al [1984] dividem o elemento em dois tipos de zonas, uma central elástica e outra situada em cada extremidade e de comprimento variável. As acções inelásticas são confinadas às zonas extremas em que a distribuição de curvaturas é determinada com base em diagramas histeréticos. De maneira a representar as zonas dos nós ou da extremidade dos elementos foi adicionado uma zona rígida, Fig. 2.9.

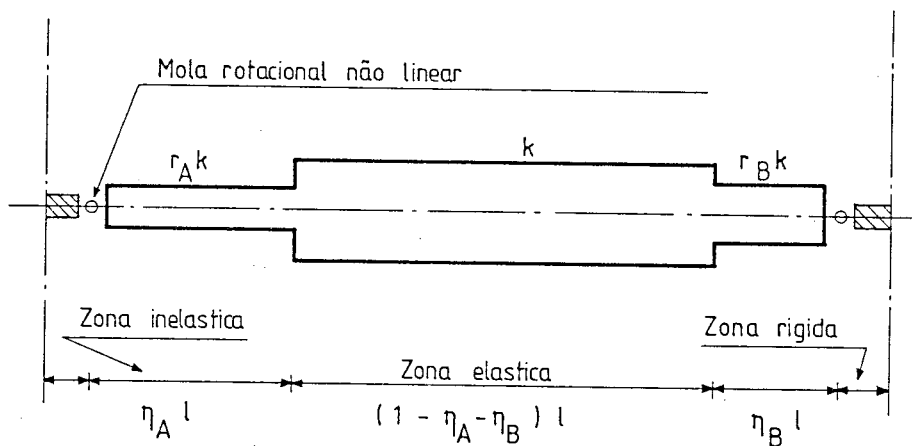


Figura 2.9: Modelo de Keshavarzian.

A rigidez das secções transversais na zona elástica é calculada baseada na mudança (caso exista) do esforço normal, não se mantendo portanto constante. Nas zonas inelásticas, esta rigidez é calculada com base em relações momentos-curvaturas histeréticas que tem incorporadas a mudança das curvas em função do valor do esforço normal.

O comprimento da zona inelástica é dependente da história de carregamento e do esforço normal, podendo ser diferente de um e outro lado do elemento e é calculado para o diagrama de momentos linear e para o valor corrente do momento de plastificação.

Estes modelos dão uma considerável liberdade para a selecção das regras histeréticas e além disso podem ser usados distintos modelos para simular elementos diferentes.

Os modelos que utilizam vários elementos longitudinais, fazem-no para representar diferentes comportamentos. Assim o primeiro elemento é um elemento elástico perfeitamente plástico. Antes da plastificação numa das extremidades, o incremento na matriz de rigidez do elemento é dado pelo elemento linear elástico. Quando o momento plástico é atingido de um dos lados, a rótula plástica é introduzida aí e o incremento da matriz de rigidez vem igual ao do elemento com a rótula na extremidade em questão.

Depois do momento plástico ser atingido em ambas as extremidades, o incremento da matriz de rigidez é tomado igual ao do elemento com rótulas em ambas as extremidades. A segunda componente do modelo é qualquer elemento elástico com a secção de rigidez igual a cerca de 3% da secção transversal fissurada e tem em conta o endurecimento dos materiais depois da plastificação.

A relação resultante momento-rotação é bilinear com uma pequena segunda recta e o carregamento e descarregamento são feitos com rectas paralelas à da rigidez inicial. Como resultado as curvas de histerese para forças reversíveis inelásticas são demasiado cheias e portanto grandes áreas, sobrestimando-se muito a energia dissipada, Fardis [1985]. Um modelo deste tipo foi desenvolvido por Clough et al [1965], Fig. 2.10, em que estes dividiram cada elemento estrutural em dois subelementos imaginários paralelos um com comportamento elasto-plástico perfeito para considerar a cedência e outro é tomado com um comportamento perfeitamente elástico, para representar o endurecimento (strain-hardening). Isto é equivalente a assumir que o momento de inércia total de cada elemento estrutural é dividido em duas componentes: uma componente elástica com momento de inércia pI onde p representa a razão de endurecimento e uma componente elasto-plástica $(1 - p)I$, sendo I o momento de inércia total. Portanto, a matriz de rigidez do elemento estrutural pode ser obtida à custa das matrizes de rigidez dos dois subelementos. A mais significativa deficiência deste modelo é a de não poder considerar a degradação de rigidez.

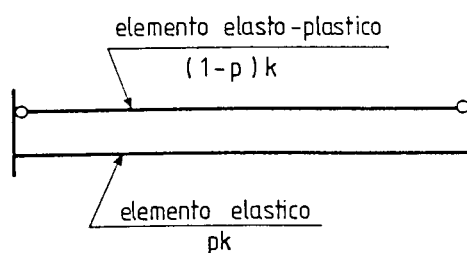


Figura 2.10: Modelo de Clough.

O mesmo conceito foi usado por Aoyama et al [1968] para analisarem estruturas porticadas de betão armado usando três elementos paralelos (modelo de três componentes): dois elementos elasto-plásticos para representarem a fissuração do betão e a cedência das armaduras e o outro é tomado perfeitamente elástico para representar o endurecimento.

Omote [1974] desenvolveu um modelo em que o elemento é dividido em vários, considerando cada subelemento como rígido e na união destes uma mola onde são concentradas as deformações elásticas e inelásticas.

2.4.3 Modelos Fibrosos

A outra classe de modelos analíticos usados para os estudos da formulação de elementos estruturais em betão armado, é o modelo bem conhecido, que divide o elemento em camadas, e que neste contexto iremos designar por modelos fibrosos. Neste caso o elemento estrutural é dividido em diversos segmentos, cada qual dividido em várias camadas paralelas e para as quais as leis constitutivas do aço e do betão podem ser determinadas, a partir destas pode-se calcular as relações momentos-curvaturas das secções para qualquer nível de carga. Então a integração ao longo do elemento estrutural permite a determinação da matriz de rigidez. A plastificação de uma camada é um fenómeno perfeitamente definido, isto permite ter uma pista do avanço da plastificação através da altura da secção e do comprimento.

Park et al [1972] e Stanton et al [1979] usaram o modelo das camadas para elementos estruturais simples de betão armado para cargas cíclicas. Emori et al [1978] usaram o modelo de camadas para estudar o efeito da mudança de N em pilares na resposta global da estrutura. O modelo de camadas leva em conta o avanço da plastificação ao longo do elemento estrutural e o efeito da interacção $N - M_f$, Fig. 2.11. Contudo, este procedimento torna-se computacionalmente restrito mesmo para estruturas muito simples. Além disso a fiabilidade dos resultados está limitada à falta de conhecimentos básicos das propriedades dos materiais sobre cargas alternadas e ainda requerem molas de rotação nas extremidades dos elementos estruturais para ter em conta o efeito dos nós.

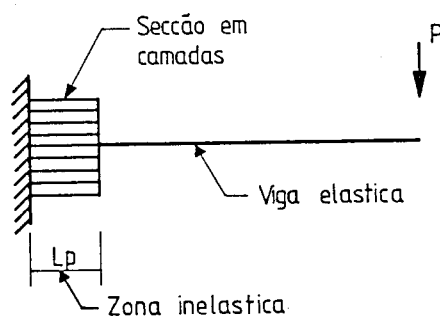


Figura 2.11: Modelo de Camadas de Emori.

Um dos mais importantes factores que influenciam o comportamento das estruturas de betão armado é a deterioração da aderência. Em estruturas de betão armado sujeitas a intensos movimentos sísmicos, os grandes comprimentos deteriorados de aderência podem-se desenvolver nos nós de pórticos, resultando num substancial escorregamento aço-betão, produzindo-se consideráveis rotações fixas. Em certos estudos, considera-se uma flexibilidade adicional na formação da matriz de rigidez do elemento, causada pelo escorregamento das armaduras ao longo do

domínio onde se deu a deterioração da aderência.

As não linearidades geométricas de um pilar têm sido usualmente modeladas matematicamente com base nos efeitos $P - \Delta$. Este efeito é usualmente baseado na hipótese de que a deformação axial não é permitida ao longo do elemento estrutural e a deformação do elemento é considerada como linear. Por outras palavras, os termos da matriz de rigidez geométrica do pilar afectam somente os graus de liberdade horizontais do piso. Neste caso a matriz de rigidez geométrica da estrutura permanece constante, indiferente à mudança do esforço normal do pilar, quando sujeita somente a acções sísmicas horizontais. Além disso é uma matriz simétrica e em banda com contribuição somente para dois pisos adjacentes.

A abordagem por elementos finitos de estados planos de tensão na determinação da resposta não linear de estruturas de betão armado, também tem sido usada.

A análise com elementos finitos de estruturas de betão armado requiere um grande número de graus de liberdade para obter resultados aceitáveis, limitando este método a estruturas relativamente simples, tal como os pórticos com poucos andares, vigas, pilares, lajes e cascas. Mesmo para essas estruturas, surgem dificuldades no estabelecimento de condições de compatibilidade nos nós e entre elementos de betão e aço. Além disso, o custo extraordinariamente elevado associado à análise não linear de estruturas de betão armado com elementos finitos, limita a sua aplicação a estruturas particulares, tais como reactores nucleares, vasos de contenção, plataformas de alto mar e cascas de grande vão.

2.4.4 Experiência Portuguesa

Em Portugal, os estudos dinâmicos não lineares só têm sido levados a efeito no LNEC. Assim em 1969, foi desenvolvido um programa de análise dinâmica não linear (ONLIGRAL), em que se utiliza um modelo de comportamento que pode ser englobado na categoria de modelos simplificados. Os edifícios são modelados através de consolas equivalentes, em que se procura os valores da rigidez de flexão, EI , e da rigidez de corte, KGA , de maneira a que as matrizes da flexibilidade, na hipótese de comportamento linear, sejam semelhantes às das estruturas em estudo. O comportamento não linear, tanto pode estar associado às deformações por flexão como às deformações por corte. A descrição detalhada deste programa é feita por Oliveira [1971] e Duarte [1973] tanto no aspecto da sua formulação como da sua programação.

Este programa foi usado ao longo da década de 70, Oliveira et al [1970], Ravara [1973], Carvalho [1980], com vista à elaboração de estudos paramétricos e onde a adopção de modelos simplificados tem pleno cabimento.

O autor teve oportunidade de usar este programa e programá-lo para Fortran, já que a versão inicial era em Algol 80, introduzindo-lhe diversas modificações e usando-o no início do seu trabalho, Oliveira et al [1987]. As alterações introduzidas, foram no sentido de o tentar transformar num modelo do tipo intermédio, ou seja, possibilitar a discretização da estrutura não através de uma consola equivalente, mas sim como a soma de vários elementos estruturais associados em paralelo e ligados ao nível do piso através das lajes, que para o efeito são, conside-

radas infinitamente rígidas. Além disso, foi introduzida no programa a possibilidade de calcular frequências e modos de vibração, bem como a determinação da matriz de amortecimento a que correspondem valores de amortecimento modais impostos por cada modo (na versão original o amortecimento era introduzido pela consideração de matrizes de amortecimento calculados de forma a impôr nos dois primeiros modos um dado amortecimento viscoso relativo).

O programa usa um diagrama de restituição bilinear simétrico com transições parabólicas, Fig. 2.12, e o método de Runge-Kutta para a resolução das equações de movimento.

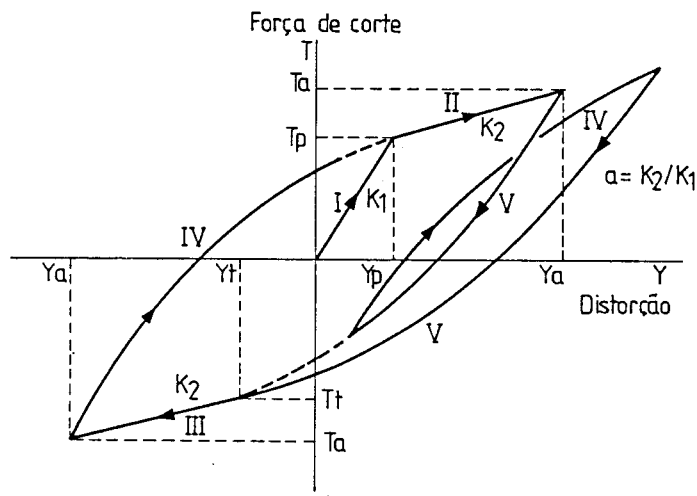


Figura 2.12: Diagrama de Restituição Bilinear Usado no ONLIGRAL.

A sua programação e a percepção dos passos seguidos, principalmente no diagrama de restituição, é bastante complexa, pelo que alterações a este diagrama são difíceis de realizar. Mesmo assim foi introduzida a degradação de rigidez, em função do número de ciclos.

A inclusão do autor numa linha de investigação neste domínio, levou a que se desenvolvesse um modelo de comportamento mais versátil e que acompanhasse o que internacionalmente está a ser feito. Em sequência, foi desenvolvido um modelo histerético de comportamento baseado no modelo de Takeda (já que este é considerado o melhor modelo desenvolvido até ao momento), para simular o comportamento experimental do betão armado, Fardis [1985], em que foram incorporadas diversas particularidades:

- degradação de rigidez
- degradação de resistência
- efeito de "pinching" e "slipping"
- efeito $P - \Delta$.

não incluídas no modelo original, Costa et al [1987].

A utilização deste modelo em programas de análise estática e dinâmica de associações em paralelo e em série, com vários graus de liberdade foi o trabalho seguinte. É evidente que estes programas foram desenvolvidos debaixo de uma orientação global de planos de investigação, Oliveira [1987] e Duarte [1987], e como tal, com a finalidade de serem usados no trabalho de tese do autor. Por isso, foi adoptado um modelo estrutural que se pode considerar situado entre os modelos simples e os modelos intermédios.

Os programas estáticos desenvolvidos foram testados com resultados experimentais, Costa et al [1987], servindo portanto para calibrar os parâmetros do modelo.

Neste momento, e debaixo da orientação definida pode afirmar-se que estão a ser desenvolvidos estudos que a curto prazo possibilitarão a utilização de modelos enquadrados nos três tipos referidos anteriormente, além de diversos ensaios experimentais.

Por outro lado, começa-se noutras escolas, nomeadamente no Instituto Superior Técnico e na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto onde o autor se integrará, a desenvolver os primeiros estudos nestes domínios.

Capítulo 3

MODELOS DESENVOLVIDOS

3.1 INTRODUÇÃO

As disposições regulamentares contidas no RSA [1983] e REBAP [1985], no que se refere à verificação da segurança, implicam em geral avaliações do comportamento dinâmico em regime não linear das estruturas, o que é efectuado de uma forma simplificada, através da utilização de coeficientes de comportamento. Para a definição destes coeficientes, torna-se indispensável fazer a análise dinâmica não linear de estruturas, por uma forma exhaustiva e, atendendo à dispersão dos erros, de uma forma estatística. Para o efeito, é necessário o desenvolvimento de modelos que representem, o mais rigorosamente possível, o comportamento das estruturas em geral e das de betão armado em particular. Os modelos vulgarmente usados, apresentam complexidades distintas dependentes do detalhe pretendido. Assim, uma identificação do comportamento não linear histerético de edifícios de betão armado, poderá ser estabelecida em termos de relações tensões - deformações dos materiais componentes (betão e aço), ou até em termos de relações mais globais, como por exemplo, forças - deslocamentos ao nível dos pisos ou, no caso limite, traduzindo essas relações num só grau de liberdade.

Qualquer análise deste tipo passa por uma definição de modelos de comportamento histerético das relações forças - deslocamentos generalizados (F,D), ao nível dos elementos estruturais (vigas, pilares, ligações vigas - pilares, etc.)

O modelo analítico ideal a ser estabelecido para a obtenção da resposta não linear de elementos estruturais de betão armado, com comportamento predominante de flexão, requer uma definição das características geométricas e mecânicas dos materiais ao nível das secções e em termos das relações tensões - deformações dos diversos materiais componentes em termos pontuais. Estas relações são então integradas ao longo da altura das secções, tendo em consideração as características geométricas e algumas hipóteses de base quanto à natureza das deformações, (hipótese de Bernoulli e de Navier). A integração posterior ao longo do comprimento dos elementos estruturais permite a definição das relações forças - deslocamentos generalizados ao nível das extremidades desses elementos. Este procedimento, embora não seja invulgar em problemas de análise estática, Figueiras [1983], é contudo ainda uma técnica muito pesada para os problemas de análise dinâmica.

Com o objectivo de estudar o comportamento não linear das estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos, têm sido realizados muitos ensaios que sugerem vários modelos reproduzindo o comportamento em flexão através de relações forças - deslocamentos generalizados.

Na década de 60 utilizaram-se principalmente modelos simplificados baseados em curvas de restituição elasto-plástica. Esta limitação era imposta pela capacidade computacional quer no que diz respeito à velocidade de execução, quer, e principalmente, à memória disponível.

No começo da década de 70, com o desenvolvimento dos métodos numéricos e das potencialidades do cálculo automático, foram surgindo modelos mais aperfeiçoados procurando reproduzir o comportamento das peças de betão armado sujeitas à flexão, verificado nos ensaios laboratoriais. Entre esses destacou-se o modelo desenvolvido por Takeda et al [1970], amplamente difundido devido à sua fidelidade e à sua aplicabilidade às situações mais diversas do comportamento estrutural.

Definido o modelo de comportamento de uma secção ou de um elemento estrutural, torna-se necessário uma idealização estrutural do edifício que atenda às características dos seus elementos constituintes e represente de uma forma completa e exhaustiva não só o comportamento de cada elemento, como também a interacção entre esses diversos elementos. Contudo esse modelo deve ser simples, para que a análise possa ser levada a efeito sem grande esforço computacional, mas ao mesmo tempo, deve reproduzir de uma maneira mais ou menos rigorosa as regras e os parâmetros em jogo. Neste sentido têm sido levados a efeito diversos ensaios experimentais em modelos à escala natural, Okamoto et al [1982], Kabeyasawa et al [1983] e à escala reduzida, Bertero et al [1985], possibilitando a aferição e calibração de modelos simples propostos por alguns autores envolvidos nesses trabalhos, Vulcano et al [1987], Kabeyasawa et al [1984].

Dentro desta linha no presente trabalho, foi desenvolvido um modelo de comportamento hysterético das relações forças-deslocamentos generalizados, que procura reproduzir o comportamento dos diversos elementos estruturais componentes da estrutura (viga, pilar, parede, etc) e fez-se uma idealização estrutural para as estruturas pórtico-parede em que se simulam as paredes como elementos de viga sujeitos à flexão e os pórticos como consolas com deformabilidade por corte, sendo estes elementos associados em comboio. A aferição e calibração deste modelo foi feita recorrendo a ensaios experimentais existentes na literatura.

Neste capítulo iremos descrever de uma forma sucinta o comportamento hysterético do betão armado quando sujeito à flexão. Para o efeito é descrito o comportamento do betão e do aço quando sujeitos a cargas monotónicas e a cargas repetidas e alternadas, analisando-se em seguida o funcionamento dos elementos de betão armado, tendo em atenção a ligação entre os dois materiais componentes no que diz respeito à aderência, ancoragem e emendas, bem como os mecanismos que se desenvolvem quando se verifica a fendilhação desses elementos. A importância da actuação doutros esforços, tais como esforço normal e esforço transversal são analisados seguidamente. É feita uma descrição do comportamento das paredes estruturais sujeitas à flexão. Em seguida descreve-se o modelo de comportamento hysterético desenvolvido em termos de relações forças-deslocamentos generalizados e a sua utilização em programas de

análise dinâmica não linear. Para o efeito, são descritas as técnicas usadas na elaboração desses programas, bem como a calibração dos mesmos. Finalmente serão referidos alguns exemplos de aplicação.

3.2 COMPORTAMENTO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS A ACÇÕES REPETIDAS E ALTERNADAS.

O comportamento de elementos de betão armado sujeitos a acções repetidas e alternadas, tem sido ao longo das duas últimas décadas objecto de investigação por numerosos laboratórios existentes em todo o mundo. Esta investigação realizada principalmente ao nível experimental, tem sido efectuada em modelos à escala natural, modelos reduzidos e em elementos lineares (cooperação USA-Japão, USA, Japão, Nova Zelândia, LNEC). O estudo do comportamento dos nós, das zonas fendilhadas e da importância do esforço normal e esforço transversal na resposta das estruturas, é uma das preocupações da investigação actual. Estes ensaios experimentais permitiram o desenvolvimento de modelos analíticos de complexidade distinta que procuram simular o comportamento dos diversos elementos, a sua ligação e a sua interacção. A exemplo do que já se faz em análise estática, Figueiras [1986], tenta-se reproduzir o comportamento dos elementos a partir de uma definição das características geométricas e mecânicas dos materiais ao nível das secções e em termos das suas tensões-deformações, tornando-se necessário para o efeito conhecer o comportamento dos materiais componentes, aço e betão, quando sujeitos a cargas repetidas e alternadas e também os diversos efeitos associados, tais como, fadiga, fendilhação, aderência, etc.

3.2.1 Comportamento do Betão e do Aço

3.2.1.1 Betão

O betão é um material heterogéneo de comportamento complexo e para o qual os resultados experimentais apresentam uma grande dispersão. Têm sido realizados ensaios à compressão, à tracção e a esforços alternados, com vista a uma melhor caracterização do seu comportamento e onde se procura descobrir qual a influência de determinados parâmetros (tensão máxima, amplitude, frequência de carga, composição do betão, velocidade de aplicação das cargas, etc.) nas características do betão (resistência à compressão e tracção, deformação, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), Chappuis [1987].

Uma das propriedades do betão com mais interesse, do ponto de vista dinâmico, é a fadiga, estando esta relacionada com: o número de ciclos em compressão, em tracção ou alternados; a tensão máxima; a amplitude (definida como a média da diferença entre a tensão máxima e a mínima); a frequência da carga e a composição do betão.

A influência destes parâmetros sobre o comportamento do betão interessa ser analisado nos seguintes aspectos:

- a) - Resistência à compressão e à tracção

- b) - Variação das deformações
- c) - Variação do módulo de elasticidade
- d) - Variação do coeficiente de Poisson

a) Resistência à compressão e à tracção

Têm sido efectuados numerosos ensaios, para determinar a resistência à fadiga em compressão e tracção com diferentes amplitudes de solicitações, tendo-se constatado que, quanto maior é o número de ciclos de solicitações, menor é a resistência do betão, sendo nos ensaios alternados esta redução mais acentuada. A dispersão dos ensaios é importante, não se conseguindo definir um valor limite inferior da resistência com o aumento do número de ciclos. Por exemplo, para dois milhões de ciclos constata-se uma diminuição de 33% a 43% em relação à resistência estática. Esta diminuição é representada pelas curvas de Wöhler, que relacionam a resistência do betão ($S_{max} = \sigma_{max}/f_{cc}$) com o número de ciclos, N, (Fig. 3.1).

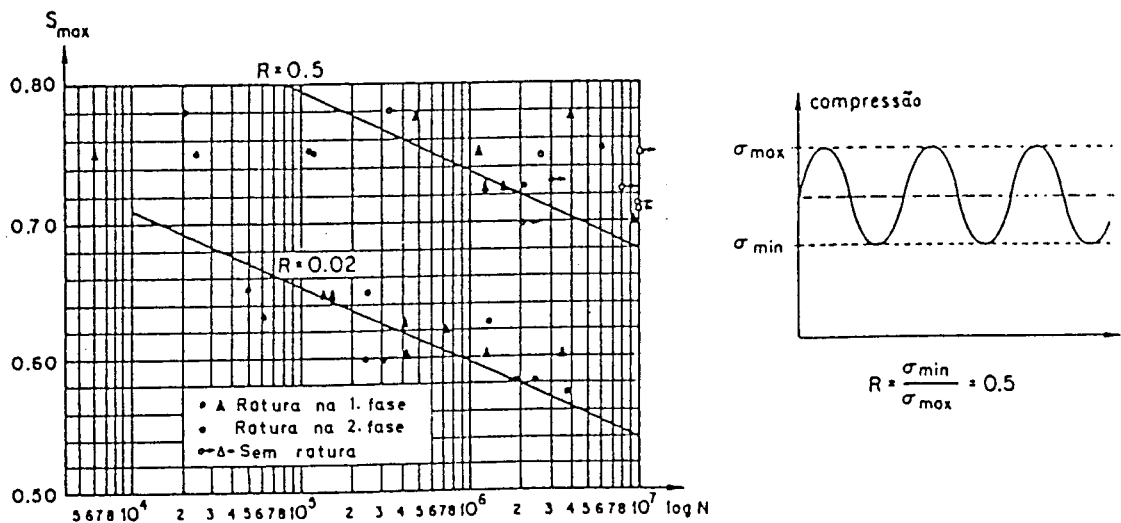


Figura 3.1: Curvas de Wöhler com resultados de ensaios à rotura em compressão

A amplitude é caracterizada por dois parâmetros: a tensão máxima (σ_{max}) e a tensão mínima (σ_{min}). Normalmente é referida a razão entre as duas $R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$.

A influência da amplitude pode caracterizar-se do seguinte modo, Chappuis [1987]:

- Para uma razão R constante, uma diminuição da tensão máxima implica um aumento na vida do provete. Para uma tensão máxima constante, uma diminuição da razão R implica uma diminuição da vida do provete, (Fig. 3.2).
- A diminuição da resistência do betão sobre solicitações cíclicas com amplitude variável é superior à devida a solicitações cíclicas de amplitude constante.

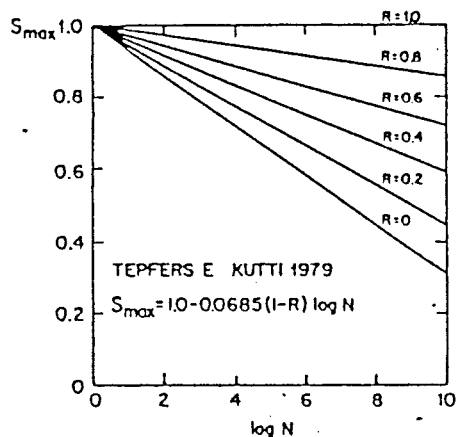


Figura 3.2: Relação entre a razão das tensões máxima e mínima (R) com a resistência à fadiga (S_{max}).

- Holmen [1982] mostrou que a função de dispersão da resistência à fadiga é log-normal e corresponde à função de dispersão dos ensaios estáticos de compressão. Assim, estabeleceu diagramas que relacionam a resistência à fadiga (S_{max}) e o número de ciclos (N), para diversos valores da probabilidade de rotura (P_r) e uma tensão mínima (S_{min}) dada, (Fig. 3.3).

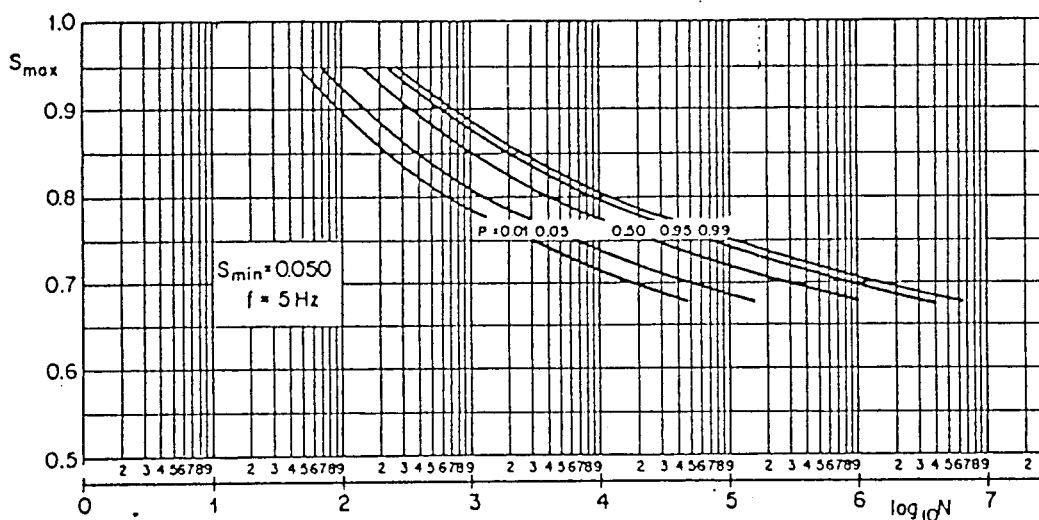


Figura 3.3: Relações entre a resistência à fadiga (S_{max}) e o número de ciclos (N).

As frequências de carga entre 50 a 900 ciclos por minuto (1 a 15 Hz), para tensões máximas inferiores a 75% da resistência estática, não têm praticamente influência. Para níveis de tensão superiores, observa-se para pequenas frequências, uma diminuição significativa da resistência à fadiga, Rilem [1984].

É importante notar que a grande maioria dos ensaios cíclicos foram efectuados com curvas de solicitação sinusoidais, dado que esta é a possibilidade oferecida pelas máquinas de ensaios.

A influência da composição do betão foi objecto de um estudo, Klaiber et al [1982], tendo-se concluído que a resistência à fadiga é afectada por:

- Relação água/cimento: para pequenos valores (0.32) a resistência é diminuída, enquanto que para valores compreendidos entre 0.4 e 0.6 não se constata grandes diferenças.
- Teor de água: com o aumento do teor de ar verifica-se uma diminuição de resistência.
- Granulometria: debaixo de tensões elevadas um betão à base de agregados rico em todas as granulometrias mostra uma resistência mais elevada, que um betão feito a partir de agregados com determinadas gamas de granulometria. Debaixo de tensões reduzidas não se verificam diferenças sensíveis.

b) Variação das Deformações

As deformações medidas no momento da rotura sob a acção de solicitações dinâmicas, são superiores às devidas a solicitações estáticas. As deformações e também a sua dispersão, aumentam se a resistência máxima (S_{max}) diminui, (Fig. 3.4). A curva de interacção entre as tensões e as deformações é inicialmente côncava. Se o número de ciclos aumenta, esta curva evolui para uma recta e à medida que se aproxima da rotura passa a convexa, (Fig. 3.5).

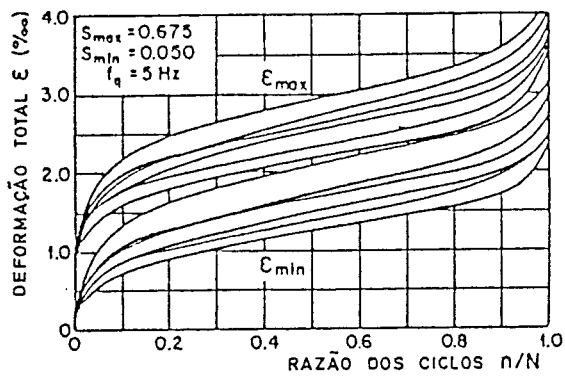
c) Variação do Módulo de Elasticidade

Debaixo de solicitações cíclicas repetidas o módulo de elasticidade secante diminui durante a vida do provete. Após os ensaios, qualquer que seja a amplitude das solicitações, o módulo secante perde no momento da rotura cerca de 40% do seu valor inicial, Bennet et al [1971].

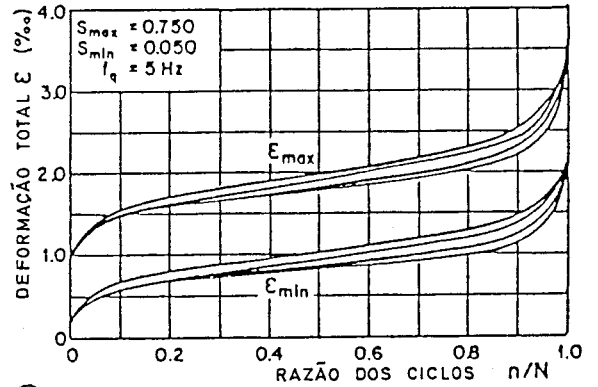
d) Variação do Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson aumenta com o número de ciclos, Monteiro et al [1985].

As cargas repetidas de compressões de elevadas intensidades, produzem um efeito pronunciado de histerese na curva tensão - deformação, apresentando-se na Fig. 3.6, um diagrama típico dessas curvas, Sinha et al [1964]. Estes ensaios e outros serviram para indicar que a curva envolvente era quase idêntica à que se obtém nos ensaios monotónicos. Assim, obtiveram-se curvas tensão-deformação, Fig. 3.7, que permitem estabelecer modelos de comportamento baseados em expressões do tipo da preconizada no Model Code do CEB [1983],



(a)



(b)

Figura 3.4: Variação da deformação longitudinal total em função do número de ciclos para dois níveis de tensão máxima.

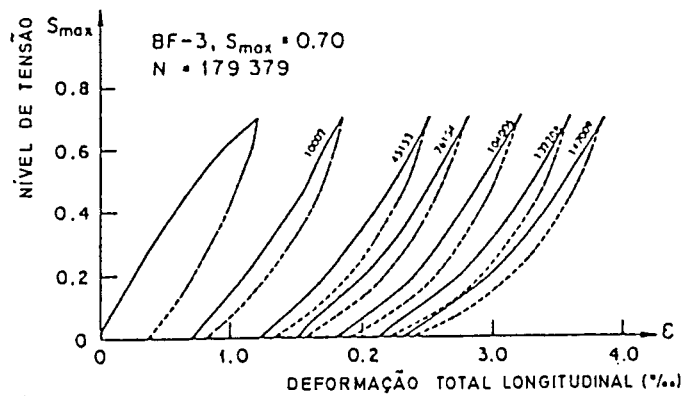


Figura 3.5: Efeito das solicitações cíclicas sobre as deformações do betão

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{\frac{E_c}{f_c} \epsilon_c - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{f_c} \epsilon_0 - 2\right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}} \quad (3.1)$$

onde,

f_c - tensão máxima de compressão

E_c - módulo de elasticidade do betão

ϵ_0 - extensão correspondente a f_c

que é uma curva do tipo da que se representa na Fig. 3.8.

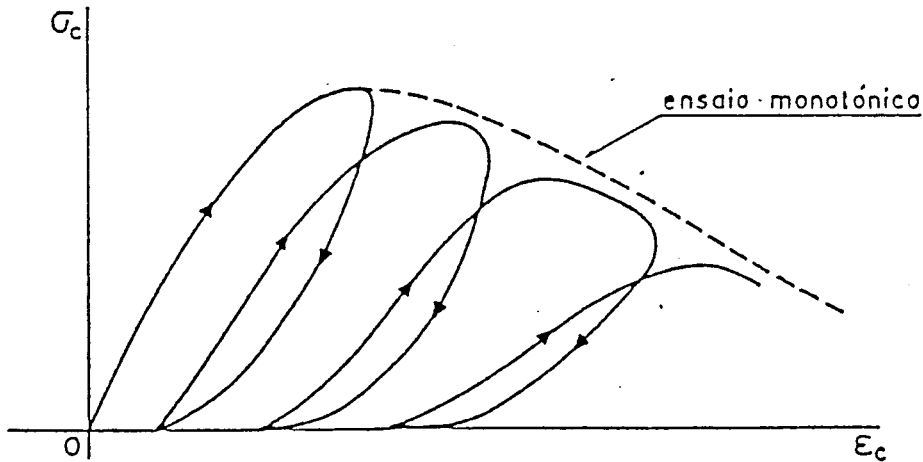


Figura 3.6: Diagrama tensões-extensões do betão sobre cargas repetidas

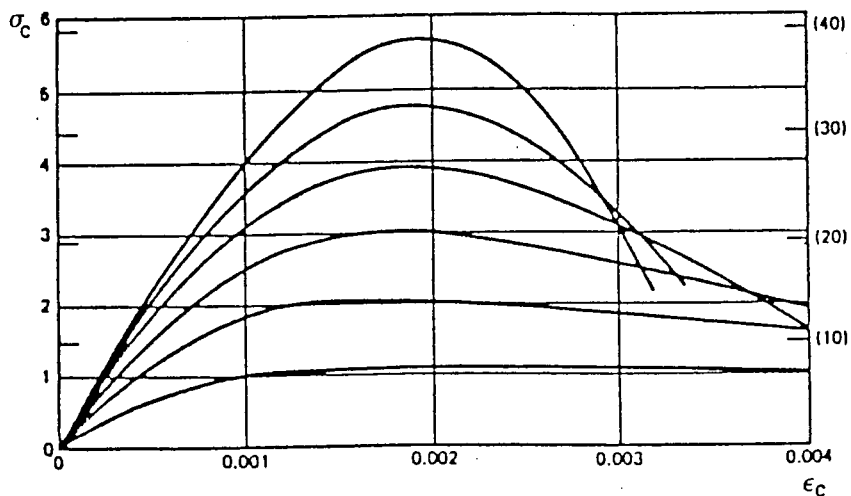


Figura 3.7: Curvas de tensões-extensões para cilindros de betão carregados em compressão uniaxial.

As dificuldades experimentais encontradas na determinação da tensão máxima de rotura à tracção são muitas, recorrendo-se por isso a medidas indirectas para obter essas tensões. O betão comporta-se de uma forma aproximadamente linear até 0.75 da tensão máxima, sendo

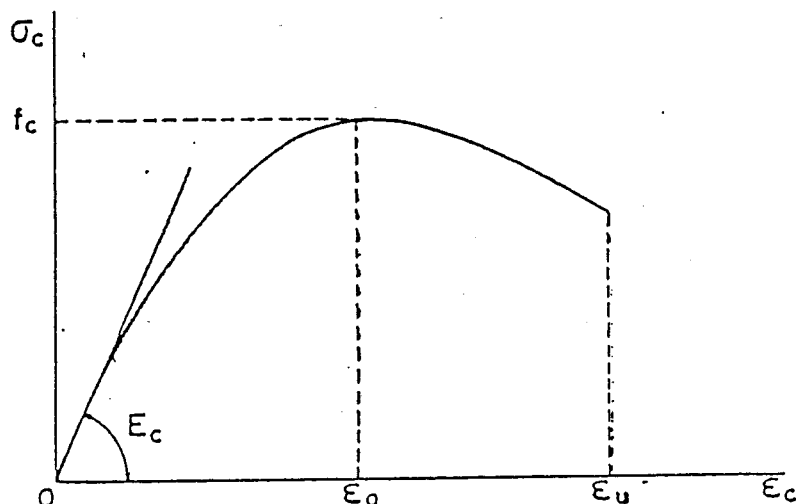


Figura 3.8: Diagrama de tensões-extensões do betão em ensaio monotónico.

este valor cerca de 10% do valor máximo à compressão. O módulo de elasticidade do betão é normalmente definido em função da tensão máxima de compressão, Park et al [1979],

$$E_c = 4730\sqrt{f_c} \quad (N/mm^2) \quad (3.2)$$

ou, Monteiro [1985],

$$E_c = \frac{2}{\epsilon_0} f_c \quad (3.3)$$

O coeficiente de Poisson, oscila entre 0.15 e 0.22, não se conhecendo variações destes coeficientes com as propriedades do betão, embora se afirme que o coeficiente de Poisson é mais baixo para betões de alta resistência, Park et al [1979], e que aumenta com o número de ciclos, Chappuis [1987].

Têm sido efectuados diversos ensaios biaxiais para analisar o comportamento do betão quando submetido à compressão ou tracção biaxial. A resistência do betão sob compressão biaxial é maior que a obtida em compressão uniaxial, enquanto que para a tracção a resistência é aproximadamente igual nos dois casos. Quando da actuação dos dois esforços a resistência à compressão decresce quando a tensão de tracção cresce, como se mostra na Fig. 3.9.

A resistência e a ductilidade do betão aumentam consideravelmente quando este se encontra sujeito a um estado de compressão triaxial, podendo exprimir-se esse aumento de resistência através da expressão, Park et al [1979],

$$f_{cc} = f_c + 4f_l \quad (3.4)$$

em que:

f_{cc} - resistência à compressão triaxial

f_c - resistência à compressão uniaxial

f_l - pressão de confinamento lateral

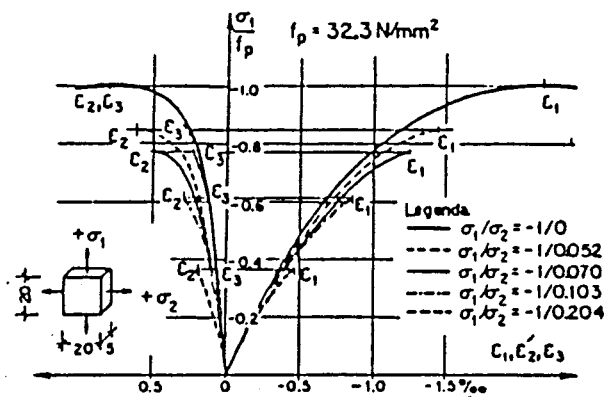


Figura 3.9: Relações tensões-extensões para um estado de tensão biaxial.

A importância da armadura transversal correspondente à cintagem de uma peça de betão armado está patente na expressão (3.4), ilustrando-se na Fig. 3.10 o aumento da resistência e da ductilidade do betão por efeito de diferentes tipos de confinamentos, CEB [1983].

A importância dos estribos tem sido comprovada em inúmeros ensaios, Chan [1955], Blume et al [1961], Andriono et al [1986], podendo-se concluir que as cintas helicoidais ou circulares com pequeno espaçamento, são muito eficazes no confinamento do betão.

Quando se fala em modelos de comportamento do betão é corrente distinguir o betão confinado (entendido como aquele que está circunscrito pelo eixo da armadura transversal), do betão não confinado (todo o betão que não está circunscrito pela armadura transversal), Fig. 3.11, conduzindo a modelos de comportamento distintos para cada um deles, Mander et al [1988], Fig. 3.12.

Quando se utilizam cintas rectangulares (situação mais corrente), a área de betão não confinado aumenta (dado que os estribos entre varões longitudinais funcionam à flexão), Fig. 3.13.

Dos diversos resultados experimentais sobre diagramas de tensão-extensão de provetes de betão com secção quadrada ou rectangular com confinamento periférico, podem-se extrair as seguintes conclusões, Monteiro et al [1985]:

- O ramo ascendente do diagrama é muito pouco alterado pelo confinamento.
- A ductilidade do betão aumenta com o confinamento.
- A resistência do betão aumenta com o confinamento.

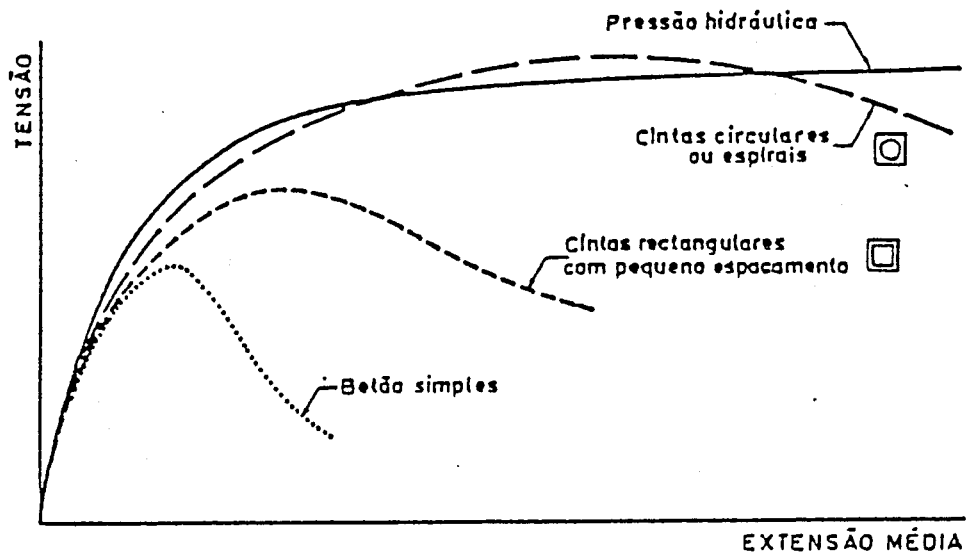


Figura 3.10: Efeito de diferentes tipos de confinamento no diagrama de tensões-extensões do betão.

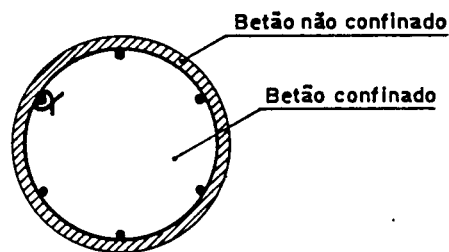


Figura 3.11: Exemplificação de betão confinado e não confinado.

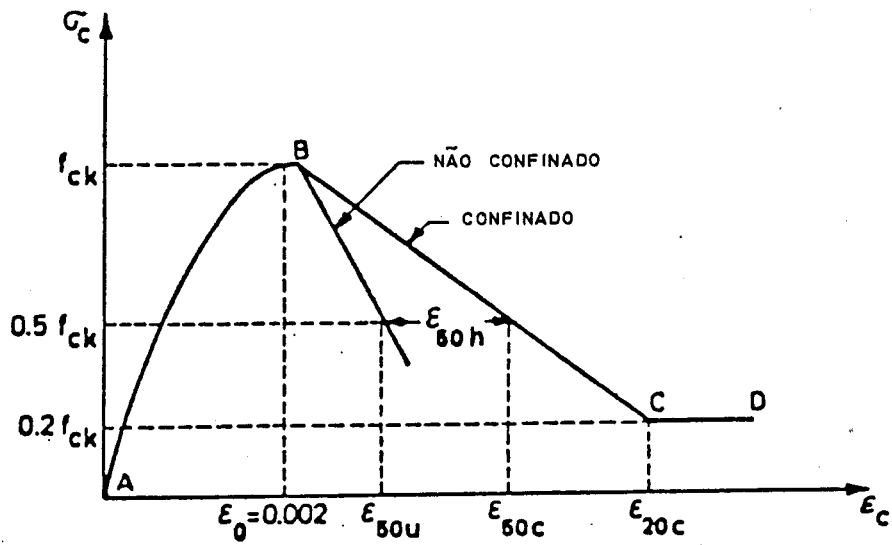


Figura 3.12: Modelo de comportamento do betão proposto por Kent e Park [1971].

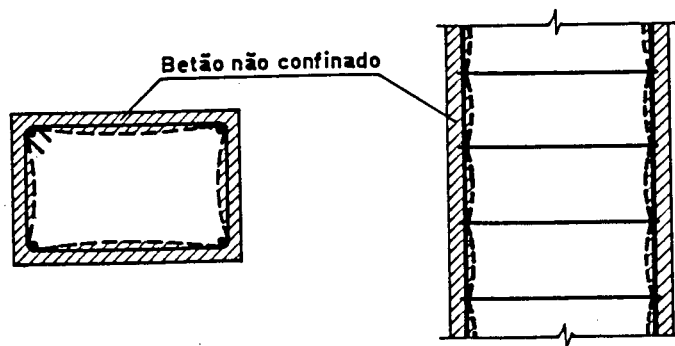


Figura 3.13: Aumento da área de betão não confinado devido ao funcionamento em flexão dos estribos.

Um confinamento eficaz é dependente de muitos factores, nomeadamente, o tipo de estribo usado, (helicoidal, circular, quadrado ou rectangular, estando este normalmente dependente da forma da peça), da percentagem de armadura transversal, da relação de diâmetros entre a armadura transversal e longitudinal, da quantidade e do diâmetro da armadura longitudinal, da resistência do betão, da velocidade de aplicação das cargas, da relação entre o volume da armadura transversal e do volume do núcleo do betão e da resistência à cedência da armadura transversal.

Em conclusão, pode afirmar-se que o betão quando confinado exhibe um significativo aumento de resistência e de ductilidade. Para este confinamento é importante, no caso mais habitual de utilização de estribos, a distribuição da armadura longitudinal pelo perímetro da secção, a forma de estribar essa armadura e o espaçamento dos estribos, Sheikh et al [1980]. O comportamento do betão sob acções repetidas e alternadas, tem sido discutido por diversos autores, Chappuis [1987], Aoyama et al [1979] e Park et al [1982], tendo-se verificado que o modelo que melhor caracteriza esse comportamento é o proposto por Sheikh et al [1980], que se apresenta na Fig. 3.14.

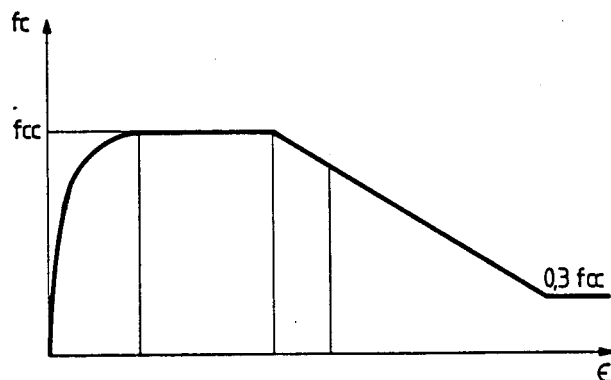


Figura 3.14: Diagrama de comportamento do betão para cargas repetidas e alternadas.

3.2.1.2 Aço

O diagrama típico das relações tensões-deformações do aço obtido num ensaio monotónico de tracção axial está ilustrado na Fig. 3.15.

Estas curvas exibem uma parte inicial elástica linear (O-A), um patamar de cedência (A-B)

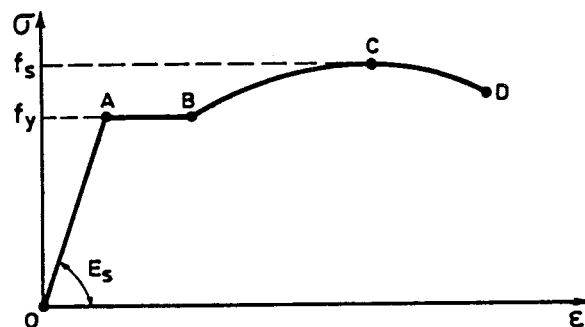


Figura 3.15: Diagrama típico das relações tensões-deformações do aço obtido num ensaio monotónico.

e uma região de endurecimento por deformação (B-C) seguindo-se uma região em que a tensão diminui até se atingir a rotura (C-D). O módulo de elasticidade longitudinal E_s é normalmente considerado igual a 200 GPa. A tensão correspondente ao patamar de cedência, tensão de cedência, é um dos parâmetros característicos mais importantes do aço. Como normalmente os aços não têm um patamar bem definido é corrente designar-se este valor, como a tensão correspondente a uma determinada extensão de cedência. Em geral o comprimento do patamar de cedência é função da resistência do aço. Os aços de alta resistência, com alto conteúdo de carbono, geralmente têm um patamar mais curto de cedência que os aços de menor resistência e menor conteúdo em carbono.

As armaduras usadas no betão armado podem ser obtidas directamente por laminagem a quente, ou por processos de endurecimento a frio posteriores à sua laminagem, apresentado-se sob a forma de varões redondos com a superfície lisa ou nervurada. As armaduras laminadas a quente apresentam diagramas bastante diferentes dos que se obtêm para as armaduras endurecidas a frio, Fig. 3.16, as primeiras exibem um patamar de cedência, enquanto nas segundas, depois da tensão de cedência, a tensão cresce até à rotura.

A modelização do comportamento do aço tem de atender à existência do endurecimento, já que este aumento de resistência, em problemas não lineares, influencia os resultados. Isto é particularmente importante em cálculos que envolvam análises dinâmicas não lineares, em que as exigências de ductilidade podem implicar a possibilidade de alcançar deformações muitas vezes

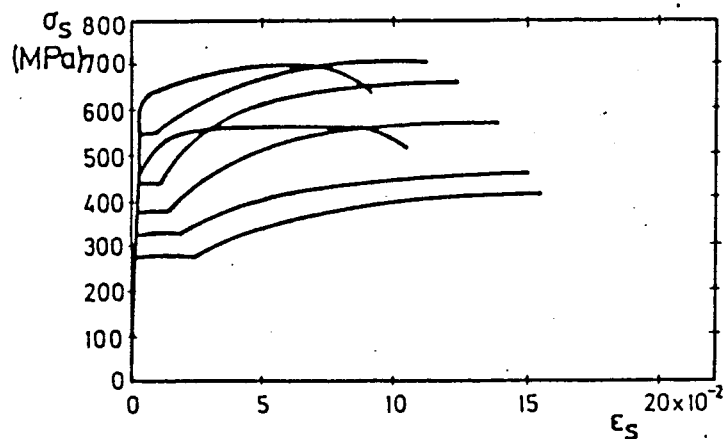


Figura 3.16: Diagrama de tensões-extensões do aço para diferentes tratamentos.

maiores que as deformações de cedência, estando-se portanto a subestimar a tensão do aço, o que é contraproducente, dado que é, por vezes, indesejável ter resistências de cedências maiores que as consideradas no projecto. Este facto pode acarretar roturas frágeis em certos elementos estruturais (devido ao esforço transversal), Park et al [1979], Monteiro et al [1985].

O comportamento do aço sob acções alternadas tem sido estudado por diversos autores, salientando-se o estudo de Kato et al [1973], que baseados em resultados experimentais, obtiveram o diagrama em cargas alternadas a partir do diagrama obtido em ensaio monotónico. Uma representação esquemática deste comportamento, é indicada na Fig. 3.17, em que se evidencia o efeito de Bauschinger.

Em dinâmica não linear, em que se pretende grandes explorações de ductilidade, o comportamento do aço é fundamental, dado que é este que controla a maior ou menor capacidade de dissipação de energia da estrutura.

Os modelos de comportamento do aço normalmente usados são simétricos relativamente à origem, ou seja, admitem o mesmo comportamento quer à tracção quer à compressão. Estes modelos não têm em conta o problema da encurvadura que pode condicionar a capacidade resistente dos elementos e a sua ductilidade.

Existem vários modelos que tentam simular o comportamento do aço, CEB [1983]. Apresenta-se na Fig. 3.18 o modelo proposto por Menegotto et al [1974].

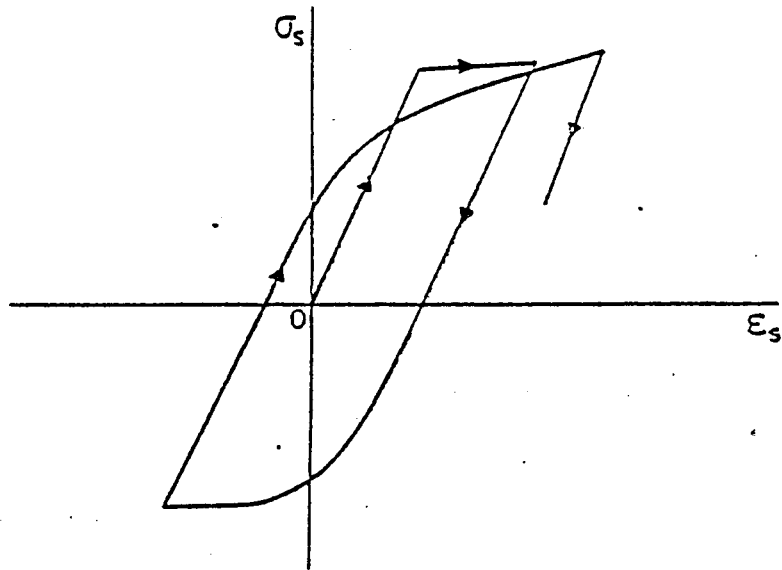


Figura 3.17: Esquema do diagrama das tensões-extensões do aço quando sujeito a ações alternadas.

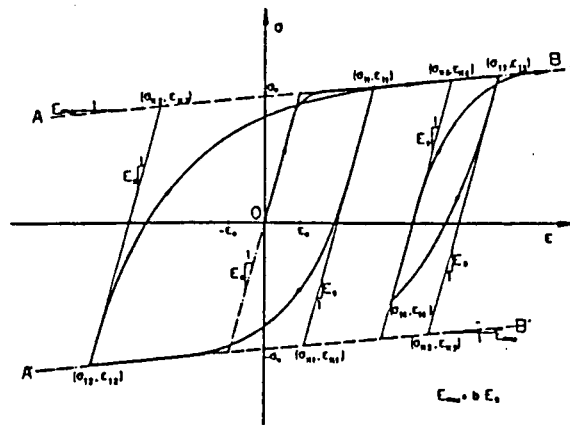


Figura 3.18: Modelo de comportamento do aço para cargas cíclicas.

3.2.1.3 Aderência, Ancoragens e Emendas

O elemento de união entre os dois materiais (aço e betão) é designado por aderência, sendo esta extremamente complexa e dependente de múltiplos factores tais como, a posição dos varões na altura da betonagem, superfície dos varões, características do betão, confinamento do betão, diâmetro dos varões, tensões no aço e no betão circundante, etc..

Quando se solicita uma peça de betão armado as resistências de aderência que se desenvolvem, são devidas à adesão química entre a pasta de cimento e a superfície dos varões (força v_a), às tensões de contacto (f_b) entre a mesma superfície dos varões e o betão e a esforços constantes v_c que actuam na superfície cilíndrica que contorna a face exterior da nervura, Fig. 3.19.

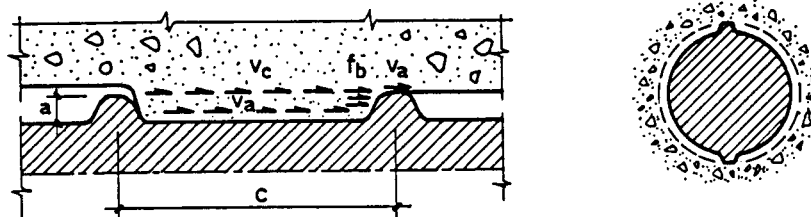


Figura 3.19: Resistências de aderência desenvolvidas entre a superfície dos varões e o betão.

A resistência de aderência v_a é muito pequena relativamente às outras duas (v_c e f_b) podendo em geral ser desprezada. É possível estabelecer uma relação entre as outras duas resistências v_c e f_b em função da altura da nervura (a) e do seu espaçamento (c), tendo-se encontrado que o rendimento mais satisfatório era para $a/c = 0.065$, Rehm [1968]. Este aspecto é importante e está associado ao tipo de falha de aderência que se deve procurar, que é do tipo b) da Fig. 3.20, dado que este tipo de fenda de aderência tem implicações no desenvolvimento da fendilhação do elemento de betão armado.

Debaixo das cargas repetidas a tensão de contacto diminui, dado que, quando se aumenta a carga as fendas formadas durante o carregamento não fecham completamente, instalando-se um descarregamento permanente que vai aumentando com o aumento do número de ciclos.

Para cargas alternadas este facto torna-se mais evidente, notando-se nos diagramas zonas

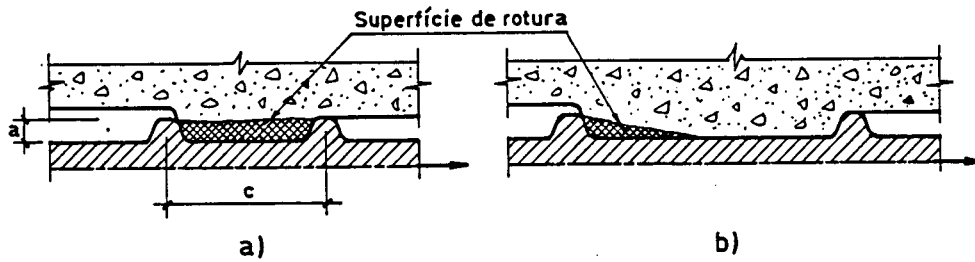


Figura 3.20: Falhas de aderência que se desenvolvem na superfície dos varões.

em que o varão escorrega livremente no interior do elemento de betão armado, Fig. 3.21.

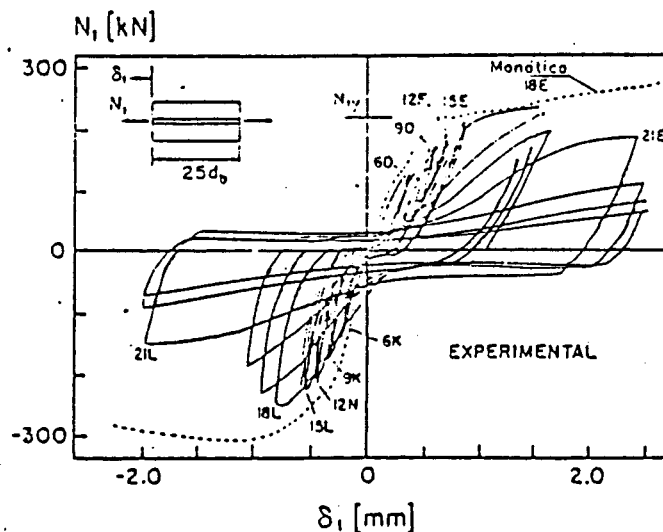


Figura 3.21: Efeito do escorregamento das armaduras no interior do betão.

A resistência de aderência é pressuposta existir nas ancoragens, entendendo-se estas como o comprimento de amarração necessário para que um dado varão não sofra escorregamentos apreciáveis (0.05 mm no caso de extremo livre e 0.25 mm no caso de extremo carregado), Mathew et al [1961]. Estas ancoragens são fundamentais no caso de solicitações dinâmicas, já que a fendilhação da zona do nó e a alternância de esforços conduz a uma rápida degradação da aderência na zona de amarração, impossibilitando a transferência de esforços e conduzindo a deslizamentos permanentes das armaduras que aí concorrem.

As emendas por sobreposição servem para transferir as forças de um varão para outro através do betão que rodeia ambos os varões. Em qualquer zona ao longo de uma emenda esta transmissão de forças é efectuada através das forças de aderência entre o betão e o aço.

As emendas por sobreposição são indispensáveis em quase todas as obras de engenharia civil

e o estudo desta ligação a esforços dinâmicos não tem merecido a atenção devida pela maior parte dos investigadores. Este facto parece estar associado, ao facto de a maior parte dos ensaios serem efectuados em modelos em escala reduzida ou em modelos de elementos onde este problema não se coloca. Os extremos livres dos varões emendados são pontos de descontinuidade, que devido a fenómenos de punçoamento actuam como iniciadores da fendilhação no betão, dando estas origem a fendas exteriores, Fig. 3.22. Como se sabe, as emendas por sobreposição devem ser escalonadas, mas o que se passa na realidade, nomeadamente em pilares, é que estas são realizadas todas na mesma secção, tornando-se este problema premente na formação das rótulas plásticas dos edifícios.

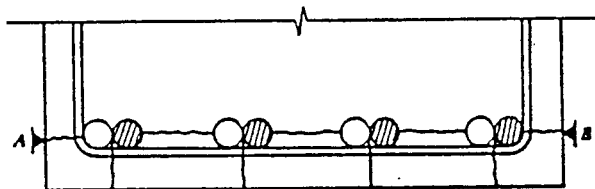


Figura 3.22: Fendas possíveis devidas a emenda de varões.

3.2.2 Comportamento de Elementos

3.2.2.1 Considerações gerais

Os elementos de betão armado podem apresentar um comportamento que se pode classificar por comportamento frágil ou comportamento dúctil (Fig. 3.23)

A consideração do seu comportamento é importante pelos seguintes aspectos:

1. Não deve ocorrer a rotura frágil dos elementos. No caso extremo, em que devido à acção exterior, os esforços introduzidos na estrutura conduzem esta ao colapso, antes que este se verifique deve ser possível desenvolver-se grandes deformações, que sirvam para alertar a ruína, de modo que possam evitar-se perdas de vida e por vezes a derrocada total do edifício.
2. Como os elementos estruturais apresentam características próprias de comportamento não linear, isso origina redistribuições de esforços na estrutura, o que faz com que a distribuição de esforços que se obtem num cálculo elástico, seja uma das possíveis na estrutura. Estas

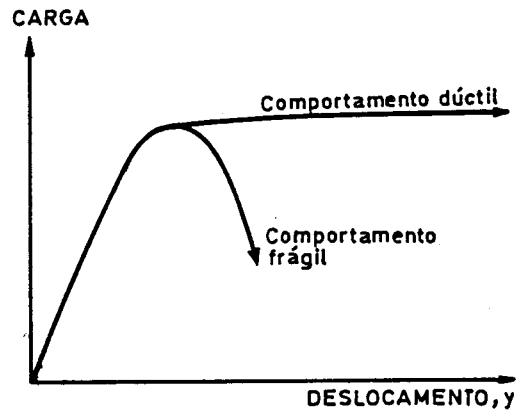


Figura 3.23: Representação esquemática do comportamento frágil e dúctil.

distribuições dependem muito desse comportamento não linear e por consequência da ductilidade dos diversos elementos estruturais.

Essa redistribuição de esforços entre os diversos elementos, é acompanhada pela formação de diversas rótulas plásticas, atingindo-se o colapso da estrutura quando se forma um mecanismo.

O REBAP [1985] permite esta redistribuição de esforços em determinadas situações, devendo-se, sempre que possível, aproveitar este facto já que permite a obtenção de diagramas mais uniformes ao longo da estrutura.

3. Na Engenharia Sísmica a ductilidade dos elementos é uma consideração importante no dimensionamento das estruturas, dado que a filosofia actual do dimensionamento sísmico apoia-se na capacidade da estrutura absorver e dissipar energia na deformação inelástica dos seus elementos estruturais. Esta consideração só poderá ser feita quando esses elementos tiverem uma determinada ductilidade disponível.

Uma das considerações feitas em termos de dimensionamento sísmico prende-se com a exigência de ductilidade nos elementos, (no RSA [1983] a verificação de segurança em relação aos estados limites últimos é feita no Art. 9º, pela condição $S_d \leq R_d$ em que S_d - valor de cálculo do esforço actuante e R_d - valor de cálculo do esforço resistente), sendo necessário que a ductilidade disponível ou capacidade dúctil (μ_d) seja sempre superior à ductilidade exigida (μ_e) dos elementos, ou seja

$$\mu_d \geq \mu_e \quad (3.5)$$

3.2.2.2 Elementos sujeitos à flexão

O betão armado é um material heterogêneo formado por dois materiais, aço e betão, ligados por aderência entre eles. O comportamento de cada um dos materiais foi descrito nos pontos anteriores, tendo-se referido as relações tensões-deformações ($\sigma - \epsilon$) para o caracterizar.

A partir do conhecimento do comportamento de cada material isolado é possível, com o auxílio de determinadas hipóteses, determinar as relações de comportamento do material formado pela associação dos dois, o betão armado. Este conhecimento pode ser referido ao nível das secções, através das relações momentos-curvaturas ou momentos-rotações, ou ao nível dos elementos, através das relações forças-deslocamentos generalizados.

O comportamento de elementos de betão armado submetidos à flexão simples em ensaios monotónicos é suficientemente conhecido, dispondo-se de numerosos resultados experimentais e de programas de cálculo automático que permitem a obtenção dos diagramas momentos-curvaturas a partir do conhecimento das relações tensões-extensões do betão e do aço.

Uma exemplificação desses diagramas é apresentada na Fig. 3.24, Monteiro [1965], que nos permite ver a importância da percentagem de armadura na maior ou menor ductilidade dos elementos de betão armado. A ductilidade é normalmente expressa como a relação entre a extensão última e a extensão correspondente à cedência, Fig. 3.25.

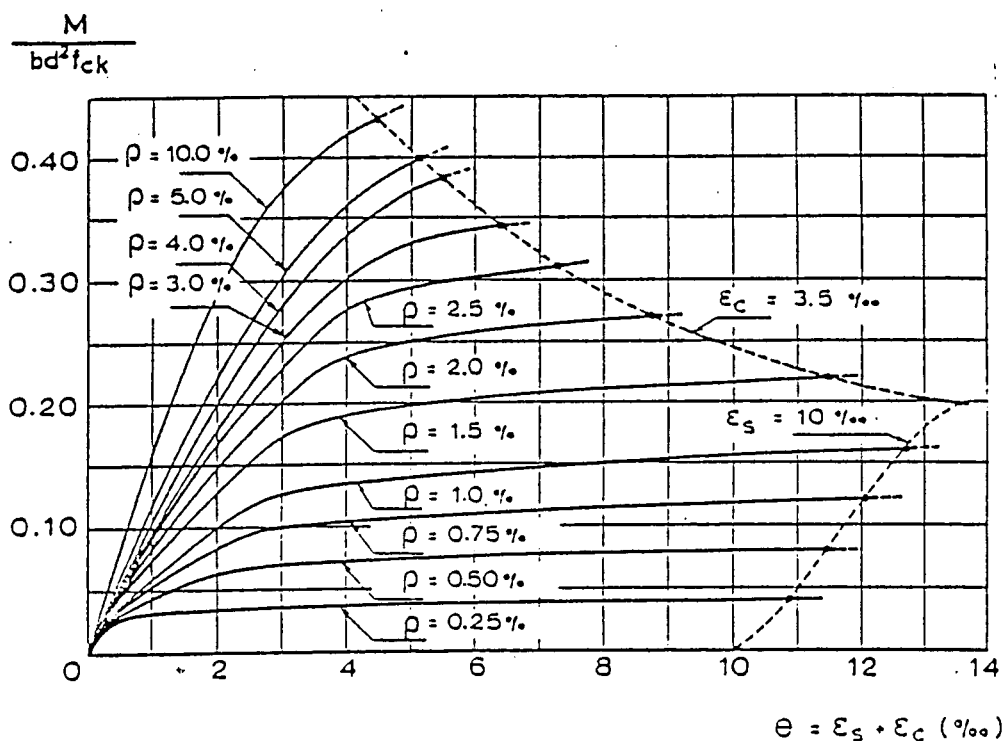


Figura 3.24: Diagramas momentos-curvaturas em ensaios monotónicos.

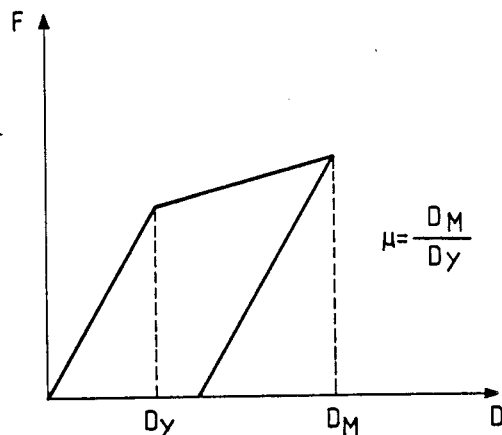


Figura 3.25: Definição de ductilidade.

O comportamento de elementos de betão armado à flexão, sujeitos a acções repetidas e alternadas, tem sido estudado por alguns investigadores, quer por via experimental quer por via numérica. Existem programas de cálculo automático que permitem o cálculo das relações momentos-curvaturas, a exemplo do que se faz nos ensaios monotónicos. Um dos métodos mais usados no cálculo destes diagramas, consiste em dividir a secção ao longo da sua altura em várias camadas paralelas à linha neutra, admitir um determinado diagrama de comportamento para cada material e uma variação linear das extensões. Partindo-se de uma determinada extensão limite assegura-se o equilíbrio das forças e a compatibilidade das deformações, chegando-se para vários valores da extensão limite a diagramas do tipo apresentado na Fig. 3.26.

Nos elementos de betão armado à flexão, sujeitos a acções monotónicas, a ductilidade dos elementos deve ser garantida para se evitar a rotura frágil de tais elementos. Quando da actuação de acções dinâmicas, a ductilidade dos elementos estruturais é indispensável para se assegurar uma boa dissipação da energia por histerese e uma redistribuição de esforços ao longo da estrutura.

A ductilidade disponível em curvatura pode ser expressa como a razão entre a curvatura última e a curvatura de cedência, podendo ser expressa através da expressão, CEB [1983]:

$$\mu_d = \frac{\epsilon_{cu} \alpha_u \gamma_u}{(\epsilon_c + \epsilon_{sy})(\omega_{01} - \omega_{02} \frac{\epsilon_{ud} E_e}{f_{sy}}) - \nu} \quad (3.6)$$

em que:

α_u - factor de forma da distribuição de tensões na zona comprimida

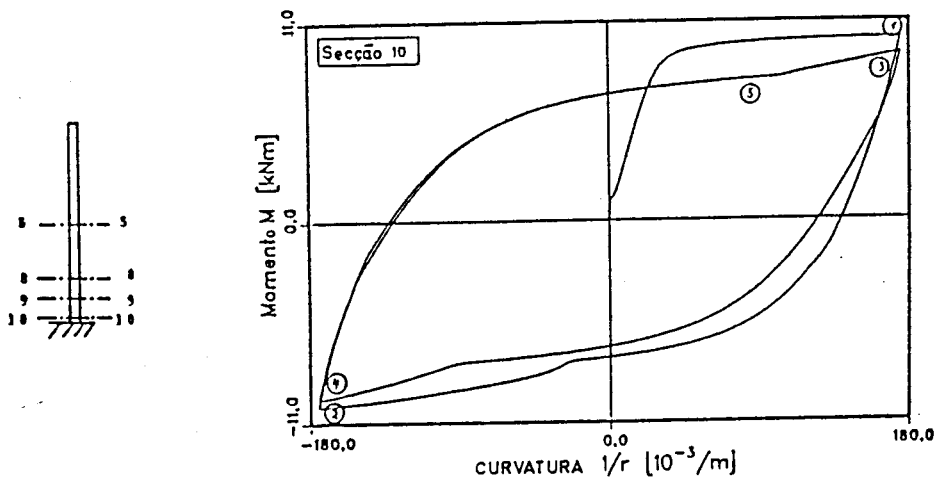


Figura 3.26: Diagramas momentos-curvaturas.

γ_u - factor de forma da secção da peça (rectangular=1)

ϵ_c - extensão no betão correspondente à cedência das armaduras

ϵ_{sy} - extensão de cedência das armaduras

ϵ_{cu} - extensão última de compressão

ω_{01} - percentagem mecânica de armadura da zona traccionada

ω_{02} - percentagem mecânica de armadura da zona comprimida

ϵ_{sd} - extensão instalada na armadura de compressão

ν - esforço normal reduzido

E_s - módulo de elasticidade do aço.

A influência de diversos parâmetros na ductilidade de curvatura, tais como, resistência do betão e do aço, endurecimento, percentagem de armadura e geometria da secção, está representada nas Figs. 3.27 a 3.31. Da análise dessas figuras pode concluir-se que: quanto mais resistentes são os aços, menos ductilidade têm os elementos e, quanto mais resistentes são os betões mais ductilidade têm os elementos. O endurecimento joga nos dois sentidos. Um aumento na armadura de tracção introduz uma diminuição de ductilidade enquanto que o aumento da armadura de compressão funciona em sentido oposto. A geometria da secção tem uma grande influência na ductilidade da estrutura, revelando-se a peça em T como aquela que apresenta melhor ductilidade.

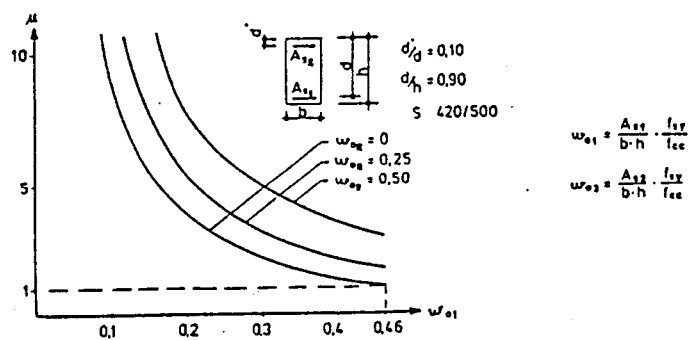


Figura 3.27: Influência da percentagem de armadura na ductilidade de curvatura.

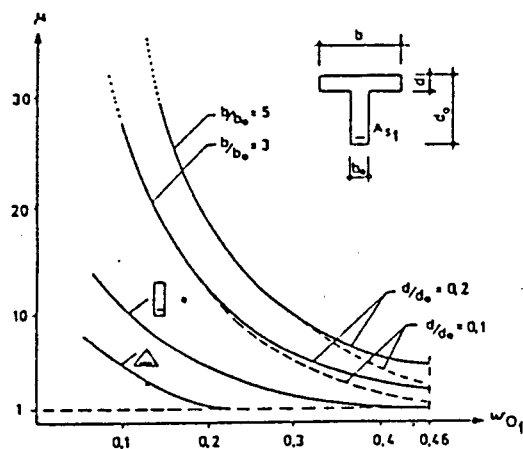


Figura 3.28: Influência da geometria da secção na ductilidade de curvatura.

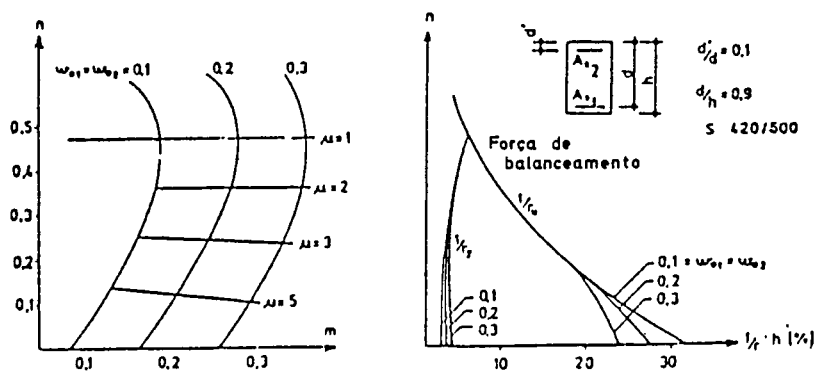


Figura 3.29: Influência do esforço normal na ductilidade de curvatura.

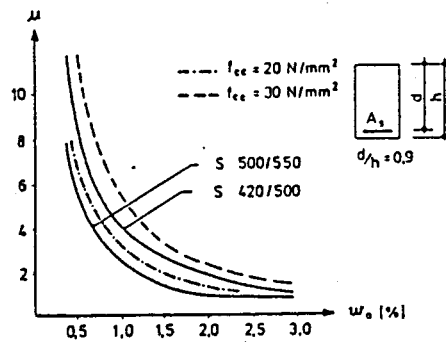


Figura 3.30: Influência da resistência do aço e do betão na ductilidade de curvatura.

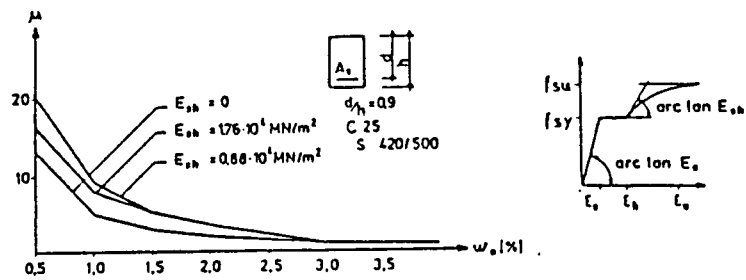


Figura 3.31: Influência do endurecimento da armadura na ductilidade de curvatura.

3.2.2.3 Importância do Esforço Normal

Uma secção de betão armado é enfraquecida na sua resistência à flexão quando a mesma é submetida a um esforço de tracção axial, já que a plastificação da armadura traccionada limita a sua resistência à flexão. Por outro lado uma compressão axial moderada tem um efeito positivo na sua capacidade de resistência aos momentos, Emori et al [1978]. Um diagrama típico de interacção $N - M_f$ é apresentado na Fig. 3.32 em que os pontos abaixo de C e D correspondem à plastificação da armadura, enquanto pontos acima correspondem a esmagamento do betão. Durante a resposta dinâmica de uma estrutura deve-se tentar que a rotura se dê por plastificação da armadura.

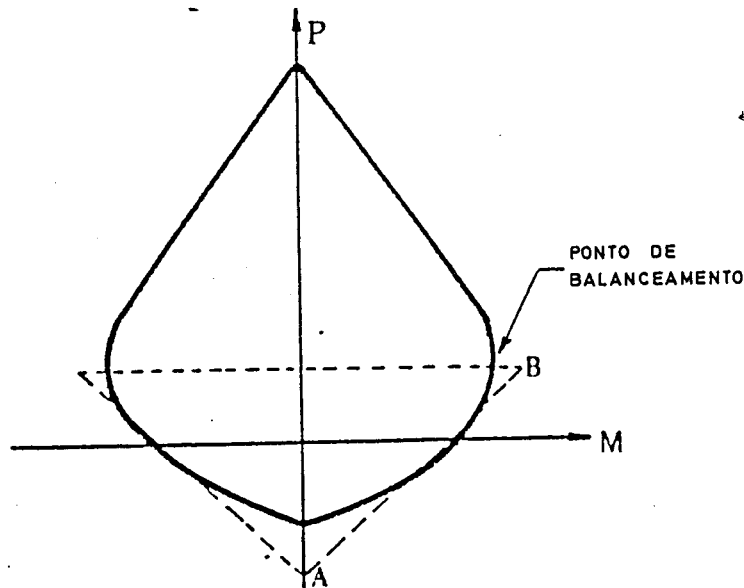


Figura 3.32: Diagrama de interacção esforço normal - momento flector.

É prática corrente considerar que para elementos de viga o esforço normal é nulo. Para elementos de parede é razoável admitir também que esse esforço é nulo, dado que normalmente as paredes são sujeitas só ao peso próprio, sendo este normalmente de valor reduzido. Para os pilares a presença do esforço normal pode ser importante, bem assim como a sua variação durante a ocorrência de um sismo. As curvas das relações momentos-curvaturas para cada andar variam com o esforço normal. É corrente a consideração da variação do esforço normal ao longo da altura do edifício por troços, Emori et al [1978], e a variação das relações momento-curvatura devido à mudança do esforço normal durante o sismo, Keshavarzian et al [1984]. A presença do esforço normal de compressão no comportamento dos elementos estruturais de betão armado sujeitos à flexão traduz-se, geralmente, por um aumento da sua capacidade resistente e por uma perda de ductilidade desses elementos, reflectindo-se no andamento das suas relações histeréticas, Fig. 3.33. Nas estruturas de betão armado, sujeitas à acção dos sismos, estes efeitos são importantes nos pilares dos pisos inferiores, devido à presença de esforços normais elevados decorrentes das forças gravíticas e eventualmente dos momentos de derrubamento. Acrescente-se ainda que o aproveitamento de níveis elevados de ductilidade poderão originar grandes deformações, começando os efeitos não lineares geométricos a serem importantes nas

respostas. Este fenómeno, designado por efeito $P-\Delta$, pode traduzir-se por perda de estabilidade da estrutura com reflexos no andamento das relações histeréticas, Fig. 3.34, Soesianawati [1986].

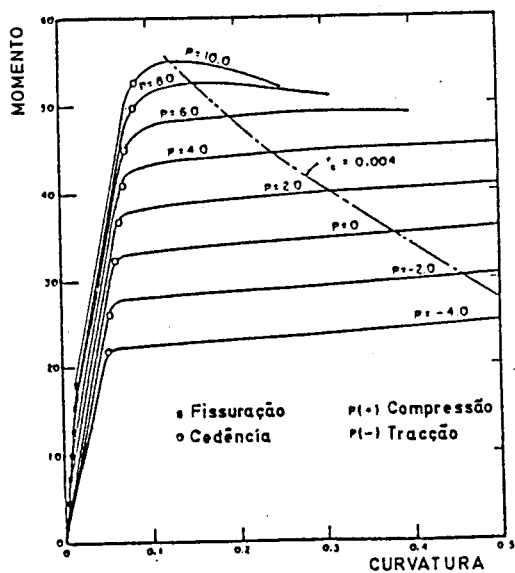


Figura 3.33: Variação do diagrama momentos - curvatura com o esforço normal.

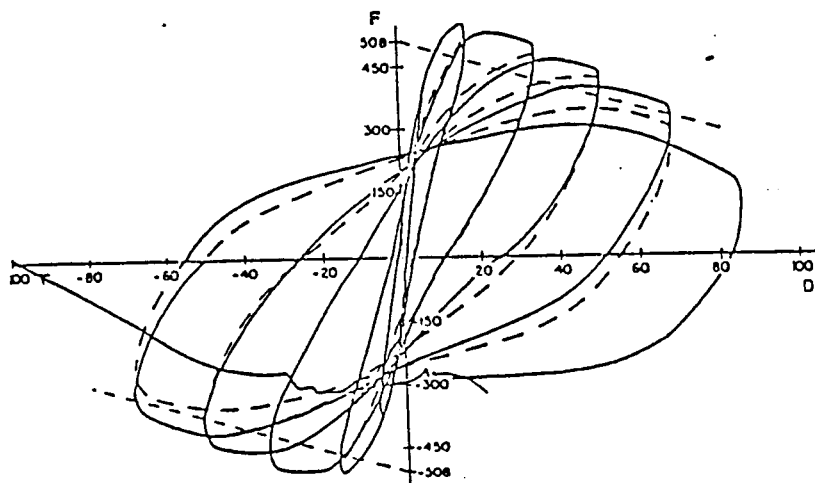


Figura 3.34: Influência do esforço normal no comportamento de elementos estruturais.

É evidente que para além destes aspectos a presença do esforço normal acarreta outro tipo de comportamento dos elementos já que, no caso mais comum deste esforço ser de compressão, a encurvadura dos vãos e a mais rápida degradação do betão na zona das fendas induz uma perda de resistência no comportamento estrutural, podendo no entanto evitar-se com um bom confinamento do betão, ou seja, com o reforço da armadura transversal.

3.2.2.4 Importância do Esforço Transverso

A descrição pormenorizada das fases por que passa um elemento de betão armado quando sujeito a cargas alternadas é feita por Carvalho et al [1985]. Essa descrição, feita no pressuposto de que a armadura transversal fora dimensionada para resistir aos esforços transversos máximos, dá uma ideia da importância do esforço transverso no comportamento dos elementos flectidos. Além disso mostra a influência que determinados mecanismos internos (associados à fendilhação) têm na resposta da estrutura. Essa resposta, que é bem marcada nos diagramas forças-deslocamentos generalizados, Fig. 3.35, evidencia a pequena resistência que a peça apresenta nas zonas em que o momento flector é reduzido e o esforço transverso importante (fendas abertas), sendo este esforço transverso transmitido através da rugosidade das fendas e por acção de ferrolho das armaduras. Este efeito que é marcante nas vigas sujeitas à flexão com relações l/d pequenas (em que l é a distância da aplicação da carga ao apoio e d a altura útil da peça), nos casos dos pilares é ainda mais agravado devido à presença do esforço normal.

Estudos experimentais de vigas sujeitas à flexão pura e flexão com corte reduzido, indicam que em geral a ductilidade de curvatura e rotação debaixo de forças cíclicas excedem as obtidas em ensaios monotónicos. Isto não é necessariamente verdade quando a flexão é acompanhada de grandes esforços transversos. Tem sido realizadas investigações neste domínio, Popov et al [1972], para analisar a importância do esforço transverso na flexão de elementos estruturais e contabilizar o efeito das deformações de corte na degradação de rigidez e resistência. Esta influência tem sido considerada em termos de quantidade de armadura transversal necessária para evitar problemas com o esforço transverso, já que a exploração de grandes ductilidades só é possível evitando a rotura frágil devida às tensões de corte. Se os elementos de betão armado estão submetidos a elevados esforços transversos, ou se verifica o escorregamento das armaduras longitudinais dentro dos seus comprimentos de amarração, estas relações apresentam um comportamento característico, efeitos de "pinching" e "slipping", Fig. 3.35 e Fig. 3.36.

A análise destas figuras permite constatar que estes dois fenómenos, apesar de fisicamente distintos, têm um efeito semelhante no andamento de ambas as curvas. Esta influência do esforço transverso traduz-se por uma redução da capacidade de dissipação da energia dos elementos estruturais sujeitos à flexão. Alguns autores, Bertero [1979], Popov et al [1972] e Bertero et al [1977], têm estudado este problema analisando a importância relativa entre o esforço transverso e o momento flector, a partir da relação l/d , (shear ratio). Uma exemplificação desse efeito pode ser visto na Fig. 3.37, LNEC [1985].

3.2.2.5 Influência do número de ciclos e das incursões inelásticas

Quando se submete um elemento de betão armado à flexão, com uma dada história de deslocamentos constantes, nota-se que, à medida que o número de ciclos aumenta o valor da força máxima atingida vai diminuindo, Fig. 3.38, com a imposição de forças de amplitude constante nota-se um aumento dos deslocamentos. Esta degradação de resistência está dependente do

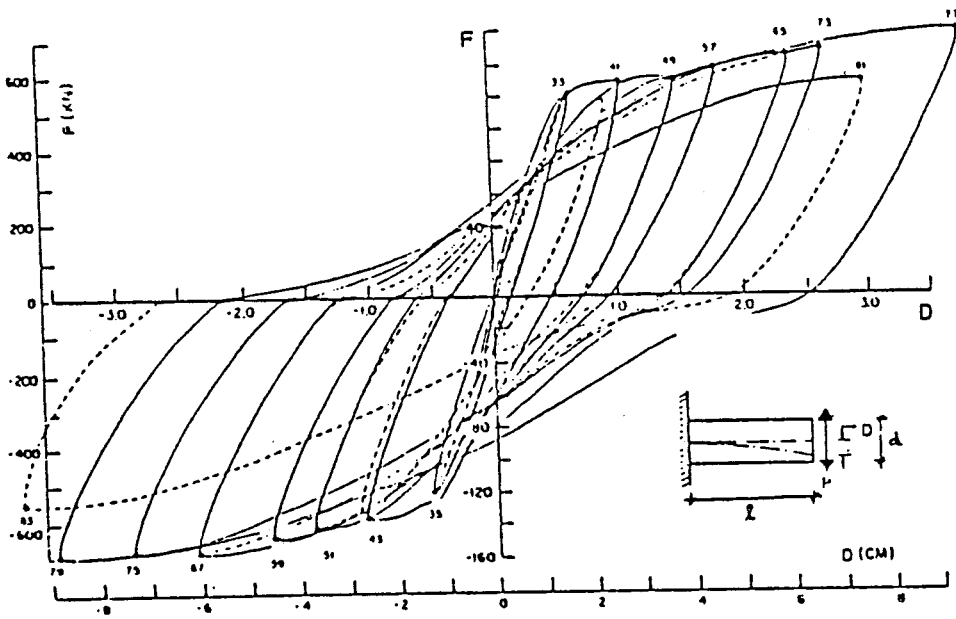


Figura 3.35: Efeito de "pinching" observado experimentalmente.

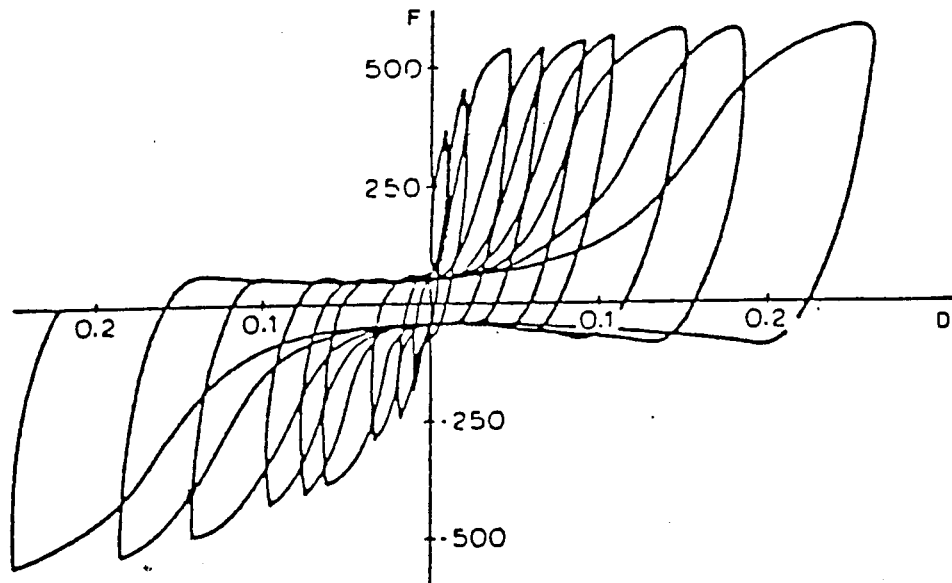


Figura 3.36: Efeito do escorregamento das armaduras longitudinais.

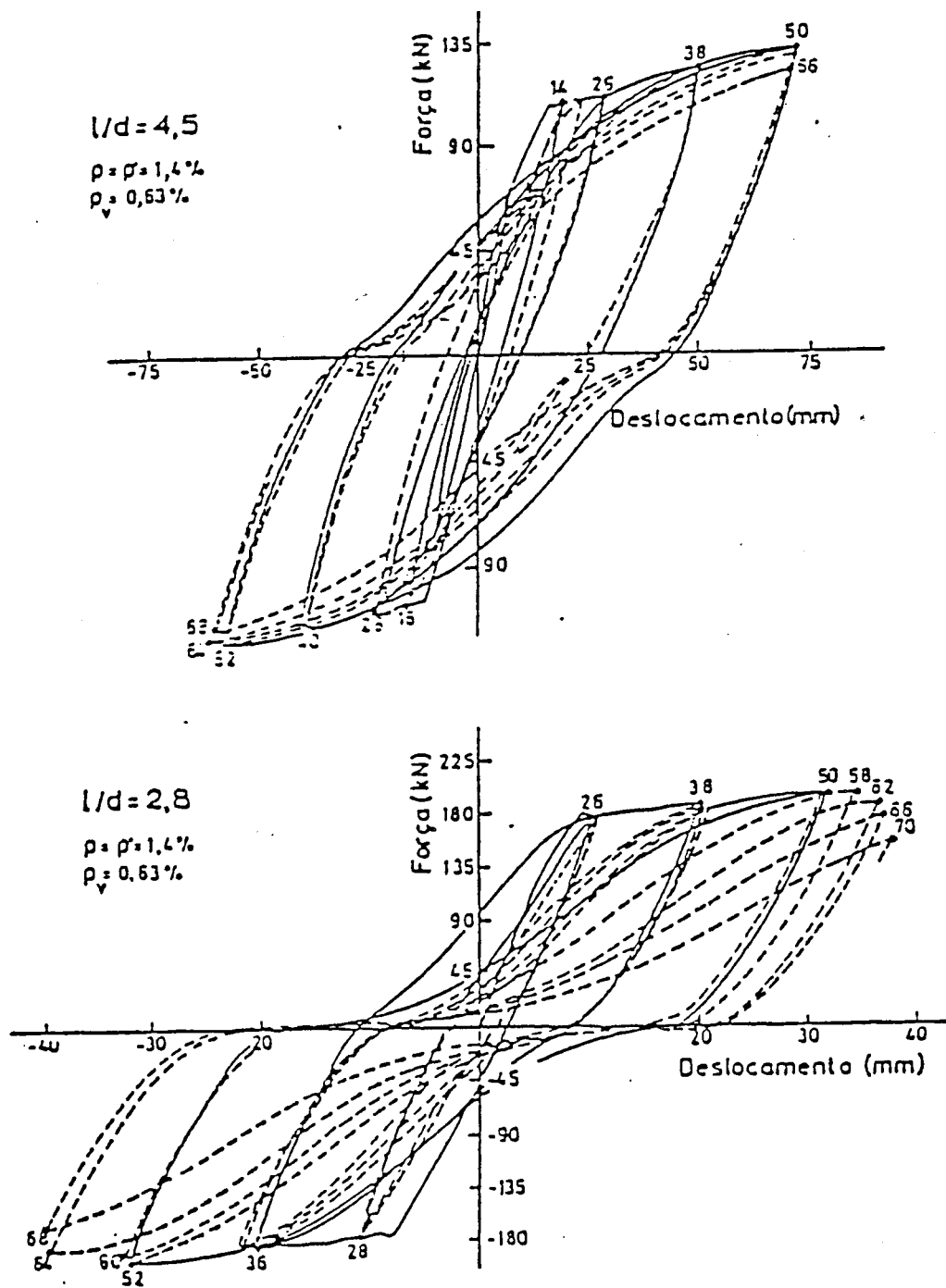


Figura 3.37: Comparação da importância do esforço transversal no comportamento de elementos estruturais.

número de ciclos feitos com a mesma amplitude, mas também depende do nível de amplitude, ou seja da ductilidade imposta à estrutura, notando-se que quanto maior for a ductilidade maior é a degradação de rigidez e resistência. Estas degradações estão muito dependentes de vários parâmetros já referidos, tais como: percentagem e distribuição de armadura longitudinal,

percentagem e espaçamento da armadura transversal (associada ao confinamento do betão), importância do esforço transversal (valores reduzidos de l/d conduzem rapidamente a grandes degradações de rigidez e resistência), existência ou não do esforço normal. Além disso, torna-se necessário distinguir nessas degradações a diferença entre um grande número de pequeno ciclos e um pequeno número de grandes ciclos.

3.2.3 Comportamento das Ligações Viga-Pilar

A transmissão dos esforços da viga para o pilar e vice-versa é feita através dos comprimentos de amarração das armaduras ao longo da zona comum dos dois elementos, designando-se tradicionalmente essa zona por nó. A relativa complexidade de comportamento dos nós, não permite uma formulação simples do problema, tendo-se recorrido a diversos ensaios experimentais para uma melhor compreensão do seu comportamento. A sua pouca ductilidade e a combinação de esforços aí concorrentes originam um estado de tensão que leva na maior parte dos casos a uma perda súbita de aderência da armadura longitudinal, dando origem a escorregamentos da armadura no seu interior.

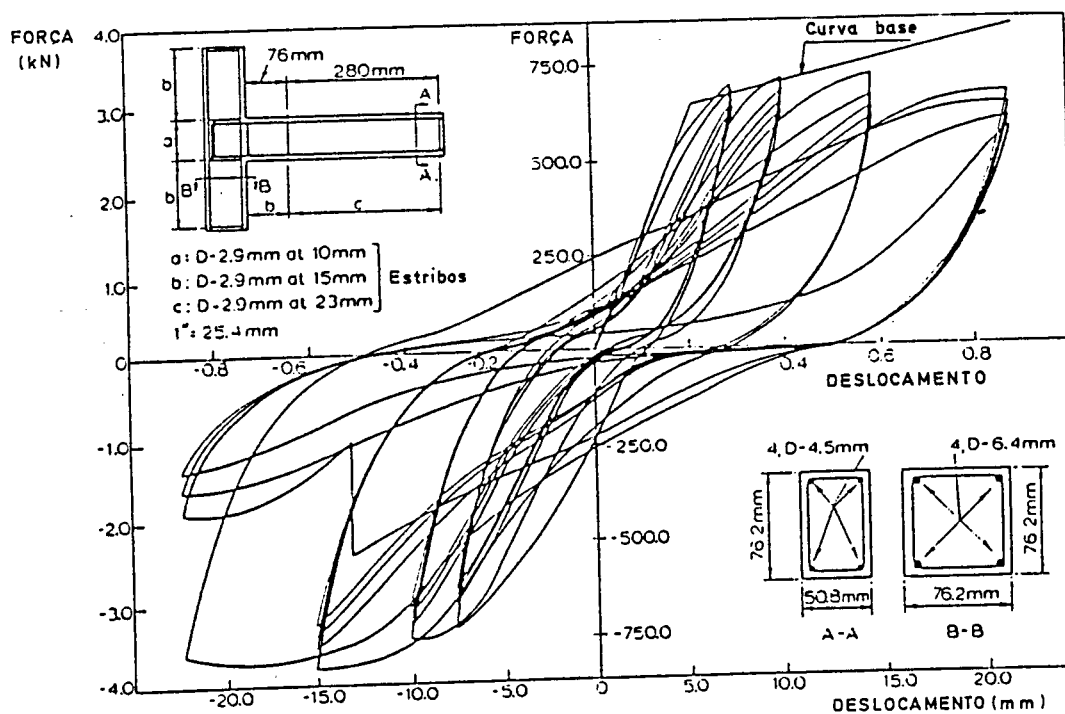


Figura 3.38: Influência do número de ciclos e das incursões inelásticas.

3.2.4 Comportamento de Paredes Estruturais

A utilidade das paredes como elementos estruturais na resistência a acções horizontais e no controle dos deslocamentos é bem conhecida. A maior parte dos regulamentos admite que as paredes podem estar sujeitas a grandes sismos mas sempre com pequenas ductilidades e

eventualmente trabalhando em regime linear, devido a problemas de corte resultantes do esforço transversal. Trabalhos recentes de investigação, Paulay et al [1985], mostram contudo que com um detalhe cuidadoso de colocação das armaduras e o enrigecer de determinadas zonas, pode-se obter paredes com grandes ductilidades e com boa dissipação de energia, Fig. 3.39.

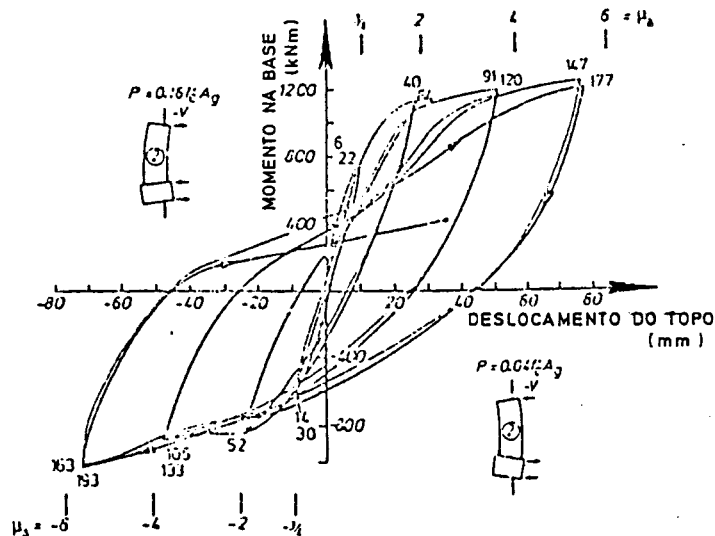


Figura 3.39: Diagrama de comportamento histerético das paredes, Paulay e Goodsir [1985].

Assim é fundamental que a resposta inelástica possa ser controlada por uma deformada de flexão numa potencial rótula plástica localizada na base da parede, também deve ser dada a possibilidade dessa rótula assumir valores razoáveis de ductilidade rotacional (processo de dimensionamento), ou seja, a resistência ao corte deve ser bastante superior ao corte exigido. Além disso a instabilidade lateral (relacionada com a espessura da parede) deverá ser sempre evitada principalmente na zona da rótula. Deve-se prever armadura transversal necessária para providenciar um confinamento adequado nas zonas comprimidas do betão. Em paredes estruturais associadas com pórticos pode-se esperar ductilidades de deslocamentos máximos da ordem dos 4 a 6 desde que estas exigências sejam respeitadas. É possível garantir uma ductilidade de 4 numa parede em consola quando a altura do eixo neutro(x) não excede um determinado valor crítico x_c dado por:

$$x_c = 0.10 \cdot \phi_0 \cdot S \cdot l_w \quad (3.7)$$

em que:

x_c - valor crítico do eixo neutro

ϕ_0 - coeficiente definido como a razão entre o momento resistente e o de cálculo

S - coeficiente estrutural

l_w - comprimento da parede

chegando-se a uma exigência de ductilidade em termos de curvatura de 11, Paulay et al [1985].

3.3 CARACTERÍSTICAS HISTERÉTICAS DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS À FLEXÃO

O comportamento em flexão de elementos de betão armado, sujeitos à imposição de deslocamentos alternados e a influência do esforço normal, esforço transversal, fendilhação do betão, deterioração da aderência, encurvadura dos varões, etc, foi suficientemente abordada nos pontos anteriores para permitir uma visão global dos diversos tipos de diagramas que podem surgir quando esse elemento é parte integrante de uma determinada estrutura.

Da análise dos diagramas obtidos experimentalmente evidenciam-se certas características comuns que permitem estabelecer regras no andamento desses diagramas (relações forças - deslocamentos generalizados) e que podem ser sintetizadas nos seguintes pontos, Fig. 3.40:

1. Mudanças de rigidez devido à abertura de fendas no betão e cedência das armaduras longitudinais de tracção (ciclo 1);
2. Quando se dá uma inversão do carregamento, (ciclo 4) com amplitude máxima do deslocamento igual à do ciclo anterior (ciclo 3, cedência das armaduras), este é efectuado com uma rigidez nitidamente inferior, embora as forças de restituição atingidas sejam praticamente as mesmas. Esta redução de rigidez é atribuível à formação de fendas durante o ciclo anterior (ciclo 3) e também devido à redução de rigidez da armadura longitudinal devido ao efeito de Bauschinger no próprio ciclo (ciclo 4).
3. A rigidez média de um ciclo completo decresce com o deslocamento máximo atingido em ciclos anteriores. Repare-se na Fig. 3.40 que o ciclo 5 possui uma rigidez média significativamente inferior à rigidez média do ciclo 2, apesar das amplitudes de deslocamentos impostas em ambos os ciclos serem praticamente as mesmas. Contudo a rigidez média do ciclo 5 é próxima da rigidez média do ciclo 4 e da do ciclo 3 após cedência.
4. As características histeréticas do betão armado dependem de toda a história dos deslocamentos impostos.

Como foi visto, a presença de elevados esforços transversos ou o escorregamento das armaduras longitudinais dentro dos seus comprimentos de amarração originam mudanças nos diagramas, que são muito semelhantes e características destes tipos de comportamento.

A presença do esforço normal em elementos estruturais em que se explora níveis elevados de ductilidade introduz alterações aos diagramas, sendo este efeito normalmente designado por $P - \Delta$.

A fendilhação do betão e o encavilhamento das armaduras originam degradações de rigidez e resistência que vão sendo cada vez maiores à medida que se explora cada vez mais a ductilidade desses elementos.

A aferição e calibração de um modelo histerético aplicável a análises dinâmicas passa pela definição e quantificação de regras e parâmetros que permitem estabelecer os diagramas de

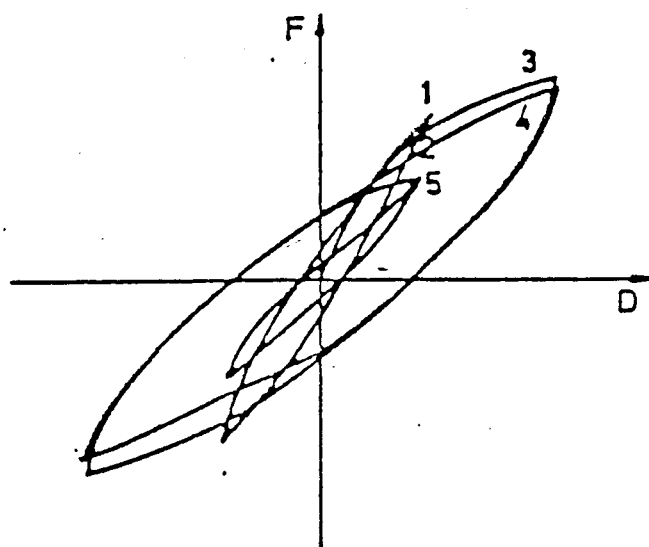


Figura 3.40: Comportamento típico em flexão de um elemento de betão armado.

comportamento dos diversos elementos estruturais, sendo esta feita a partir dos ensaios estáticos sobre cargas alternadas, já que, como verificaram Mařin et al [1976], a importância da velocidade de aplicação das deformações nas propriedades dos materiais não é significativa. Aqueles autores, levaram a efeito diversos ensaios, cujas conclusões podem ser resumidas nos seguintes pontos:

1. A rigidez inicial pouco depende da velocidade de aplicação dos deslocamentos.
2. Altas velocidades de aplicação de deformação (0.05/s) aumentam o limite de cedência em 20%, mas somente para a primeira incursão no regime inelástico.
3. Em ciclos sucessivos com carregamentos até à mesma amplitude de deslocamento, comparável ao regime estacionário dos movimentos oscilatórios, as diferenças tanto em rigidez como em resistência são muito pequenas.
4. Os efeitos das velocidades das deformações nas resistências diminuem com o aumento das incursões na zona de endurecimento.
5. Não são observadas mudanças substanciais quer na ductilidade quer na capacidade de absorção de energia.

Também Otani [1981] verificou que durante oscilações dinâmicas as velocidades de deformação são maiores para níveis de tensão baixa e diminuem gradualmente até se atingir o valor máximo da extensão. Por outro lado, com a progressão da fendilhação no betão e da

cedência nas armaduras, o período das oscilações vai aumentando, dado que há uma redução de rigidez.

Em conclusão, os parâmetros e regras que interessam na definição de modelos hysteréticos, representativos do comportamento dinâmico de elementos de betão armado sujeitos à acção dos sismos, podem ser obtidos de ensaios estáticos sobre cargas alternadas.

3.4 MODELOS HISTERÉTICOS MAIS UTILIZADOS

Ao longo das duas últimas décadas foram desenvolvidos diversos modelos com diferentes graus de complexidade, sendo esta função do número de parâmetros e regras que definem completamente o modelo, Anderson et al [1977], Keshavarzian et al [1983] e Ciampi et al [1986]. Entre esses modelos salientam-se os seguintes:

1. Modelo Bilinear
2. Modelo de Ramberg-Osgood
3. Modelo de Clough com Degradação de Rigidez
4. Modelo de Takeda
5. Modelo Trilinear com Degradação da Rigidez

Seguidamente será feita uma breve descrição destes modelos. Em todos eles considera-se que existe uma curva base obtida de ensaios monotónicos, simétrica em relação à origem. Esta curva pode ser representada por uma sucessão de rectas, sendo os pontos de inflexão definidos pelas forças e deslocamentos generalizados correspondentes à fendilhação do betão e à cedência das armaduras longitudinais, constituindo-se curvas de restituição bilineares ou trilíneas.

3.4.1 Modelo Bilinear

Os primeiros passos encetados no sentido do desenvolvimento de modelos hysteréticos de comportamento, foram dados usando relações elasto-plásticas ideais como curva base. Na sequência, foi introduzido o modelo bilinear, com rigidez não nula após cedência, na tentativa de simular as propriedades de endurecimento do aço e do betão armado.

A constatação experimental da diminuição de rigidez em ciclos sucessivos de carga e descarga, para valores cada vez maiores dos deslocamentos impostos, levou à sua modelização através de fórmulas empíricas que traduzissem este efeito. A expressão que normalmente se utiliza deve-se a Nielsen et al [1971],

$$K_r = K_e |D_y / D_m|^\alpha \quad (3.8)$$

em que:

K_r - nova rigidez de carga ou descarga após inversão do carregamento

K_e - rigidez elástica inicial

D_m - máximo deslocamento atingido em ciclos anteriores

D_y - deslocamento correspondente à cedência

α - parâmetro de degradação de rigidez ($0 < \alpha < 1.0$)

Note-se que o valor de K_r mantém-se constante até que as amplitudes dos deslocamentos atingidos, em qualquer das direções, excedam o valor máximo de ciclos anteriores, Fig. 3.41. Além disso para α igual a zero teremos o modelo bilinear sem degradação de rigidez, Fig. 3.41. Em estruturas de betão armado, o valor de α deve ser considerado entre 0.0 e 0.5. Um valor de α pouco elevado, implica obviamente em deformações residuais mais elevadas. Acrescente-se finalmente, que este modelo só dissipa energia após cedência.

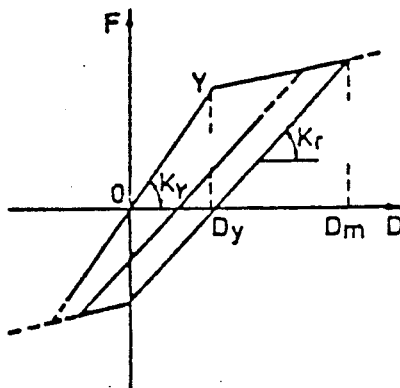


Figura 3.41: Modelo histerético bilinear com degradação de rigidez.

Um modelo bilinear foi desenvolvido no LNEC, Priestley [1969], tendo sido melhorado e testado por diversos investigadores, Oliveira et al [1970], Quirino [1970], Ravara [1973] e Carvalho [1980], tendo sido posteriormente utilizado em diversos estudos, Ravara [1973] e Carvalho [1980]. Com este modelo procurou-se reproduzir o comportamento de peças de betão armado, introduzindo transições parabólicas na passagem de carga para descarga e vice-versa, permitindo uma reprodução mais exacta da capacidade de dissipação histerética de estruturas de betão armado.

3.4.2 Modelo de Ramberg-Osgood

A partir da relação tensão - deformação, deduzida por Ramberg -Osgood para os aços, Jennings [1963] aperfeiçoou essa curva pela introdução de mais um parâmetro. A curva base de carregamento deste modelo pode ser expressa por:

$$D/D_y = F/F_y(1 + \eta|F/F_y|^{\gamma-1}) \quad (3.9)$$

em que:

γ - parâmetro do modelo inicial de Ramberg-Osgood

η - parâmetro introduzido por Jennings

F_y/D_y - representa o módulo tangente inicial

A forma da curva base é controlada pelo expoente γ , assim teremos comportamento linear elástico para $\gamma = 1.0$ e comportamento elasto-plástico para $\gamma = \infty$. Para valores elevados de γ , temos um comportamento semelhante ao bilinear.

O descarregamento após se atingir um determinado valor mínimo, (D_ϕ, F_ϕ) , será efectuado a partir da relação, Fig. 3.42.

$$\frac{D - D_\phi}{2D_y} = \frac{F - F_\phi}{2F_y} \left(1 + \eta \left| \frac{F - F_\phi}{2F_y} \right|^{(\gamma-1)}\right) \quad (3.10)$$

sendo o carregamento posterior efectuado usando a mesma expressão. Isto é válido até ser ultrapassado o valor máximo em qualquer uma das direcções.

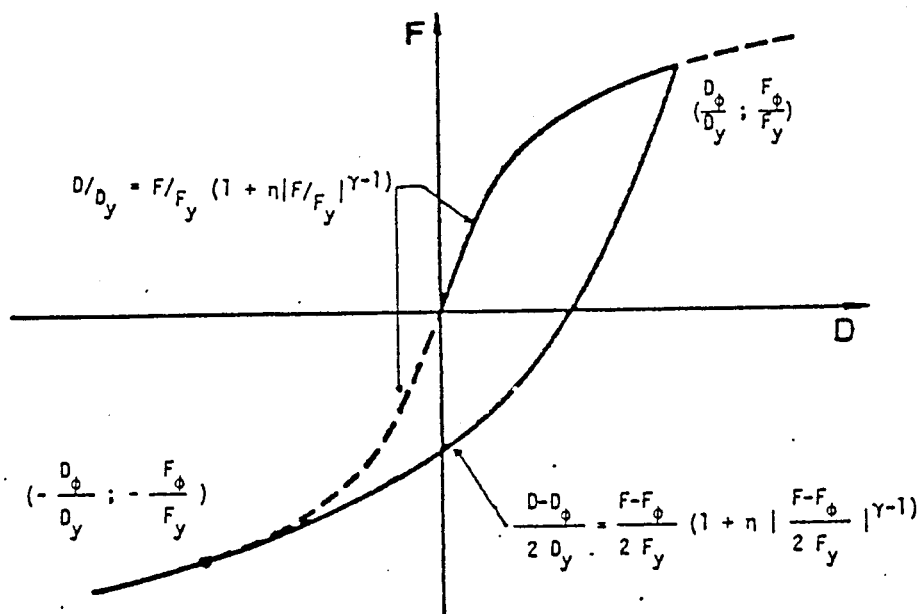


Figura 3.42: Modelo hysterético de Ramberg-Osgood.

3.4.3 Modelo de Clough com Degradação de Rigidez

O modelo desenvolvido por Clough et al [1966], com degradação de rigidez, utiliza uma curva base bilinear.

A rigidez em descarga é tomada igual à rigidez elástica inicial mesmo após fendilhação e cedência. Por outro lado, para inversão do sinal da força de restituição, a rigidez é obtida apontando ao último valor máximo atingido no ciclo anterior, simulando assim a degradação de rigidez com a deformação.

Este modelo era normalmente criticado no seguinte aspecto, Mahin et al [1976]: conforme se pode ver na Fig. 3.43, depois da descarga no ponto A, considere-se um recarregamento a partir do ponto B (sem inversão do sinal da força de restituição), o modelo inicialmente apontava do ponto B para o ponto C, que era o máximo atingido no ciclo anterior, não se reproduzindo assim o observado experimentalmente. Portanto uma ligeira modificação foi introduzida, de tal

maneira que durante o recarregamento se aponta para o ponto A, e só depois para o ponto C. Além disso foi considerada a degradação de rigidez em função da deformação.

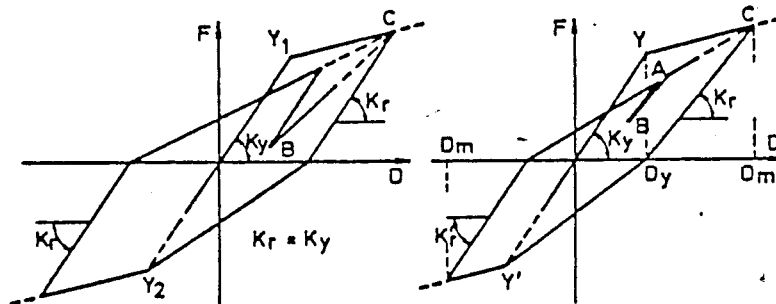


Figura 3.43: Modelo hysterético de Clough com degradação de rigidez.

Note-se que depois de ultrapassado o limite de cedência o modelo de Clough dissipa continuamente energia, mesmo em pequenos ciclos de oscilação.

3.4.4 Modelo de Takeda

Takeda et al [1970], desenvolveram um modelo hysterético através da observação dos resultados experimentais de ensaios de consolas verticais em betão armado, com cerca de 50cm de altura e com uma secção de $15 \times 15 \text{ cm}^2$ armada simetricamente. Estes ensaios foram realizados em 5 modelos, sendo 3 testados em mesa sísmica e os restantes testados estaticamente com imposição de deslocamentos alternados no topo.

Através da medição dos deslocamentos e das acelerações no topo, foi possível estabelecer as relações forças - deslocamentos dos modelos ensaiados. A análise dos resultados permitiu estabelecer uma série de parâmetros e regras que constituem o modelo.

A curva base deste modelo é trilinear com mudanças de rigidez após fendilhação e cedência. Este modelo inclui as seguintes particularidades:

1. Regras de histerese para os ciclos mais internos
2. Degradação de rigidez após inversão do carregamento, em função da deformação máxima atingida anteriormente, D_m , dada por

$$K_r = \frac{F_c + F_y}{D_c + D_y} |D_m / D_y|^{-\alpha} \quad (3.11)$$

em que α é o parâmetro de degradação após inversão do carregamento.

3. Quando se dá a inversão do sinal da força, o ponto da resposta (D, F) aponta para o valor mais elevado (D_m, F_m) do ciclo anterior mais externo em que esse ponto se inclui.

A curva base no modelo de Takeda pode ser tomada bilinear, considerando os pontos de fendilhação na origem. Este modelo é parecido com o modelo de Clough, excepto no que diz respeito às regras dos ciclos internos em que o de Takeda é mais complexo.

Neste último modelo o andamento da resposta segue em direcção ao ponto máximo do ciclo envolvente, enquanto que no modelo de Clough esse andamento segue em direcção ao ponto máximo atingido nos ciclos anteriores. Na Fig. 3.44 exemplifica-se os andamentos das relações forças - deslocamentos no modelo de Takeda. Observe-se que para ciclos cada vez menores o ponto da resposta segue em direcção ao máximo do ciclo anterior, Fig. 3.44 c), enquanto que para ciclos com andamentos mais irregulares, esse ponto move-se em direcção ao máximo do ciclo envolvente, Fig. 3.44 d). Verifica-se deste modo, que as regras de histerese no modelo de Takeda são completas e extensivas, dado que a história do andamento das relações forças - deslocamentos idealizadas por este modelo está presente ao longo do carregamento.

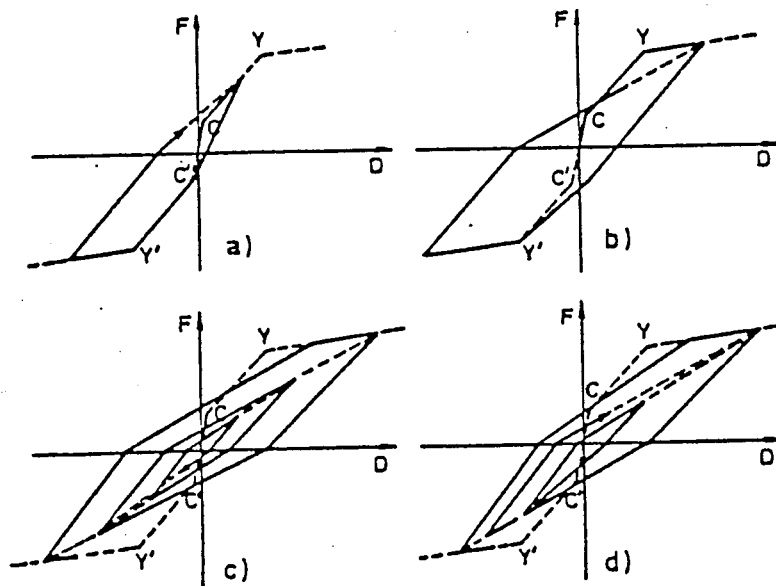


Figura 3.44: Modelo histerético de Takeda.

3.4.5 Modelo Trilinear com Degradação de Rigidez

Este modelo simula as características de rigidez em flexão do betão armado, partindo de uma curva base trilinear, com mudança de rigidez nos pontos correspondentes à fendilhação e cedência, comportando-se como bilinear até à cedência, Fig. 3.45 a). Quando a força de restituição excede a cedência, o ponto da resposta segue a curva de endurecimento (3º ramo da curva base trilinear). Ocorrida a descarga, o ponto onde o descarregamento se iniciou é

considerado o novo ponto de cedência naquela direcção, comportando-se como um bilinear entre estes dois pontos ,Fig. 3.45 b).

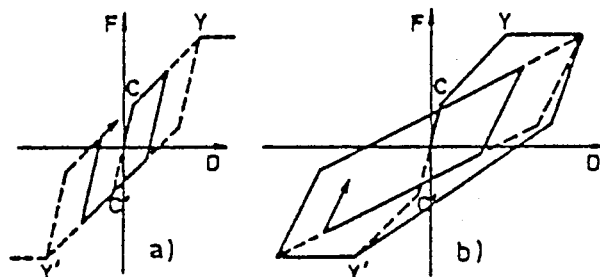


Figura 3.45: Modelo hysterético trilinear com degradação de rigidez.

Este modelo apresenta as seguintes particularidades:

1. Degradação contínua de rigidez, com o aumento de amplitude após cedência
2. Dissipação de energia maior no primeiro ciclo depois da cedência tornando-se estacionária nos ciclos seguintes para a mesma amplitude de deslocamentos
3. A dissipação estacionária de energia hysterética é proporcional à amplitude do deslocamento imposto.

3.5 MODELO HISTERÉTICO DE COMPORTAMENTO DESENVOLVIDO

O andamento geral das curvas de restituição, os parâmetros e regras verificadas experimentalmente foi visto nos parágrafos anteriores, tendo-se referido que os parâmetros e as regras podem ser obtidos dos ensaios estáticos sobre cargas alternadas. Uma descrição do modelo hysterético desenvolvido foi apresentado por Costa et al [1987], modelo esse que entretanto foi completado com algumas particularidades que se passam a referir. Como vimos, um modelo analítico deve ser suficientemente versátil, para poder representar diversos comportamentos com pequenas alterações nas regras e parâmetros, como sejam o comportamento de uma viga sujeita à flexão com diferentes razões l/d , o comportamento de um pilar com reduzido ou elevado esforço normal, o comportamento de uma parede estrutural, etc. Foi dentro destes princípios que se desenvolveu um modelo de comportamento que tanto pode ser usado para representar o comportamento de uma secção, como de um elemento estrutural ou ainda de uma associação de elementos de uma forma global. O modelo desenvolvido inclui as seguintes particularidades:

1. Degradação de rigidez com a deformação

2. Degradação de rigidez após inversão do carregamento
3. Degradação de resistência
4. Consideração do efeito $P - \Delta$
5. Consideração da influência do esforço transversal, da deterioração da aderência e do escorregamento das armaduras.

3.5.1 Descrição do Modelo

O modelo analítico desenvolvido baseou-se no modelo de Takeda anteriormente citado.

Os parâmetros que identificam a curva base, Fig. 3.46, são os seguintes:

K_0 - rigidez inicial (troço 1)

K_1 - rigidez após fissuração (troço 2)

K_2 - rigidez após cedência (troço 3)

D_c - deslocamento generalizado correspondente à fissuração

D_y - deslocamento generalizado correspondente à cedência

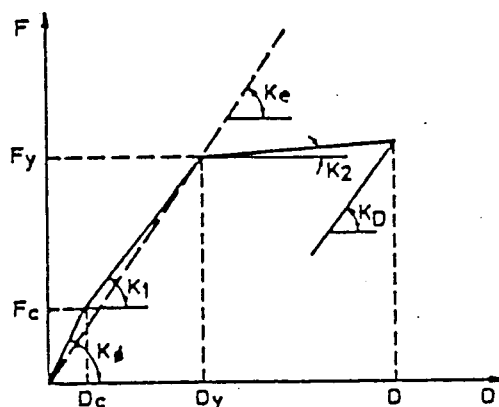


Figura 3.46: Parâmetros de identificação da curva base.

Além destes tornou-se necessário a definição de mais três parâmetros adimensionais, que caracterizam a degradação da rigidez (α), de resistência (γ) e o efeito de "pinching" e "slipping" (β).

As regras estabelecidas para o modelo analítico exemplificadas na Fig. 3.47 traduzem-se nos pontos seguintes:

1. Enquanto o deslocamento generalizado máximo absoluto em cada passo não ultrapassar o valor D_y , o modelo comporta-se como um bilinear sem degradação da rigidez e resistência (troços 1, 2, 3, 4, 5 e 6);

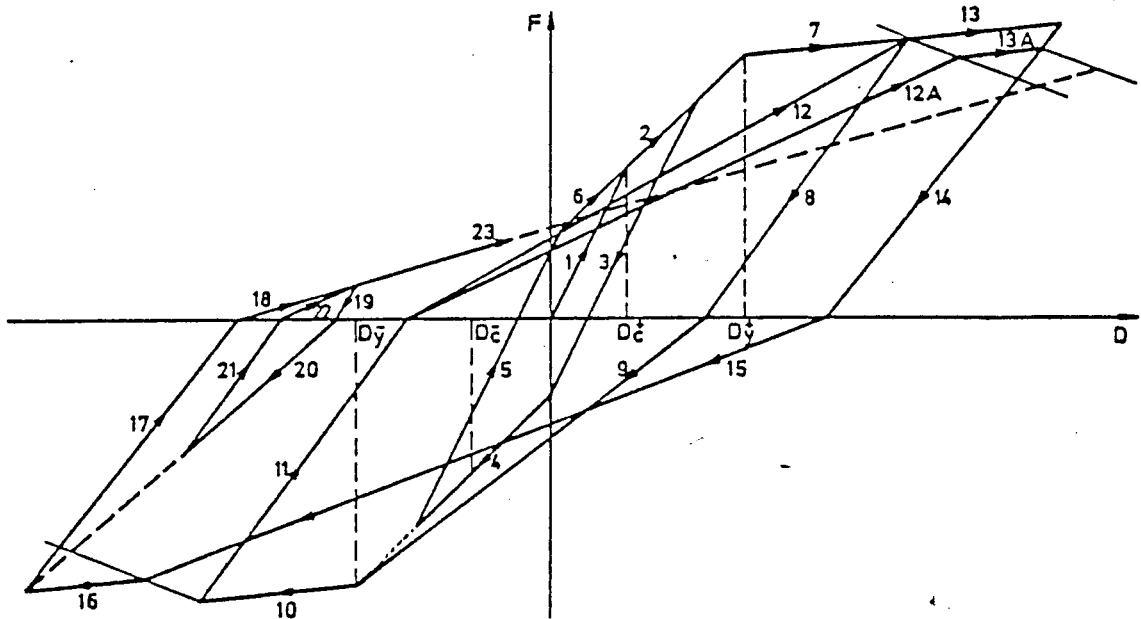


Figura 3.47: Regras de histerese do modelo desenvolvido.

- Quando o deslocamento generalizado máximo absoluto ultrapassa D_y (troço 7 e 10) e se procede a uma inversão do carregamento, esta é feita considerando a degradação de rigidez dada pela expressão:

$$K_r = K_e |D_y/D|^\alpha \quad (3.12)$$

mantendo-se válida até se anular o valor da força generalizada (troço 8, 11, 14, 17, 19 e 21);

- A inversão do sinal da força generalizada corresponde a uma mudança de rigidez, sendo definida com base no valor máximo absoluto da força e deslocamento generalizados do ciclo anterior (troço 9, 12, 15, 20, 18, 22 e 23);
- Quando se considera a degradação de resistência ($\gamma \neq 0$) então o valor máximo da força e deslocamento generalizados do ciclo anterior, referidos em 3, são alterados para os seguintes valores (troço 12A, 13A e 15):

$$F_m(D_i) = F_{CA}(D_i)(1 - PD) \quad (3.13)$$

em que:

$F_m(D_i)$ - força generalizada máxima absoluta a atingir pelo ciclo presente

$F_{CA}(D_i)$ - força generalizada máxima absoluta do ciclo anterior

PD - parâmetro de degradação.

- Os valores máximos absolutos a atingir nos pontos 3 e 4 só serão actualizados caso sejam ultrapassados (troço 18 e 20).
- Quando se dá a inversão do carregamento, antes de se atingir os valores máximos absolutos, torna-se necessário guardar os valores máximos relativos obtidos nessa inversão. Assim,

para ciclos mais internos, o ponto de resposta move-se em direção a esses máximos relativos, permitindo-se a reprodução de pequenos ciclos de carga e descarga (troços 19,20, 21 e 22) e suprime-se a deficiência anteriormente citada relativa ao modelo de Clough.

7. Caso sejam ultrapassados os valores máximos relativos, o ponto de resposta move-se em direção ao máximo absoluto (troço 23).
8. A consideração do efeito de "pinching" poderá ser feito a partir do parâmetro β que afecta a rigidez K da seguinte forma:

$$K = F_{CA}/(D_{CA} - D_0) \times (D_y/D_{CA})^\beta \quad (3.14)$$

sendo D_0 o valor do deslocamento generalizado correspondente à força generalizada nula do ciclo anterior e F_{CA} e D_{CA} os valores máximos obtidos no ciclo anterior.

O valor de β depende da importância do esforço transversal sendo calculado em função da razão l/d , Roufaiel et al [1987]. Assim teremos:

$$\begin{aligned} \beta &= 0.0 && \text{se } l/d < 1.5 \\ \beta &= 0.2 l/d - 0.3 && \text{se } 1.5 \leq l/d < 4.0 \\ \beta &= 0.5 && \text{se } l/d \leq 4.0 \end{aligned}$$

O valor desta rigidez é válido até se intersectar a recta que une a origem das coordenadas aos pontos (F,D), sendo a rigidez a partir desse ponto dada pela inclinação dessa recta.

Este efeito é traduzido pelos troços 8-9 e 12-13 na Fig. 3.48.

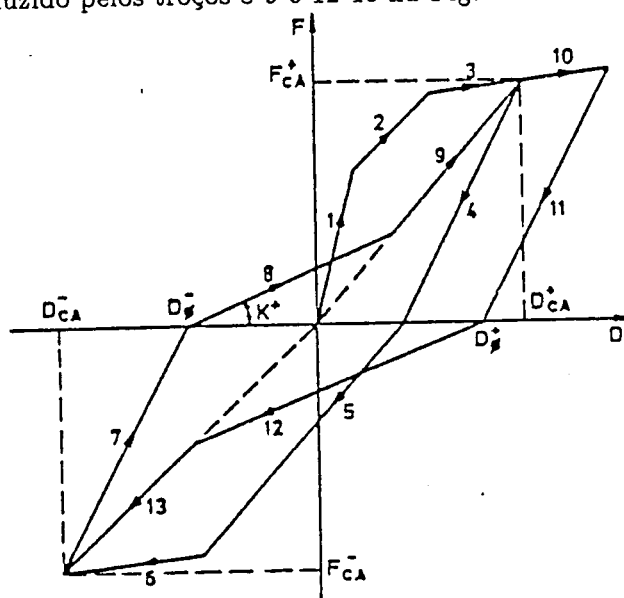


Figura 3.48: Consideração do efeito de "pinching" no modelo desenvolvido.

Quando se fala em degradação de rigidez torna-se indispensável distinguir duas zonas dos diagramas em que essa degradação é quantificada de maneira diferente. Assim, a primeira dessas zonas é na passagem de carga para descarga ou vice-versa mas sem inversão do sinal

da força, (troços 7-8 e 10-11), em que a degradação de rigidez é dada pela expressão 3.12. A segunda degradação de rigidez está relacionada com o que se verifica experimentalmente, em que, quando há inversão do sinal da força generalizada, a nova rigidez é dada pela recta que une o ponto correspondente ao valor da força nula e o ponto da força máxima atingido no ciclo anterior (troços 12,15 e 18). A consideração de degradação de resistência diminui ainda mais esta rigidez, já que, o ponto correspondente à força máxima obtida no ciclo anterior vem diminuída em função da degradação de resistência entretanto verificada (troço 12A), Fig. 3.47. Esta degradação de resistência é quantificada através do parâmetro (γ) proposto por Wang et al [1987] e que se baseia no conceito de degradação acumulada. Assim, a degradação de um elemento estrutural ou de uma ligação sujeita a forças cíclicas é assumida como dependendo do máximo deslocamento sofrido por esse elemento durante cada ciclo. Este parâmetro de força cíclica é denominado por (γ) e é definido como:

$$\gamma = c \cdot \sum_{i=1}^N \frac{D_i}{D_f} \quad (3.15)$$

em que:

c - constante menor que 1

D_i - máximo deslocamento do ciclo i

D_f - deslocamento último do elemento debaixo de um carregamento monotónico

É preciso notar que somente os deslocamentos ocorridos numa direcção são acumulados. Para carregamentos não simétricos devem ser usados valores separados de γ para cada direcção. Wang et al [1987] relacionaram este parâmetro de força γ com uma quantidade escalar adimensional, PD, que foi denominada por parâmetro de degradação, cujo valor varia entre 0 e 1 e que está relacionado com γ pela expressão:

$$PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad (3.16)$$

em que n é uma constante que depende dos valores experimentais. A relação entre o parâmetro de degradação PD e a variável acumulada γ para vários valores de n é apresentada na Fig. 3.49.

Este parâmetro de degradação foi calibrado com uma série de resultados experimentais, tendo sido proposto o uso de $n = 1$ e $c=0.1$, Wang et al [1987]. No modelo, esta degradação corresponde a um novo valor da força de chegada, $F_m(D_i)$, em função da força máxima do ciclo anterior, $F_{CA}(D_i)$, dada pela expressão 3.13.

O efeito de "pinching" e "slipping" foi introduzido pela consideração de uma diminuição de rigidez na zona em que o esforço transversal é predominante relativamente ao momento flector, Eto et al [1980], dada pela expressão 3.14. O valor dessa rigidez é válido até se intersectar a recta que une a origem das coordenadas ao ponto correspondente à amplitude máxima obtida no ciclo anterior.

Um dos aspectos mais importantes do modelo é a possibilidade deste efectuar ciclos menores associados a todas as outras propriedades anteriormente citadas.

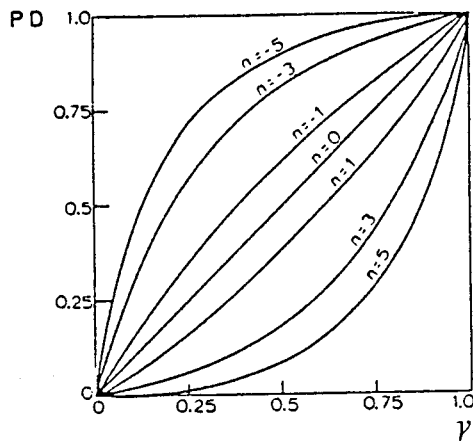


Figura 3.49: Relação entre o parâmetro de degradação (PD) e a variável acumulada γ para vários valores de n .

3.5.2 Influência de Parâmetros

Tendo em vista analisar a influência de alguns parâmetros do modelo na capacidade de dissipação de energia histerética, foram realizados diversos cálculos que exprimem essa capacidade em termos de um parâmetro adimensional, percentagem de amortecimento equivalente já utilizado com o mesmo fim por outros autores, Otani [1981].

Os parâmetros do modelo seleccionados para estudar essa influência foram:

1. Degradação de rigidez após inversão do carregamento (α)
2. Efeito de "pinching" (β)
3. Relação rigidez após cedência, rigidez inicial (K_2/K_0)

O termo de comparação, entre a influência dos diversos parâmetros na resposta a uma imposição de deslocamentos alternados de igual amplitude, foi calculado igualando-se a energia dissipada em cada ciclo à energia que seria dissipada por um oscilador linear com amortecimento viscoso sob uma excitação sinusoidal em ressonância atingindo-se a mesma amplitude máxima de deslocamentos, Costa et al [1987].

No Quadro 3.1 comparam-se valores obtidos por Otani [1981], para os modelos referidos em 3.4, com os obtidos pelo modelo desenvolvido.

Nas Figs. 3.50, 3.51 e 3.52 são apresentadas a influência dos parâmetros α , β e K_2/K_0 , respectivamente, na variação da percentagem de amortecimento equivalente em função do factor de ductilidade.

Na Fig. 3.53, apresenta-se a variação da percentagem de amortecimento equivalente com os parâmetros α e β , para diferentes relações K_2/K_0 , tendo-se tomado um factor de ductilidade igual a 4. Na Fig. 3.54, mostra-se a mesma variação, mantendo constante a relação $K_2/K_0 = 0.1$, e fazendo variar o factor de ductilidade entre 2 e 6.

Quadro3.1: Comparação dos valores da % de amortecimento equivalente em função de α , para $\mu=4$, entre diversos modelos

α	MODELO	% DE AMORTECIMENTO
0.5	Clough	11
	Trilinear	11
	Takeda	14
	Bilinear	19
	Desenvolvido	11
0.0	Clough	21
	Takeda	23
	Ramberg-Osgood	28
	Bilinear	33
	Desenvolvido	22

VARIACAO DA % DE AMORTECIMENTO COM

FACTOR DE DUCTILIDADE E ALFA

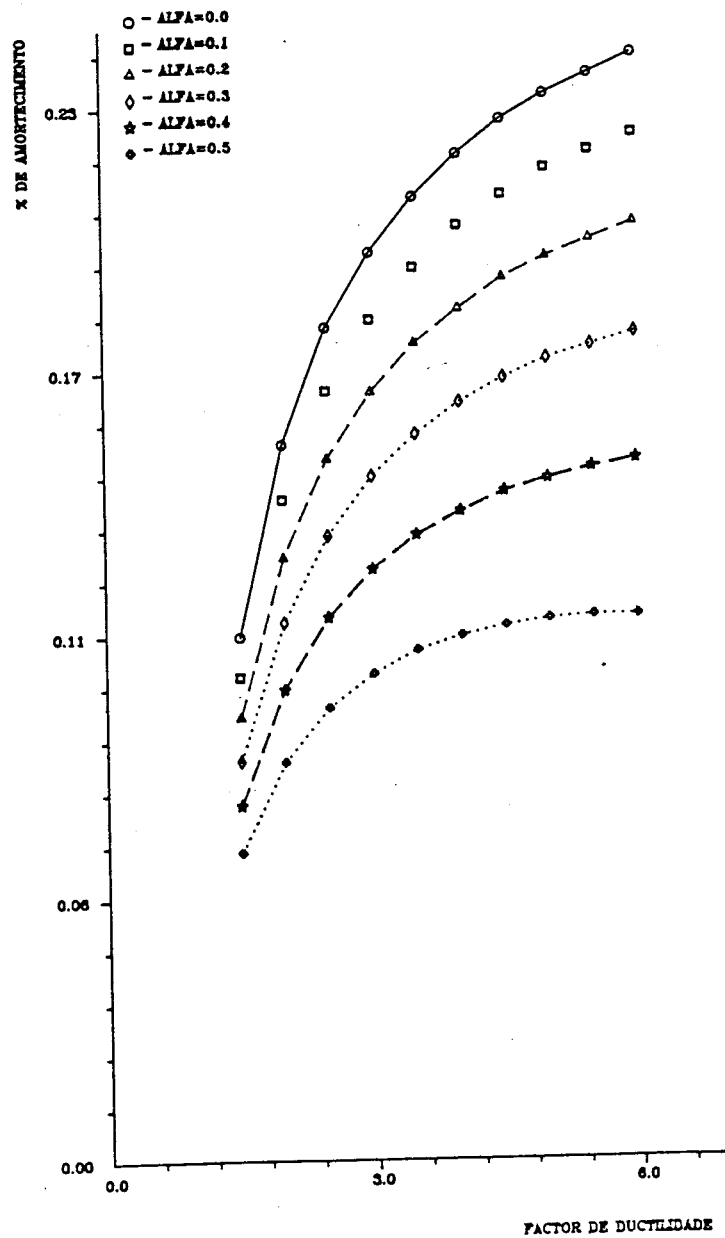


Figura 3.50: Influência do parâmetro α na variação da % de amortecimento equivalente, em função da ductilidade.

VARIACAO DA % DE AMORTECIMENTO COM
 FACTOR DE DUCTILIDADE E BETA

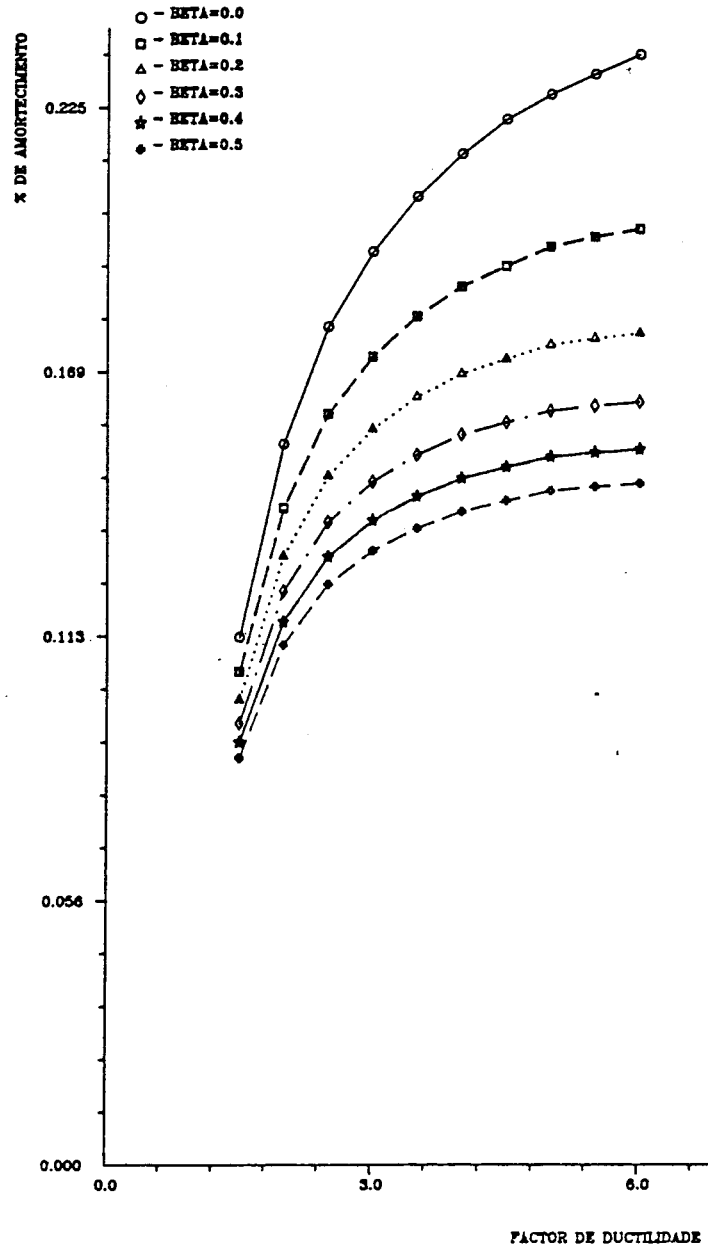


Figura 3.51: Influência do parâmetro β na variação da % de amortecimento equivalente, em função da ductilidade.

VARIACAO DA % DE AMORTECIMENTO COM
FACTOR DE DUCTILIDADE E K_2/K_0

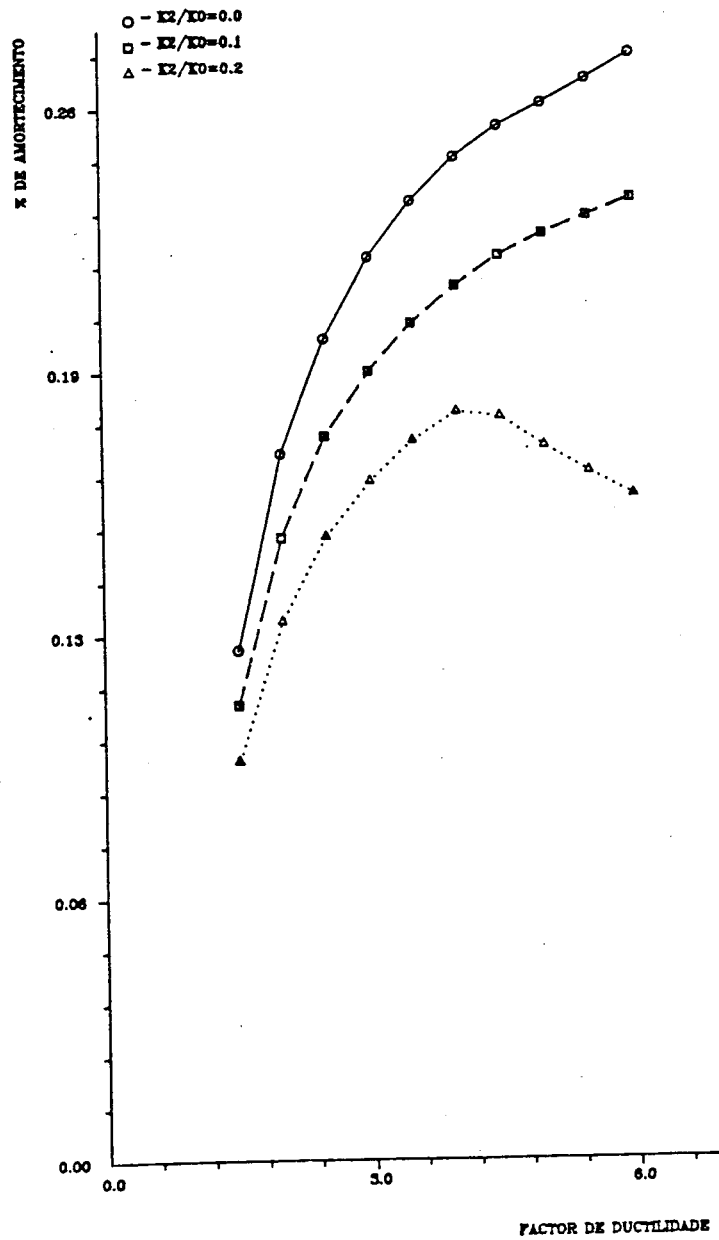


Figura 3.52: Influência do parâmetro K_2/K_0 na variação da % de amortecimento equivalente, em função da ductilidade.

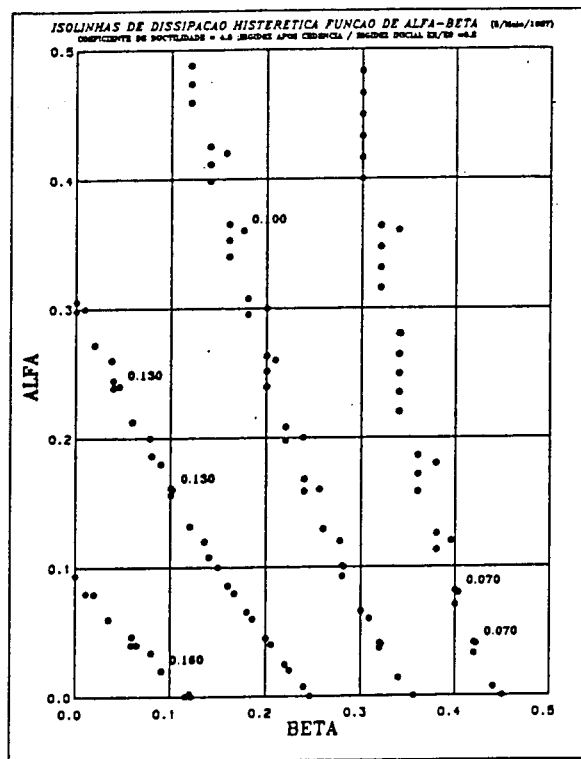
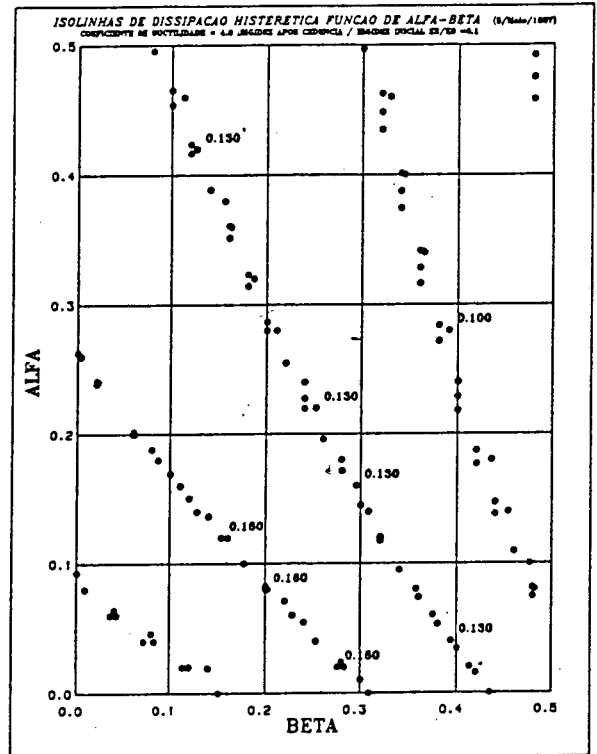
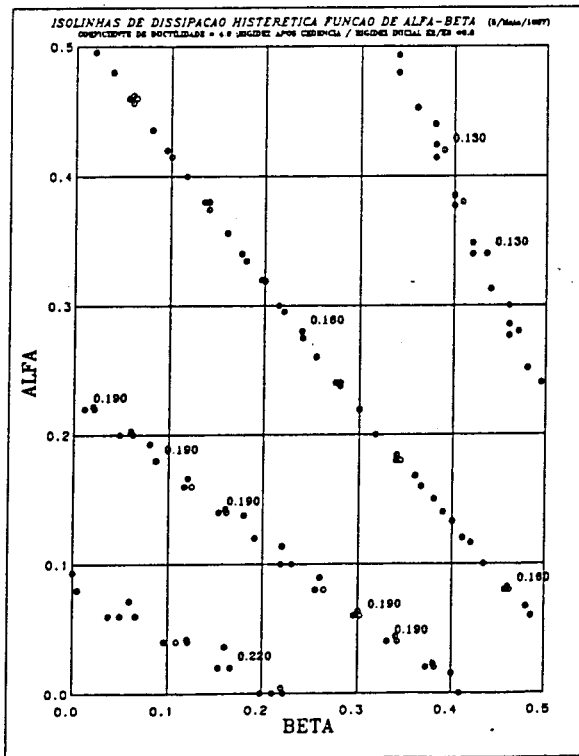


Figura 3.53: Variação da % de amortecimento equivalente, com os parâmetros α e β , para diferentes relações K_2/K_0 (0.0, 0.1 e 0.2) e um factor de ductilidade constante.

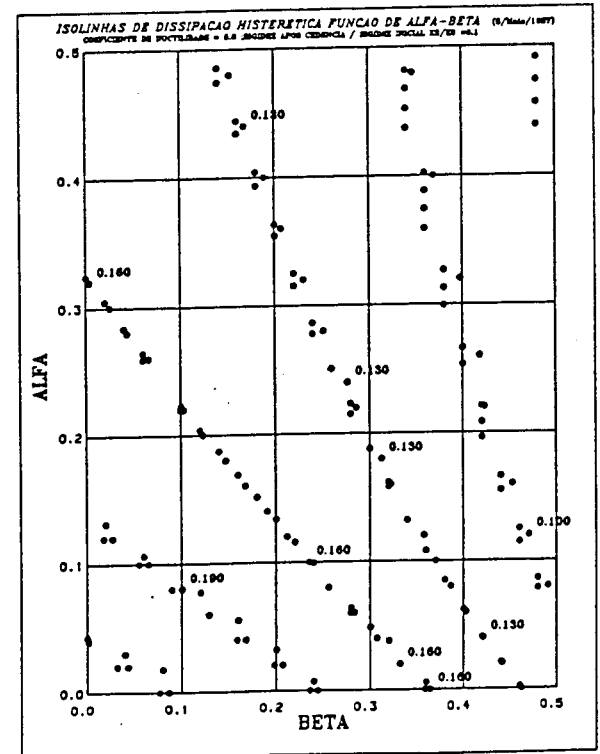
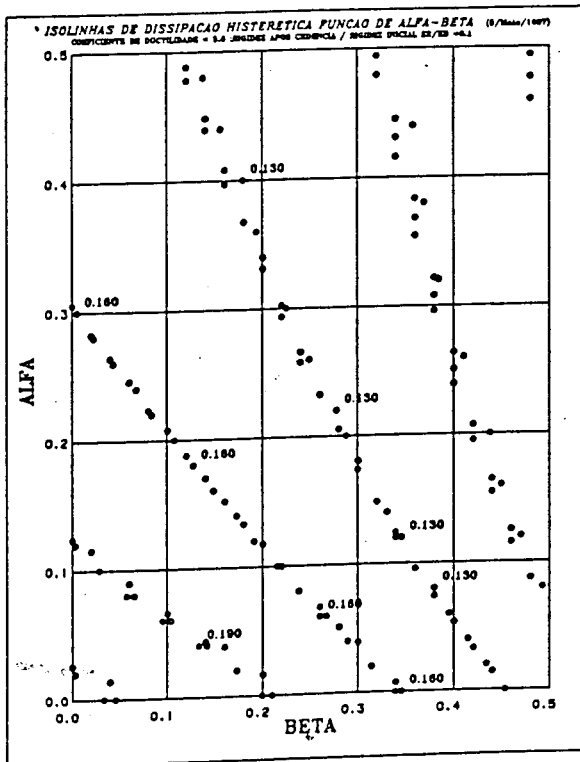
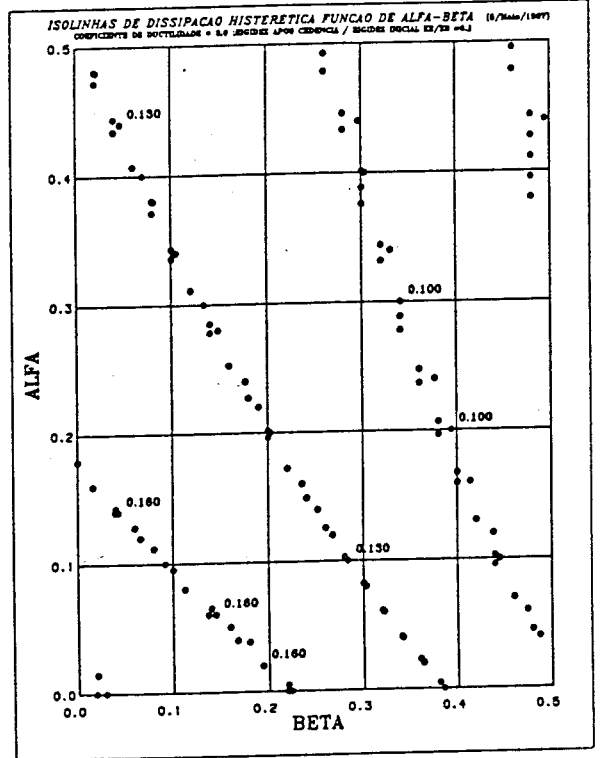
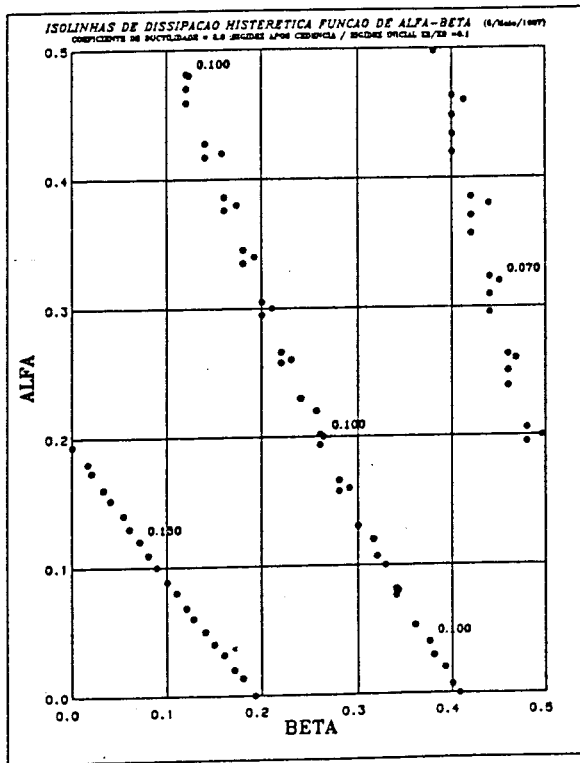


Figura 3.54: Variação da % de amortecimento equivalente, com os parâmetros α e β , para diferentes factores de ductilidade, mantendo constante $K_2/K_0 = 0.1$.

Da análise do Quadro 3.1 e destas figuras, pode-se concluir o seguinte:

1. O modelo desenvolvido apresenta características em termos de capacidade dissipativa de energia, muito semelhantes aos modelos de Clough e ao Trilinear de Takeda, apresentando valores contudo bastante inferiores aos modelos bilineares e de Ramberg-Osgood, dado que estes últimos não incluem a degradação de rigidez, (Quadro 3.1).
2. Verifica-se que à medida que se aumentam os factores de ductilidade os valores da percentagem de amortecimento equivalente tendem para um valor constante. Sendo a ocorrência deste facto tanto mais rápida quanto mais elevados forem os parâmetros em estudo, (Figs. 3.50, 3.51 e 3.52).
3. Para a mesma ductilidade a percentagem de amortecimento equivalente apresenta maiores variações para valores crescentes de α , verificando-se o oposto para o parâmetro β e sendo mais ou menos constante essa variação no caso da relação K_2/K_0 , (Figs. 3.50, 3.51 e 3.52).
4. Como seria de esperar para o mesmo factor de ductilidade, quanto menor é a rigidez após cedência, maior é a percentagem de amortecimento equivalente, (Fig. 3.52 ou Fig. 3.53).
5. Considerando-se β constante, a influência das variações de α no valor da percentagem de amortecimento equivalente, será tanto menor quanto maior for β . Ou seja, quando se considera efeitos agravados de "pinching", a influência da degradação de rigidez após inversão de carregamento, em termos de energia dissipada, revela-se pouco significativa. Para valores crescentes da relação K_2/K_0 e do factor de ductilidade, este facto torna-se mais evidente, (Figs. 3.53 e 3.54).

3.6 MODELO ANALÍTICO PARA ESTRUTURAS PÓRTICO-PAREDE

Uma vez definido o modelo hysterético de comportamento de um elemento de betão armado à flexão, torna-se necessária a sua introdução em programas de análise dinâmica não linear de estruturas de betão armado. Como foi dito o modelo hysterético desenvolvido tanto pode ser usado como representativo do comportamento de uma secção de betão armado, em termos das suas relações momentos-rotações, como de um elemento estrutural em termos das suas relações momentos-curvaturas, faltando neste caso definir a dimensão do elemento.

Neste trabalho serão só abordadas estruturas planas, considerando-se os diversos pórticos da estrutura numa só direcção como uma associação de pórticos em comboio, compatibilizados ao nível dos andares através das lajes, tomando-se estas como infinitamente rígidas no seu plano.

Quando a resistência às acções sísmicas é assegurada pela contribuição dos pórticos e das paredes estruturais, o sistema assim formado é normalmente referido como estrutura pórtico-parede.

Estas estruturas combinam as vantagens do comportamento dos seus elementos constituintes, dado que a grande rigidez das paredes oferece um bom controle dos deslocamentos horizontais.

A sua interação com os pórticos origina que a exigência de ductilidade seja maior nos andares inferiores das paredes e nas zonas superiores dos pórticos, Paulay et al[1986]. Isto provém da diferença de comportamento entre as duas estruturas, já que a sua deformada para acções horizontais é distinta, Fig. 3.55. Enquanto a deformada dos pórticos se pode considerar uma deformada por corte, a das paredes é de flexão. Portanto, nos andares inferiores é a parede que controla os deslocamentos horizontais, enquanto nos andares superiores estes são controlados pelo pórtico.

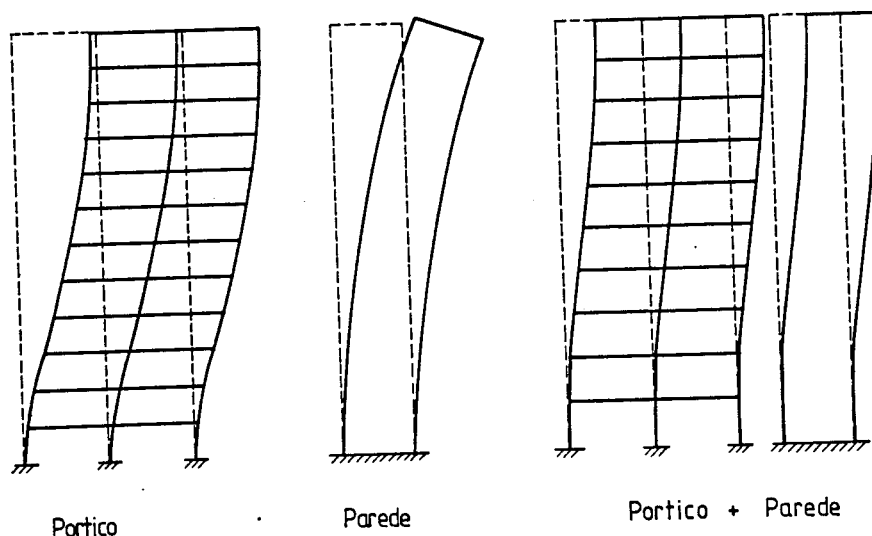


Figura 3.55: Deformada típica dos diferentes elementos constituintes das estruturas pórtico-parede.

É corrente considerar os pisos como diafragmas rígidos, funcionando como bielas de ligação entre os dois modelos estruturais e fazendo a compatibilização dos deslocamentos ao nível dos diversos andares. A distribuição das forças horizontais entre os dois modelos estruturais é esquematicamente representada na Fig. 3.56, notando-se a participação relativa desses modelos. Assim a contribuição da parede para a resistência ao corte diminui com a altura, chegando nos andares superiores a opor-se à resistência conferida pelos pórticos. Como é evidente esta distribuição de esforços depende muito da rigidez e da resistência relativas entre os pórticos e as paredes.

Na análise não linear destas estruturas, e das estruturas em geral, a formação de rótulas plásticas pode em grande parte ser controlada pelas rigidezes e resistências relativas entre os dois modelos estruturais. Além disso, dentro de cada modelo estrutural a formação das rótulas dependerá sempre do jogo entre as diversas rigidezes e resistências dos elementos estruturais. Quando os vãos das vigas são razoáveis (6 a 7m) e quando o seu dimensionamento é particular-

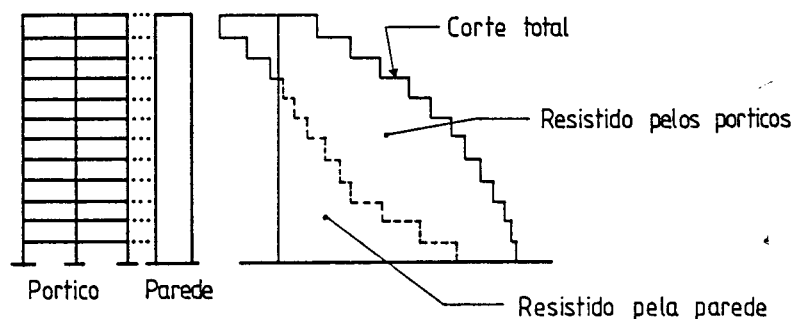


Figura 3.56: Distribuição de forças horizontais entre os pórticos e as paredes.

mente condicionado pelas forças de gravidade (peso próprio + sobrecargas), é habitual admitir-se o desenvolvimento de rótulas plásticas nas extremidades dos pilares, ao longo de toda a altura do edifício, Paulay et al [1986]. Nas paredes estruturais a rótula plástica desenvolve-se normalmente na base, podendo usar-se como modelo estrutural representativo do comportamento não linear das estruturas pórtico-parede o representado na Fig. 3.57.

Este sistema estrutural pode ser modelado, usando para os pórticos uma associação de consolas com deformabilidade por corte, que são ligadas ao longo da sua altura por bielas infinitamente rígidas (modelando as lajes), a uma associação de consolas com deformabilidade por flexão, que modelam as paredes estruturais e eventualmente não estruturais, Duarte et al [1988a].

Normalmente os pórticos e as paredes são modelados como encastrados no terreno de fundação. Enquanto que para os pórticos esta modelação se poderá considerar aceitável, já para as paredes isto não é muito correcto, atendendo por um lado à grande extensão de contacto com o solo e aos esforços de sinais contrários que se desenvolvem ao longo da sua base de sustentação, e por outro à importância que uma rotação na base tem na sua deformada.

Nos modelos desenvolvidos foram consideradas as seguintes hipóteses de base:

1. A análise é limitada a estruturas planas pórtico-parede, pelo que os efeitos devidos à torção são desprezados.
2. O pórtico é considerado como uma estrutura plana formada por diversos elementos estruturais verticais (pilares) compatibilizados ao nível dos andares pelas lajes, que são

consideradas infinitamente rígidas no seu plano.

3. As paredes são simuladas com elementos de viga, com dois graus de liberdade (q_θ e q_t).
4. Os efeitos geométricos não lineares são considerados insignificantes, sendo portanto desprezados nesta análise.
5. A estrutura é considerada como encastrada ao nível das fundações.
6. Deformações axiais dos diversos elementos estruturais são desprezadas.
7. A estrutura é considerada como sendo formada por vigas fortes e colunas fracas, ou seja, a predominância de rótulas plásticas é nos pilares e paredes.
8. É admitido que o diagrama de momentos ao longo da altura da parede não é muito variável entre andares.

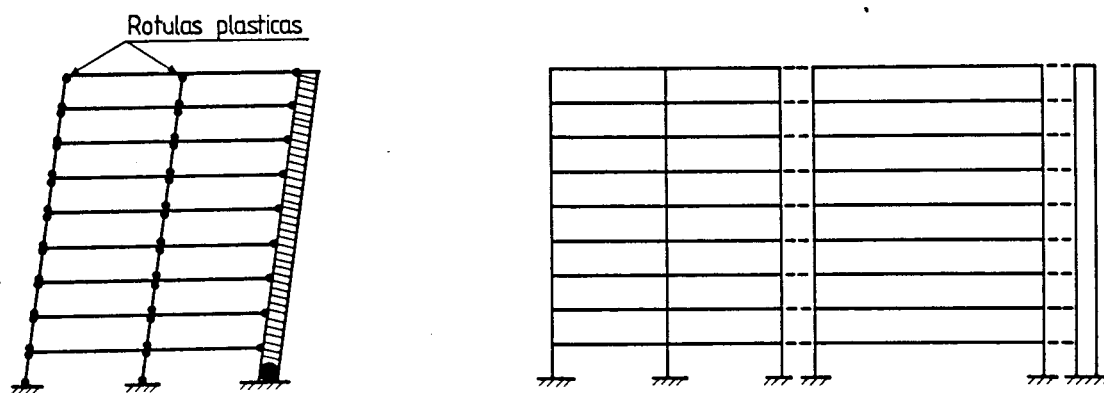


Figura 3.57: Modelo estrutural de comportamento não linear das estruturas pórtico-parede.

3.6.1 Associações em Paralelo e em Série

Definido o modelo histerético de comportamento de um elemento de betão armado à flexão, passou-se à sua associação em paralelo, Fig. 3.58.



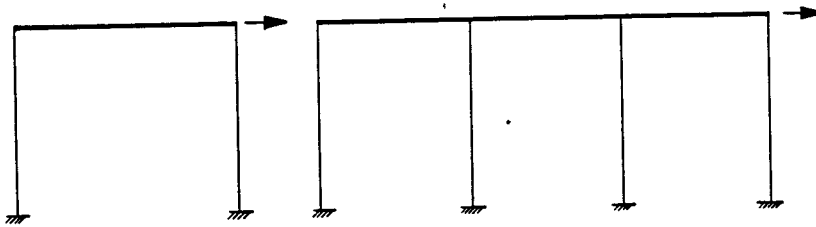
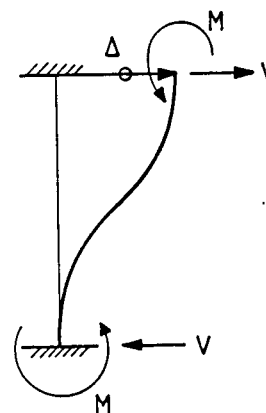


Figura 3.58: Associação em paralelo de elementos estruturais.

O diagrama histerético usado, baseou-se nas relações esforço transversal-distorção entre pisos ($V - \gamma$), considerando portanto a estrutura como sendo uma consola por deformabilidade por corte, sendo este tipo de consideração válida para as hipóteses de base admitidas, nomeadamente a 7.

Neste caso, como a rigidez dos pisos é muito superior à rigidez dos pilares, cada troço de pilar entre dois pisos consecutivos, pode então considerar-se como perfeitamente encastrado, com uma deformada e esforços correspondentes do tipo



$$M = \frac{6EI}{h^2} \cdot \Delta$$

$$V = \frac{12EI}{h^3} \cdot \Delta$$

sendo a rigidez de cada troço de pilar, dada por:

$$K = \frac{V}{\Delta} = \frac{12EI}{h^3} \quad (3.17)$$

Resulta para a rigidez do conjunto de pilares numa associação em paralelo, a soma das rigidezes de cada elemento estrutural, ou seja

$$K = \frac{12E}{h^3} \sum I_i \quad (3.18)$$

A associação em série prende-se com o agrupamento das matrizes de rigidez de cada elemento estrutural, que neste caso é baseada na Fig. 3.59

A propagação dos esforços ao longo da altura da estruturas para o deslocamento aplicada num piso, é limitada aos elementos estruturais acima e abaixo do referido piso.

sendo a matriz de rigidez, deste elemento de viga, bem conhecida e dada por

$$[K_p] = \begin{bmatrix} 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 6EI/L^2 & 4EI/L & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 6EI/L^2 & 2EI/L & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

podendo representar-se na seguinte forma

$$[K_p] = \begin{bmatrix} K_{tt} & K_{t\theta} \\ K_{\theta t} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

Em que o índice t se refere aos deslocamentos normais ao eixo do elemento estrutural e θ às rotações.

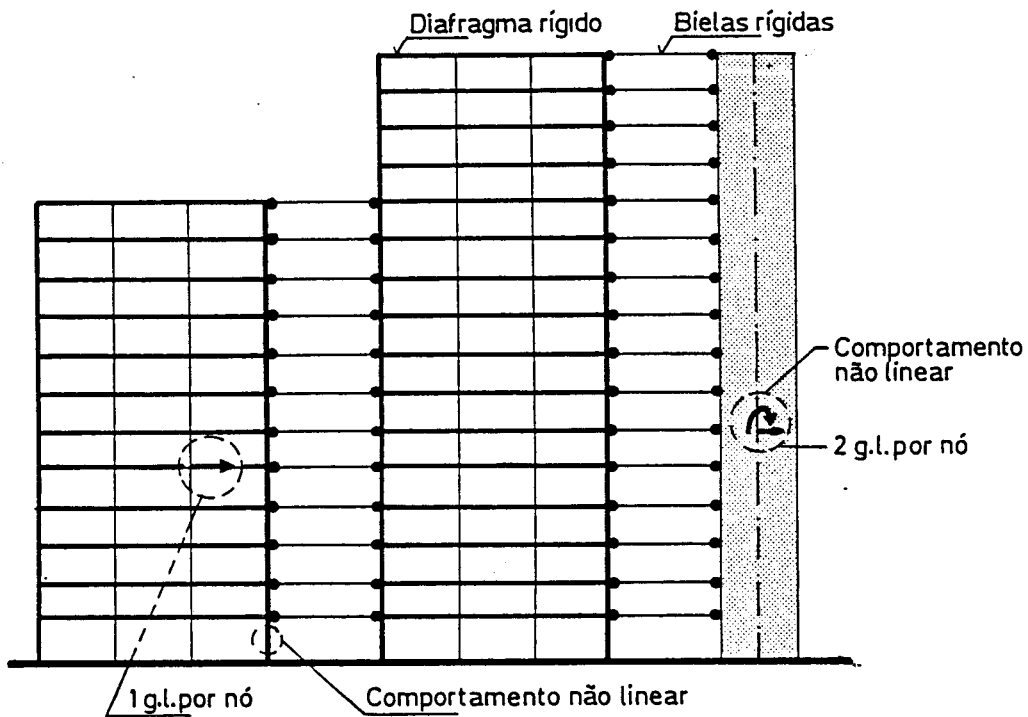


Figura 3.61: Associação em comboio de pórticos e paredes.

A associação dos pórticos e paredes em comboio, Fig. 3.61, será realizada através da soma da matriz de rigidez dos pórticos (K_f) com a matriz das paredes (K_p)

$$[K] = [K_f] + [K_p] \quad (3.22)$$

mas, para que esta soma algébrica possa ser realizada os deslocamentos das duas estruturas devem estar referidos aos mesmos nós.

Como a rigidez dos pórticos (K_f) está referida só a deslocamentos horizontais, na matriz (K_p) expressou-se as rotações em função dos deslocamentos horizontais, obtendo-se assim uma

matriz condensada da parede, expressa somente em termos de deslocamentos horizontais, ou seja:

$$[K].q = F \quad (3.23)$$

$$\underbrace{\begin{bmatrix} K_{tt} & K_{t\theta} \\ K_{\theta t} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}}_{\text{matriz não linear}} \cdot \begin{Bmatrix} q_t \\ q_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_T \\ F_M \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

Utilizando o conceito de forças fictícias, Leger et al [1986], pode-se afirmar que:

$$\underbrace{\begin{bmatrix} K_{tt} & K_{t\theta} \\ K_{\theta t} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}}_{\text{matriz linear}} \cdot \begin{Bmatrix} q_t \\ q_\theta \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} F_T^f \\ F_M^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_T \\ F_M \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

em que F_T^f e F_M^f representam as forças fictícias de esforço transversal e momentos flectores respectivamente.

Desenvolvendo a expressão (3.24), tem-se:

$$\begin{cases} K_{tt}q_t + K_{t\theta}q_\theta - F_T^f = F_T \\ K_{\theta t}q_t + K_{\theta\theta}q_\theta - F_M^f = F_M \end{cases} \quad (3.26)$$

considerando $F_M = 0$, resulta:

$$\boxed{q_\theta = -K_{\theta\theta}^{-1}(K_{\theta t}q_t - F_M^f)} \quad (3.27)$$

$$K_{tt}q_t + K_{t\theta}[-K_{\theta\theta}^{-1}(K_{\theta t}q_t - F_M^f)] - F_T^f = F_T \Rightarrow \quad (3.28)$$

$$K_{tt}q_t - K_{t\theta}K_{\theta\theta}^{-1}K_{\theta t}q_t = F_T + F_T^f - K_{t\theta}K_{\theta\theta}^{-1}F_M^f \quad (3.29)$$

$$\underbrace{(K_{tt} - K_{t\theta}K_{\theta\theta}^{-1}K_{\theta t})}_{K} \cdot q_t = F_T + \underbrace{F_T^f - K_{t\theta}K_{\theta\theta}^{-1}F_M^f}_{F^f} \quad (3.30)$$

ou seja

$$\boxed{K \cdot q_t = F_T + F^f} \quad (3.31)$$

O problema não linear, é assim resolvido através do método das forças fictícias, desdobrando a matriz de rigidez não linear, na diferença entre a matriz de rigidez linear e a força fictícia necessária para assegurar o equilíbrio correspondente à matriz de rigidez efectiva da estrutura, Fig. 3.62. Como se pode ver na mesma figura este método corresponde à utilização da matriz de rigidez secante.

3.7 MATRIZ DE MASSA

A massa dos pisos é concentrada ao nível dos diversos andares, obtendo-se assim uma matriz de massa diagonal.

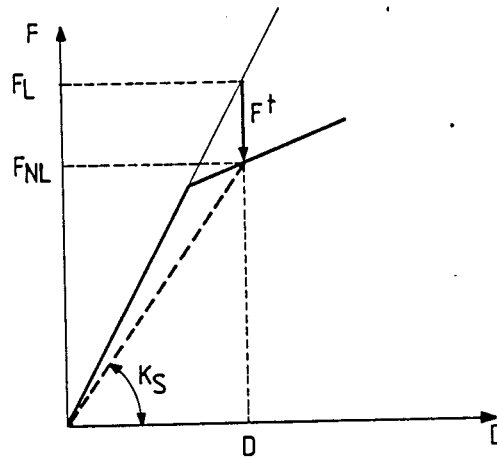


Figura 3.62: Conceito de força fictícia.

3.8 MATRIZ DE AMORTECIMENTO

A matriz de amortecimento é calculada impondo valores de amortecimento modais, através da expressão (Agnastopoulos [1972], Clough et al [1975], Duarte [1978]):

$$C = M \left[\sum_{i=1}^n \frac{2\xi_i \omega_i}{Z_i^T M Z_i} \cdot Z_i \cdot Z_i^T \right] M \quad (3.32)$$

em que:

- C - matriz de amortecimento
- M - matriz de massa
- Z_i - vector da configuração do modo i
- ω_i - frequência angular do modo i
- ξ_i - amortecimento relativo do modo i .

3.9 RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DO MOVIMENTO

A equação do movimento expressa em termos de deslocamentos relativos, pode ser escrita do seguinte modo:

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + K_{NL}u_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (3.33)$$

Na resolução desta equação foi usado o Método de Newmark, em que se pode escrever as seguintes relações cinemáticas:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t [(1 - \delta)\ddot{u}_t + \delta\ddot{u}_{t+\Delta t}] \Delta t \quad (3.34)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t \Delta t [(1/2 - \alpha)\ddot{u}_t + \alpha\ddot{u}_{t+\Delta t}] \Delta t^2 \quad (3.35)$$

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \frac{u_{t+\Delta t} - u_t}{\alpha \Delta t^2} - \frac{\dot{u}_t}{\alpha \Delta t} - \ddot{u}_t(1/2 - \alpha) \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (3.36)$$

considerando

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} ; \quad a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t} ; \quad a_3 = \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right) \quad (3.37)$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \delta) \quad a_7 = \delta \Delta t \quad (3.38)$$

tem-se:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = a_0(u_{t+\Delta t} - u_t) - a_2\dot{u}_t - a_3\ddot{u}_t \quad (3.39)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + a_6\ddot{u}_t + a_7\ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (3.40)$$

Utilizando o método das forças fictícias na resolução da equação do movimento, obtem-se:

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + K_L u_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + F_f \quad (3.41)$$

Substituindo os valores de $u_{t+\Delta t}$ e $\dot{u}_{t+\Delta t}$ dados pelas expressões 3.39 e 3.40, vem:

$$M[a_0(u_{t+\Delta t} - u_t) - a_2\dot{u}_t - a_3\ddot{u}_t] + C[\dot{u}_t + a_6\ddot{u}_t + a_7\ddot{u}_{t+\Delta t}] + K_L u_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + F_f \quad (3.42)$$

$$M a_0 u_{t+\Delta t} - M(a_0 u_t + a_2 \dot{u}_t + a_3 \ddot{u}_t) + C[\dot{u}_t + a_6 \ddot{u}_t + a_7(a_0(u_{t+\Delta t} - u_t) - a_2 \dot{u}_t - a_3 \ddot{u}_t)] + \quad (3.43)$$

$$K_L u_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + F_f$$

$$- M(a_0 u_t + a_2 \dot{u}_t + a_3 \ddot{u}_t) + C[\dot{u}_t + a_6 \ddot{u}_t - a_7 a_0 u_t - a_7 a_2 \dot{u}_t - a_7 a_3 \ddot{u}_t] + C a_7 a_0 u_{t+\Delta t} + \quad (3.44)$$

$$M a_0 u_{t+\Delta t} + K_L u_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + F_f$$

$$- M(a_0 u_t + a_2 \dot{u}_t + a_3 \ddot{u}_t) + C[(1 - a_7 a_2)\dot{u}_t + \ddot{u}_t(a_6 - a_7 a_3) - a_7 a_0 u_t] + \quad (3.45)$$

$$u_{t+\Delta t}(a_7 a_0 C + a_0 M + K_L) = F_{t+\Delta t} + F_f$$

obtendo-se:

$$u_{t+\Delta t} \cdot (a_7 a_0 C + a_0 M + K_L) = F_{t+\Delta t} + F_f + F_{MC} \quad (3.46)$$

onde

$$F_{MC} = -M(a_0 u_t + a_2 \dot{u}_t + a_3 \ddot{u}_t) + C[(1 - a_7 a_2)\dot{u}_t + \ddot{u}_t(a_6 - a_7 a_3) - a_7 a_0 u_t]$$

fazendo $a_1 = a_7 a_0$; $a_4 = a_7 a_2 - 1$; $a_5 = a_7 a_3 - a_6$

e

$$K_{eff} = K_L + a_0 M + a_1 C \quad (3.47)$$

$$F_{eff} = F_{t+\Delta t} + F_f + M(a_0 u_t + a_2 \dot{u}_t + a_3 \ddot{u}_t) + C[a_1 u_t + a_4 \dot{u}_t + a_5 \ddot{u}_t] \quad (3.48)$$

resulta:

$$\boxed{u_{t+\Delta t} \cdot K_{eff} = F_{eff}} \quad (3.49)$$

em que:

K_{eff} - é a matriz de regidez efectiva

F_{eff} - é o vector de forças efectivo.

Apesar do método de Newmark ser incondicionalmente estável quando se trata de problemas lineares, pode-se no entanto, pôr a dúvida sobre a sua estabilidade na resolução de problemas não lineares, embora as considerações feitas a propósito das forças fictícias levassem a admitir pela estabilidade do método.

No sentido de se compararem resultados foram seguidos outros métodos de resolução do problema, utilizando-se a resolução incremental da equação de movimento, Emori et al [1978], e usando a forma implícita do método de Newmark Beta, em que a aceleração incremental $\{\Delta \ddot{u}\}$ e a velocidade incremental $\{\Delta \dot{u}\}$ podem ser expressas em termos dos deslocamentos incrementais e dos valores da velocidade \dot{u} e da aceleração \ddot{u} no passo anterior:

$$\{\Delta \dot{u}\} = \frac{1}{2\beta \Delta t} \{\Delta u\} - \frac{1}{2\beta} \{\dot{u}\} - \left(\frac{1}{4\beta} - 1\right) \Delta t \cdot \{\ddot{u}\} \quad (3.50)$$

$$\{\Delta \ddot{u}\} = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \{\Delta u\} - \frac{1}{\beta \Delta t} \cdot \{\dot{u}\} - \frac{1}{2\beta} \cdot \{\ddot{u}\} \quad (3.51)$$

onde

Δt - intervalo de tempo

β - constante que indica a variação da aceleração no intervalo de tempo.

Substituindo as equações 3.50 e 3.51, na equação incremental do momento dada por:

$$[M] \cdot \{\Delta \ddot{u}\} + [C] \cdot \{\Delta \dot{u}\} + [K_T] \cdot \{\Delta u\} = -[M] \cdot \{\Delta \ddot{y}\} \quad (3.52)$$

onde:

$[M]$ - matriz de massa

$[C]$ - matriz de amortecimento

$[K_T]$ - matriz de rigidez tangente determinada no fim do último passo.

$\{\Delta \ddot{y}\}$ - vector de aceleração na base

tem-se:

$$[A] \cdot \{\Delta u\} = \{B\} \quad (3.53)$$

ou seja

$$\{\Delta u\} = [A]^{-1} \cdot \{B\} \quad (3.54)$$

onde $\{\Delta u\}$ o vector incremental dos deslocamentos,

$$[A] = [K_T] + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \cdot [M] + \frac{1}{2\beta\Delta t} \cdot [C] \quad (3.55)$$

e,

$$\{B\} = \left\{ \frac{1}{\beta\Delta t} \cdot [M] + \frac{1}{2\beta} [C] \right\} \{\dot{u}\} + \left\{ \frac{1}{2\beta} [M] + \Delta t \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) [C] \right\} \{\ddot{u}\} - [M] \{\Delta \ddot{y}\} \quad (3.56)$$

Na resolução dos problemas usando esta metodologia é recomendado o uso de $\beta=0.25$ e um intervalo de tempo que seja 1/100 do menor período da estrutura.

Para certas estruturas o valor de 1/100 é de difícil aplicação, pelo que se recomenda o uso de menos modos na representação da resposta da estrutura.

3.10 FLUXOGRAMA DO PROGRAMA DESENVOLVIDO

Apresenta-se na Fig. 3.63 o fluxograma do programa desenvolvido, tecendo-se a seu respeito as seguintes considerações:

- Formadas a matriz de rigidez, massa e amortecimento, são inicializadas todas as variáveis e impostas as condições iniciais do movimento, $u = \dot{u} = \ddot{u} = 0$, e formada a matriz de rigidez efectiva, determina-se a sua inversa que permanece inalterável durante todo o processo de integração.
- Entrando-se na integração passo a passo, é determinado o vector de forças exteriores e a partir deste e dos valores obtidos no passo anterior para a força fictícia, deslocamento, velocidade e aceleração, calcula-se o vector de forças efectivo (Exp. 3.48).
- Calcula-se o vector dos deslocamentos e a partir deste faz-se a análise em cada elemento da estrutura (pilares e paredes) do regime em que se encontram (linear ou não linear).
- Caso algum dos elementos tenha entrado em regime não linear, força fictícia diferente de zero, são realizadas as iterações necessárias até que as condições de equilíbrio das forças e da compatibilidade dos deslocamentos sejam satisfeitas. Estas condições podem ser verificadas através da constância da força fictícia ou da satisfação da igualdade da equação do movimento.
- Atingida a convergência faz-se a actualização dos vectores dos deslocamentos, velocidades e acelerações.
- Calcula-se a energia dissipada pela estrutura no passo de integração.
- Escrevem-se os valores que interessa reproduzir na história do comportamento da estrutura (deslocamentos, velocidades, acelerações, distorsões, rotações, curvaturas, forças horizontais ao nível dos pisos, esforços transversos, momentos flectores, ductilidades) e faz-se o acumulativo dos valores de interesse.

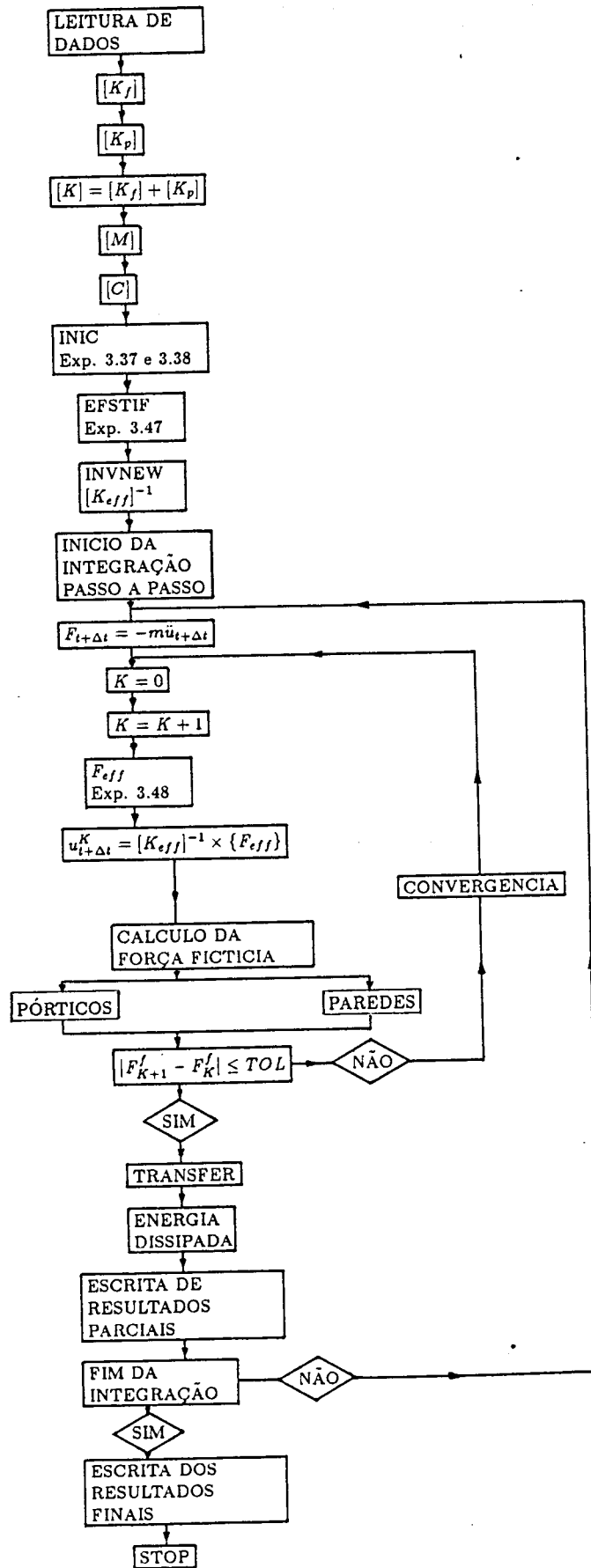


Figura 3.63: Fluxograma do Programa Desenvolvido

- Passa-se ao passo seguinte.

Todos estes resultados são escritos em ficheiros binários, tendo sido desenvolvido um programa de desenho, que lê os valores desses ficheiros e que além de permitir desenhar a evolução de cada uma das variáveis ao longo do tempo, permite o cruzamento de duas quaisquer dessas variáveis. Este programa é iterativo e vai perguntando que desenhos se quer realizar e quais variáveis se quer cruzar.

3.11 CALIBRAÇÃO DOS RESULTADOS

Durante o desenvolvimento do programa, que passou por diversas fases desde o programa estático com imposição de um deslocamento constante até ao programa final, foram efectuados diversos testes que permitiram a aferição das diversas metodologias usadas até à calibração dos resultados obtidos.

Assim começou-se por desenvolver um programa estático com imposição de deslocamentos constantes para uma associação em paralelo de 2 e 3 molas, em que se admitiam diversos diagramas de comportamento para as molas, do tipo representado na Fig. 3.64, tendo-se afinado o programa, de maneira a obter-se os valores correctos que foram calculados de uma forma rigorosa.

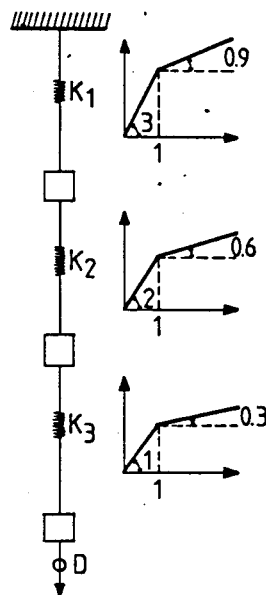


Figura 3.64: Associação de 3 molas em série.

Estes primeiros exemplos permitiram uma compreensão do funcionamento das forças em jogo (internas e externas) e dos deslocamentos (internos e externos) bem como da convergência das forças fictícias.

O passo seguinte foi a introdução de histórias de deslocamentos tendo-se comparado os resultados com outros existentes na literatura.

Em seguida foram introduzidas as molas de flexão, ou sejam as paredes, comprovando-se os resultados a partir da comparação com os obtidos por Popov et al [1972] em ensaios de vigas de betão armado sujeitas à flexão. Para o efeito foram analisadas três vigas, V35, V43 e V46, tendo-se dividido cada uma delas em 7 elementos e sendo a curva base e a história de deslocamentos imposta definida a partir dos valores constantes do referido trabalho. Com o programa desenvolvido foram calculados os diagramas em cada uma das secções e a relação global força-deslocamento na extremidade da viga. Nas Figs. 3.65 a 3.69 apresentam-se os resultados obtidos e os experimentais. Da análise dessas figuras pode-se concluir que o programa desenvolvido representa bem o comportamento dos elementos de betão armado sujeitos à flexão.

Para aferir o programa fizeram-se uma série de testes que passaram pela análise de estabilidade e convergência dos métodos de integração, fazendo variações do passo de integração que serviram por um lado para ter ideia do passo a usar e por outro para analisar a referida estabilidade e convergência. Assim, fizeram-se uma série de cálculos com $\Delta t = 0.01, 0.005, 0.001, 0.0005$ tendo-se constatado que os resultados não divergiam e que pouco diferiam entre si. Por outro lado foram comparados os resultados para vários casos com outro programa desenvolvido no Núcleo de Dinâmica Aplicada do LNEC, Duarte et al [1988a], em que se utiliza outro método de integração e outro tipo de formulação, tendo-se verificado uma boa concordância dos resultados.

Entretanto, como tinha sido implementado um outro programa incremental já referido anteriormente, fez-se a comparação de alguns resultados notando-se, mais uma vez, uma boa concordância.

Para além de todos estes cálculos a série de trabalhos que tem sido efectuados utilizando esta metodologia, Costa et al [1987a], Costa et al [1987b], Duarte et al [1988c] e a boa concordância com outros autores, permite-nos concluir que o programa se pode considerar aferido.

Um problema que surgiu, principalmente para algumas estruturas, é o dos modos superiores que em alguns casos conduz a soluções divergentes. Este problema, que é conhecido, Hilber et al [1977], Hilber et al [1978], Bazzi et al [1982], Desai et al [1987], Hoff et al [1988], pode ser resolvido de várias maneiras: controlo do passo de integração; amortecimento modal nos modos superiores; valores mais elevados dos parâmetros α e δ do método de Newmark.

Nos cálculos efectuados o amortecimento dos modos superiores foi feito numericamente usando-se $\alpha = 0.3086$ e $\delta = 0.6111$, Bazzi et al [1982], Duarte [1983].

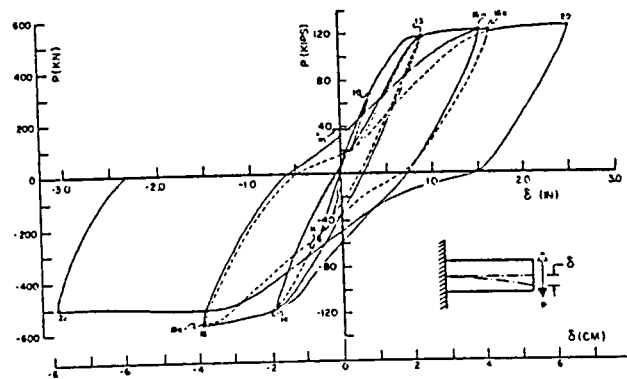
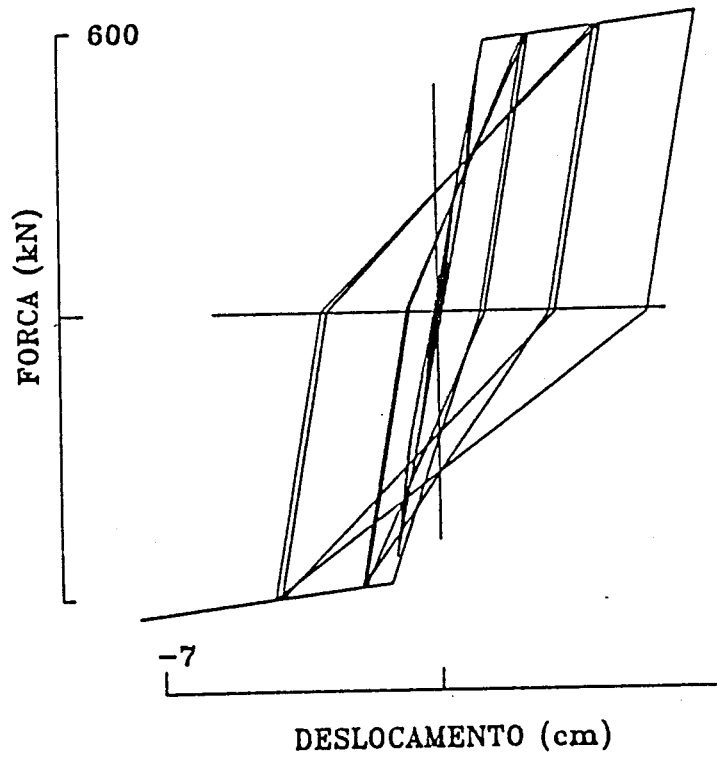


Figura 3.65: Viga V35 - Relações Globais.

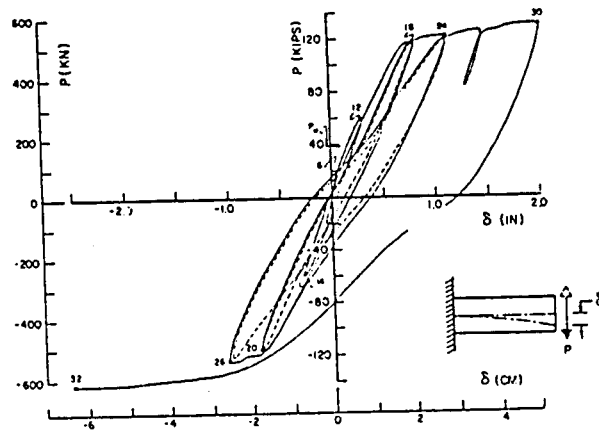
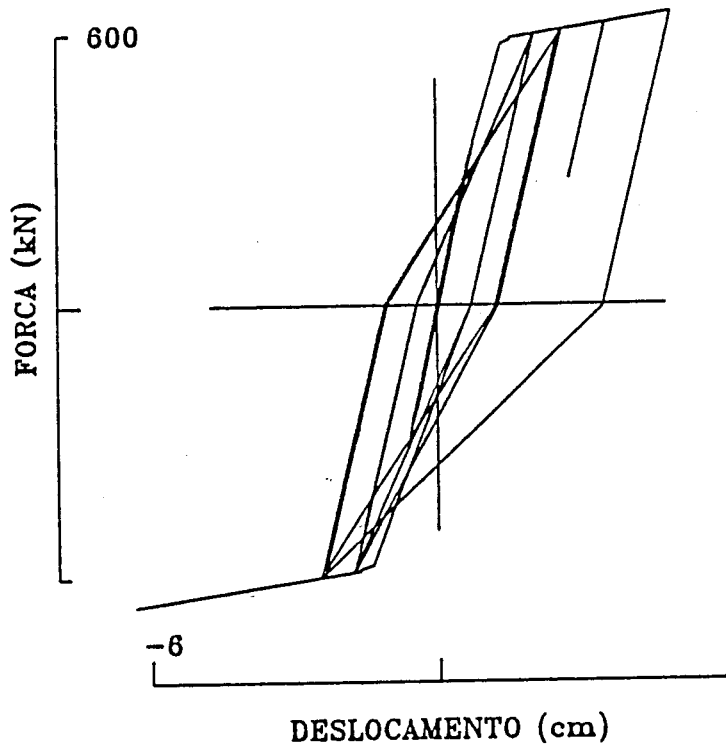


Figura 3.66: Viga V46 - Relações Globais.

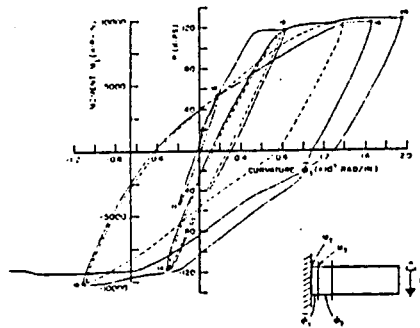
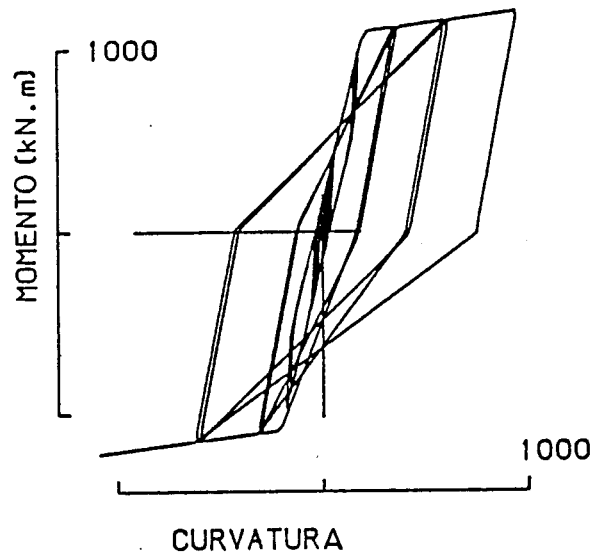


Figura 3.67: Viga V35 - Relações Momentos-Curvaturas.

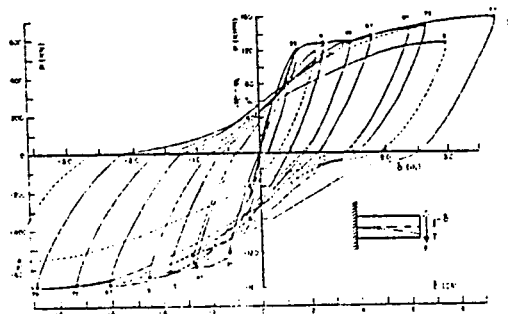
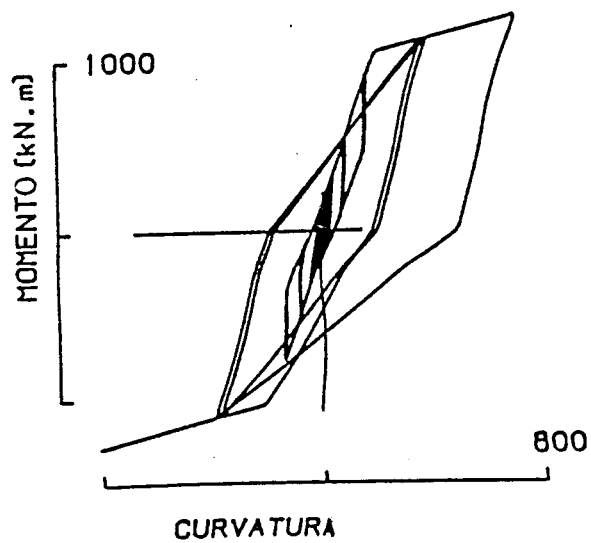


Figura 3.68: Viga V43 - Relações Momentos-Curvaturas.

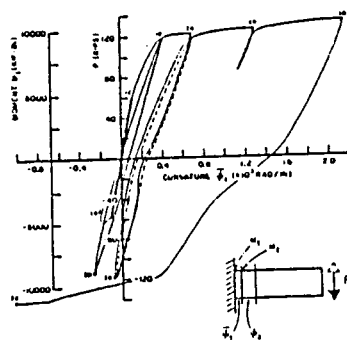
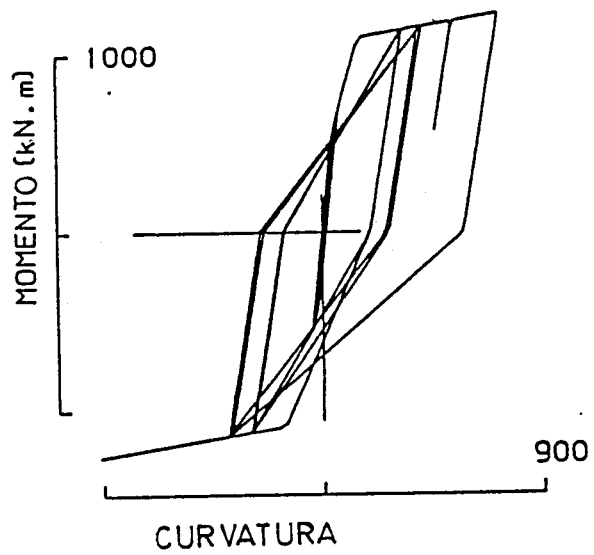


Figura 3:69: Viga V46 - Relações Momentos-Curvaturas.

Capítulo 4

ACÇÃO SÍSMICA

4.1 INTRODUÇÃO

A propagação das ondas sísmicas a partir do ponto onde são geradas até ao local onde por hipótese nos interessa a consideração do movimento vibratório, tem sido objecto de diversos estudos.

O resultado final desta propagação é normalmente traduzido por uma série ou conjuntos de séries no tempo, caracterizando o movimento do solo nesse local, em termos de aceleração, velocidade ou deslocamento.

Existem fundamentalmente duas grandes escolas que tentam representar este movimento. A primeira, desenvolvida essencialmente pelos sismólogos, tenta a partir do conhecimento das características de geração (na fonte) e da propagação das ondas sísmicas na crosta terrestre atravessada, obter por meios determinísticos o movimento local. A segunda, desenvolvida pelos engenheiros estruturais, usa apenas as características dos registos obtidos em situações análogas do ponto de vista da propagação, e gera artificialmente outros registos compatíveis com aquelas características.

No presente trabalho foi adoptada a segunda escola e para o efeito faz-se a caracterização do fenómeno sísmico e dos seus parâmetros principais e refere-se a técnica usada para gerar os acelerogramas artificiais usados.

Estes acelerogramas são necessários quando se pensa em análises não lineares de estruturas, já que os métodos usados na resolução da equação de movimento pressupõem o conhecimento da variação da aceleração ao longo do tempo.

No caso destas séries cronológicas artificiais virem a ser usados no dimensionamento de determinada construção, deverão contemplar a Regulamentação Nacional, que no caso vertente é o RSA [1983].

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO SÍSMICO

Os sismos de maior interesse para a Engenharia Civil são gerados em falhas, sendo o conhecimento dos fenómenos de propagação indispensáveis para determinarmos no local, onde se pretende instalar a construção, a variação no tempo da amplitude e frequência do movimento sísmico. Como a aceleração está intimamente relacionada com o esforço cortante, interessa-nos, normalmente, conhecer a variação da aceleração com o tempo, ou seja, o acelerograma. Como nos estudos não lineares a duração de um sismo é imprescindível para se avaliar o comportamento das estruturas, temos necessidade de conhecer para além da variação da aceleração ao longo do tempo também a sua duração.

A definição de um acelerograma para um determinado local, pressupõe como é obvio, um estudo relacionado com o risco sísmico da área em causa. Para este efeito é necessário fazer um levantamento de todos os sismos ocorridos na zona e das falhas potencialmente activas. Em função da importância da obra esse estudo dará finalmente indicação da aceleração máxima a prever.

É importante o estudo dos sismos ocorridos na zona da construção dado que isso, associado ao conhecimento das falhas aí existentes, poderá permitir ter ideia do tipo de acelerograma a prever para essa zona.

Isto porque, segundo Newmark et al [1971], os sismos podem classificar-se em quatro grandes categorias:

(a) Impulsos de curta duração

São movimentos constituídos praticamente por um só impulso sendo verificados em locais próximos do foco (<30km) e em terreno firme, não havendo portanto lugar a reflexões das ondas. Há uma direcção clara do movimento sísmico, prevalecendo os períodos curtos de vibração. Este tipo de acelerogramas tem uma semelhança muito grande com os acelerogramas produzidos em explosões, o que confirma o carácter de choque deste tipo de sismos. Pertencem a esta categoria os sismos de Agadir em 1960, Skopje em 1963, Parkfiel em 1966 e Pacoima Dam em 1971, Fig. 4.1.

(b) Movimentos extremamente irregulares com uma duração moderada

Estes acelerogramas apresentam variações extremamente irregulares, característicos de distâncias focais moderadas e de terreno firme, sem que se possa apreciar períodos predominantes (espectros de banda larga). São sismos com uma grande estacionaridade, assemelhando-se a ruído branco, têm uma duração maior que o anterior e amplitudes sensivelmente iguais em todas as direcções. A grande maioria das vibrações sísmicas intensas pertencem a este grupo. Um exemplo característico deste tipo de sismos é o de El Centro em 1940, Fig. 4.2.

(c) Movimentos de longa duração com frequências predominantes

Resultam da passagem das vibrações sísmicas irregulares através de estratos de solo

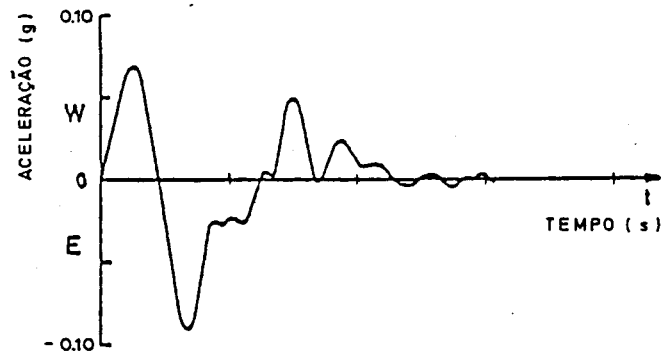
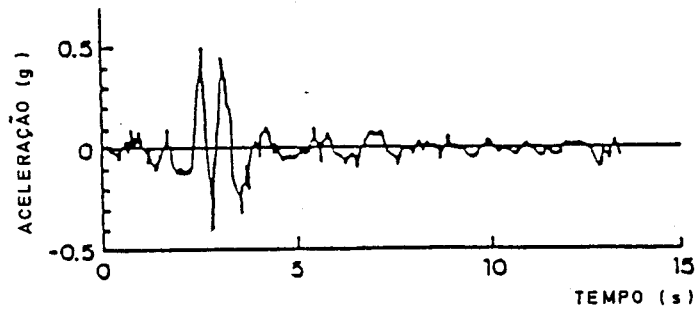


Figura 4.1: Acelerograma da Componente N65E do sismo de Parkfield de 27/6/1966 e da Componente EW do sismo de Port Hueneme de 18/3/1957

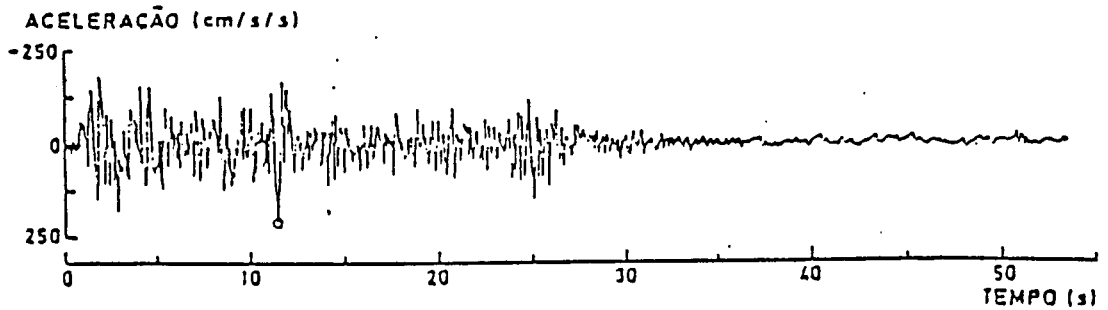


Figura 4.2: Acelerograma da Componente S90W do sismo de El Centro de 18/5/1940

brando, neles originando oscilações em regime quase linear (deformações tangenciais pequenas). Os distintos estratos atravessados pelas ondas originam reflexões sucessivas nas interfaces destas formações. Além disso o solo brando possui um período predominante alto, pelo que podem detectar-se as ondas de baixa frequência.

Estes sismos tem uma grande duração, superior ao anterior e uma frequência predominante. A sua não estacionaridade também é evidente. São exemplo deste tipo o de Gédiz em 1970 e o da cidade do México em 1964, Fig. 4.3.

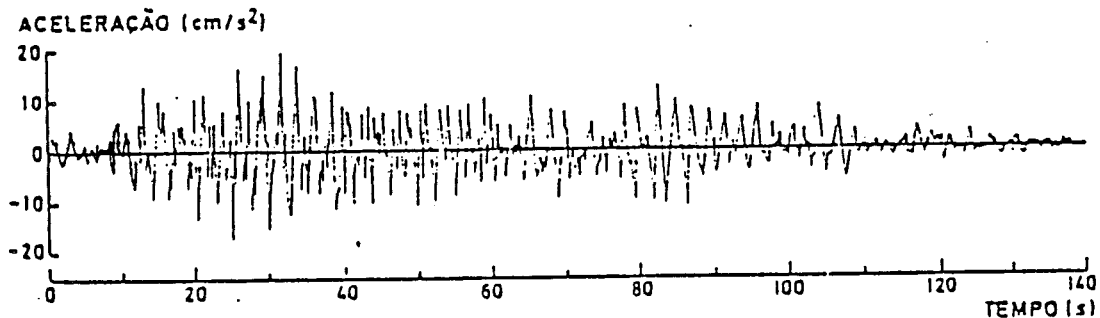


Figura 4.3: Acelerograma da Componente NS do sismo do México de 6/7/1964

(d) Movimentos que produzem deformações permanentes de grande escala no terreno

Estes sismos estão associados a grandes magnitudes que provocam um comportamento claramente não linear do terreno, sendo portanto as deformações tangenciais muito elevadas e produzindo-se assentamentos permanentes e/ou liquefacções dos terrenos dependentes das condições de saturação e de drenagem do solo.

São exemplo deste tipo os sismos do Chile em 1960 e Niigata em 1964, Fig. 4.4.

4.3 PARÂMETROS PRINCIPAIS DO MOVIMENTO SÍSMICO

Embora a única forma de caracterizar de maneira completa o movimento sísmico seja o conhecimento da sua história temporal ou o espectro de Fourier (amplitude e fase), do ponto de vista das aplicações torna-se necessário simplificar a representação. Os parâmetros que podem ser definidos para cada uma das categorias anteriores, de forma progressivamente mais completa, são os seguintes:

- valores máximos da aceleração.
- duração.
- período predominante.
- valores máximos da velocidade e do deslocamento.

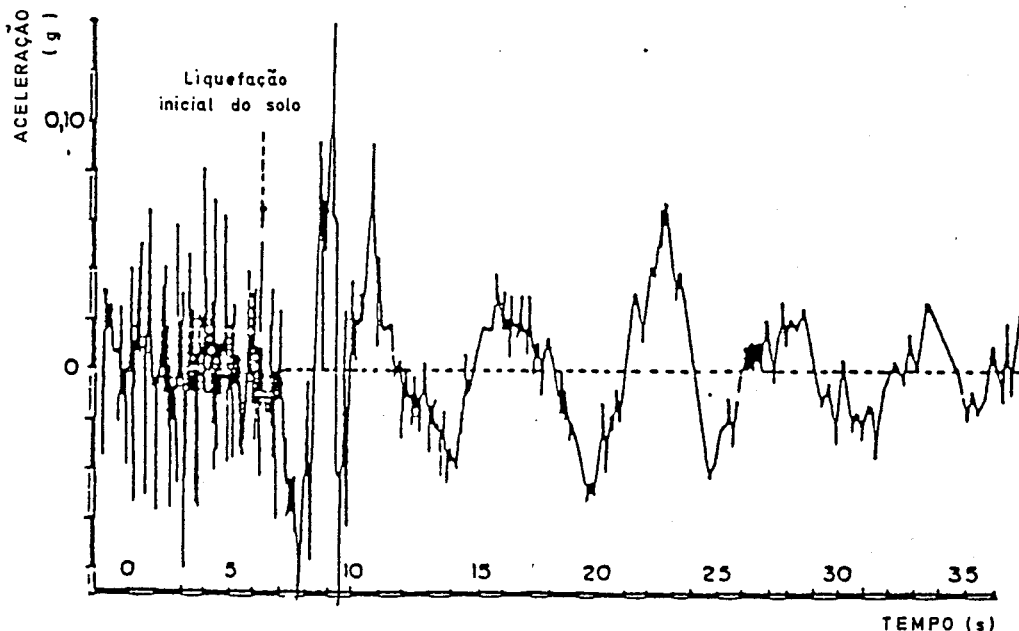


Figura 4.4: Acelerograma do sismo de Niigata de 16/6/1964

- curvas espectrais.

Estes parâmetros são normalmente determinados a partir de correlações empíricas.

4.3.1 Duração

A duração de um sismo tem uma importância capital na análise não linear de estruturas ou solos. Embora esta importância seja reconhecida por diversos autores, não existe ainda uma definição única da duração, admitindo-se geralmente que a duração está relacionada com a magnitude segundo uma relação proporcional.

Dado que os registos não têm um princípio e um fim perfeitamente definidos, é corrente considerar uma amostra significativa. Considera-se para o efeito uma duração que é muitas vezes baseada: 1) na fase mais intensa das vibrações, Housner [1965]; 2) na duração do registo acima de determinado limiar de aceleração, Bolt [1973]; 3) na consideração da diferença de velocidades de propagação das diversas ondas sísmicas, Esteva et al [1964].

É geralmente admitido que a duração aumenta com a magnitude do sismo e para uma dada magnitude que decresce com a diminuição da distância focal e da espessura dos solos.

Para movimentos sísmicos próximos da falha, Housner [1965] propõe a seguinte relação:

$$D = 11.2M - 53 \quad (4.1)$$

sendo D a duração em segundos e M a magnitude, que nos dá, como foi referido, a duração da fase mais intensa do movimento sísmico.

Trifunac et al [1975] relacionam a duração com a fase da máxima energia do movimento, introduzindo o conceito de duração em função do tempo de subida do integral do quadrado

da aceleração, velocidade e deslocamento entre os 5% e os 95% do seu valor máximo (valor da intensidade de Arias, I_a).

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{max}} a^2(t) dt \quad (4.2)$$

Esta determinação é traduzida na Fig. 4.5, através do gráfico de Husid, onde t_{max} representa a duração total do registo. É esta definição que mais se utiliza actualmente. Donovan [1972] utilizou um conceito semelhante a este mas limitando os valores de I_a entre 0 e 90%.

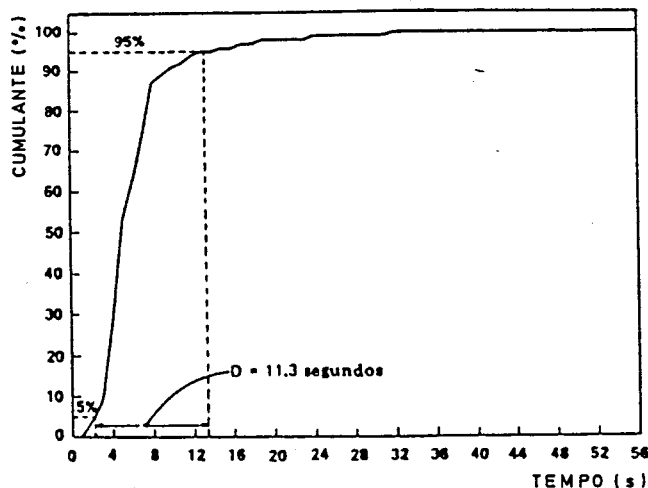


Figura 4.5: Gráfico de Husid, que permite a determinação da duração.

Idriss [1978] introduziu uma fórmula do tipo

$$D = 10^{0.43M-1.83} \quad (4.5 \leq M \leq 7.6) \quad (4.3)$$

válida para terrenos firmes.

4.3.2 Valores de Pico

Os valores de pico do movimento sísmico, normalmente entendidos como os valores máximos das acelerações, das velocidades e dos deslocamentos, dependem das características dos fenómenos de sismogénese, da distância à falha, da natureza das formações rochosas atravessadas pelas ondas sísmicas e das condições geológicas locais. Estes parâmetros são definidos utilizando expressões empíricas, Idriss [1978], do tipo:

$$\ln y = A + f(M) + f'(R) + f''(S) \quad (4.4)$$

$$\ln y = A + f(M) + f'(R)$$

$$\ln y = A + f'(R)$$

onde:

y - representa o valor máximo da aceleração, velocidade e deslocamento do terreno.

A - é uma constante.

M - é a magnitude.

R - é a distância focal.

S - é um parâmetro que representa as condições locais do terreno da construção.

$f(M), f'(R)$ e $f''(S)$ - são funções a adaptar aos dados existentes para o local.

Com estas expressões tenta-se introduzir o efeito da magnitude, da distância focal e as condições geológicas locais, embora estas sejam normalmente descritas por meio de 3 ou 4 termos relativamente vagos, como seja "Rocha", "solo médio" e "solo brando".

4.3.2.1 Aceleração Máxima

Do ponto de vista de Engenharia Civil o parâmetro com mais interesse a considerar é o da aceleração máxima, sendo este o que é tradicionalmente previsto nos códigos internacionais nomeadamente no Português.

Oliveira [1979], utiliza uma fórmula empírica do tipo

$$y = b_1 e^{b_2 M} [f(R)^{-b_3} \xi \Delta \sigma] \quad (4.5)$$

em que:

y - representa os valores de pico da aceleração a , velocidade v , deslocamento d ou espectro de resposta de velocidade máxima (pseudo).

b_1, b_2, b_3 - são constantes a acertar com os dados.

$f(R)$ - é função da distância focal ou da distância significativa.

σ - é uma variável aleatória representando a diminuição de tensão no caso de sismo próximo.

ξ - é uma variável aleatória que depende da dispersão dos dados em torno do ajustamento expresso por (4.5).

explicitando que os dados existentes para o acerto dos parâmetros têm vindo a aumentar nos últimos anos. Depois de tecer várias considerações sobre estes parâmetros e sobre a configuração tectónica do território português no que respeita ao conceito de sismos próximos e sismos afastados, associados como é evidente à duração do sismo, preconiza as seguintes fórmulas de atenuação para o continente

- Sismos ocorridos no mar (sismos afastados).

$$a = 14e^{0.8M}[R^2 + 20^2]^{1/2} \quad \sigma_{\log a} = 0.4 \quad (4.6)$$

- Sismos ocorridos em terra (sismos próximos).

$$a = 1230e^{0.8M}[R + 15]^{-2} \quad \sigma_{\log a} = 0.4 \quad (4.7)$$

em que

a - aceleração máxima em cm/s^2

$\sigma_{\log a}$ - desvio padrão da distribuição lognormal da aceleração.

A verificação da segurança das estruturas é normalmente referida ao quantilho de 95% da distribuição de probabilidades do valor máximo da aceleração num período de referência de 50 anos. O valor deste quantilho, que em média só é excedido, em um de cada vinte períodos de referência, é, por essa razão, muitas vezes designado como sendo o valor correspondente ao período de retorno de 1000 anos.

A zonificação adoptada no RSA foi elaborada a partir de um estudo do risco sísmico realizado para o País, Oliveira [1977], apresentando-se na Fig. 4.6 os valores das acelerações máximas.

4.3.2.2 Velocidade máxima

A velocidade máxima do movimento sísmico é um parâmetro indicativo do comportamento dinâmico das estruturas do tipo intermédio, do mesmo modo que a aceleração máxima é um parâmetro indicativo do comportamento dinâmico das estruturas rígidas e o deslocamento máximo é um parâmetro indicativo do comportamento dinâmico das estruturas flexíveis.

Para a determinação da velocidade as relações empíricas apresentadas por Duarte [1978] foram obtidas através da expressão:

$$V = 34(R + 30)^{-1.7} \exp(M) \quad (4.8)$$

Oliveira [1977] obteve uma carta de risco sísmico para as velocidades máximas para um período de retorno de 1000 anos, que serviu de base para a zonificação adoptada no RSA, Fig. 4.7.

4.3.2.3 Deslocamento máximo

As relações entre o deslocamento máximo com a distância focal e a magnitude são muito escassas na literatura. Duarte [1978] propõe:

$$d = 1.1(M + 30)^{-1.35} \exp(1.25M) \quad (4.9)$$

Trifunac et al [1976] propõem a seguinte lei de atenuação dos deslocamentos máximos:

$$\log_{10} d = M + \log_{10} A_0(R) - \log_{10} d_0(M) \quad (4.10)$$



Figura 4.6: Valores da Aceleração Máxima Prevista para o País.

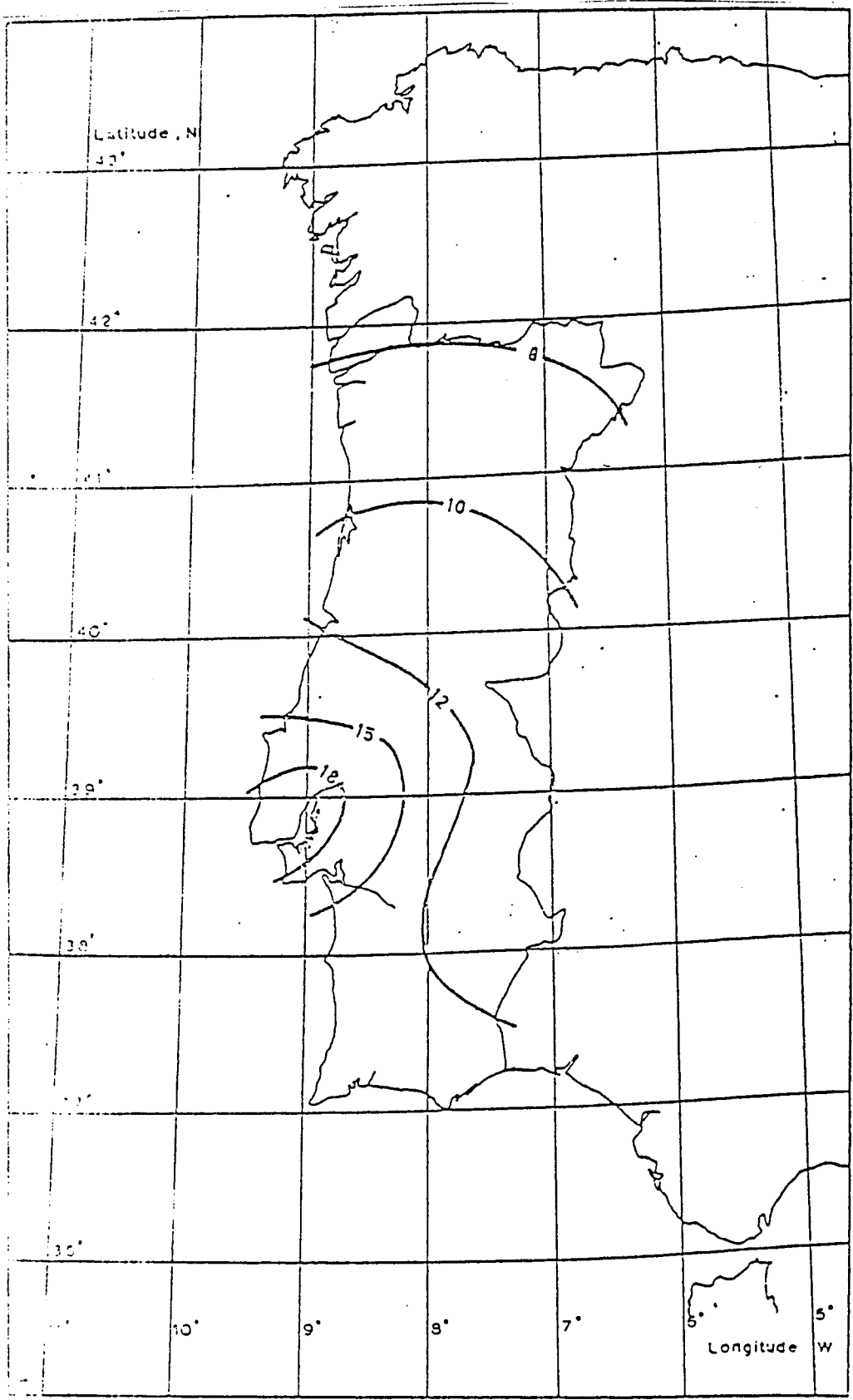


Figura 4.7: Valores da Velocidade Máxima Prevista para o País.

onde A_0 e d_0 são funções específicas do terreno.

Oliveira [1977] obteve uma carta de risco sísmico para os deslocamentos máximos para um período de retorno de 1000 anos, que serviu de base para a zonificação adoptada no RSA, Fig. 4.8.

4.3.3 Período predominante

Na caracterização de um movimento sísmico, através de uma variação das acelerações no tempo, pode-se definir o período predominante como sendo o período para o qual esse movimento sísmico atinge o valor máximo da aceleração. Como com o espectro de resposta se representa a resposta de um oscilador com 1 grau de liberdade em termos de acelerações máximas, numa determinada banda de frequências, é possível a partir da análise desse espectro de resposta tirar o valor do período correspondente ao valor máximo da aceleração.

Admitindo que os movimentos sísmicos constituem realizações de um processo estocástico estacionário, o cálculo do período predominante pode ser obtido pela fórmula de Rice:

$$T = \left[\frac{\int_0^\infty G(f)df}{\int_0^\infty f^2 G(f)df} \right]^{1/2} \quad (4.11)$$

onde $G(f)$ é a função de densidade espectral de potência que mede a contribuição de cada frequência f .

É interessante notar que a relação v_{\max}/a_{\max} pode dar uma ideia mais ou menos exacta do valor do período predominante que podemos esperar em função de um determinado movimento sísmico, já que supondo que o movimento é harmónico, de período T , e que os valores v_{\max} e a_{\max} têm lugar no mesmo ciclo, podemos escrever que:

$$a_{\max} \simeq \omega v_{\max} \quad (4.12)$$

$$a_{\max} \simeq \frac{2\pi}{T} v_{\max} \implies \boxed{T = 2\pi \frac{v_{\max}}{a_{\max}}} \quad (4.13)$$

4.3.4 Curvas espectrais

A análise espectral do movimento sísmico permite-nos passar do domínio do tempo para o domínio da frequência. Neste domínio são normalmente consideradas as seguintes curvas espectrais:

- Espectro de resposta.
- Espectro de potência.
- Espectro de Fourier.

4.3.4.1 Espectros de resposta

O conceito de espectro de resposta introduzido por Housner [1947] foi determinante no desenvolvimento da Engenharia Sísmica. Trata-se de uma técnica que permite calcular as amplitudes



Figura 4.8: Valores dos Deslocamentos Máximos Previstos para o País.

máximas da resposta de uma série de osciladores lineares de um grau de liberdade a uma determinada acção sísmica. A forma de proceder, para calcular o espectro de resposta no caso de uma determinada acção sísmica, consiste em seleccionar estruturas de um grau de liberdade (por exemplo, fazendo variar a rigidez, mantendo constante a massa) de modo que as suas frequências cubram uma banda de frequências entre 0.05 e 25 Hertz e, para cada uma delas, determinar o valor da aceleração máxima. Representando num gráfico a relação entre as frequências e as acelerações máximas obtidas teremos determinado espectro de resposta.

Este procedimento pode ser descrito pela Fig. 4.9.

O espectro de resposta pode ser descrito em termos de valores máximos absolutos de acelerações, velocidades e deslocamentos conforme a resposta do oscilador, ou ainda em termos de valores relativos das mesmas grandezas. Portanto, normalmente, podem-se definir 6 espectros de resposta.

Introduzindo o conceito de pseudo-espectro, que consiste em admitir que a resposta do oscilador linear tem o aspecto de uma sinusóide modulada com frequência igual à frequência própria do oscilador, Duarte [1978], podemos afirmar que:

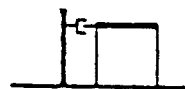
$$E_d(T, \xi) \simeq \frac{T}{2\pi} E_v(T, \xi) \simeq \frac{T^2}{(2\pi)^2} E_a(T, \xi) \quad (4.14)$$

obtendo-se assim 12 pseudo-espectros de resposta. A relação (4.2), permite-nos a representação conjunta das três curvas espectrais de um acelerograma num gráfico trilogarítmico, tal como se indica na Fig. 4.10.

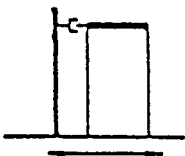
Esta representação é tradicionalmente feita em termos de valores relativos, sendo um destes calculado pela resposta do oscilador de um grau de liberdade (normalmente a velocidade) e os outros dois obtidos a partir desta pela aplicação da expressão (4.14).

Como se observa na Fig. 4.10., quando o período tende para zero a pseudo-aceleração tende para a aceleração máxima do movimento do solo e quando o período tende para infinito o pseudo-deslocamento tende para o deslocamento máximo, podendo passar-se de uns valores para os outros, através de factores de amplificação, como mostra Ravara et al [1984]. Além disso é possível suavizar os efeitos de desenho do espectro de resposta de forma a que este se apresente linear.

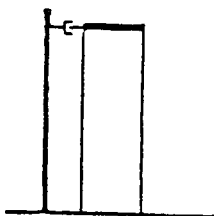
Os espectros de resposta são úteis para o cálculo sísmico de estruturas lineares, como é referido no RSA [1983], dado que há uma relação linear entre forças impostas à estrutura (e portanto resistência da estrutura) e deslocamento relativo da base. É evidente que este modelo não é muito real já que a regulamentação portuguesa em vigor, REBAP [1985], RSA [1983], permite incursões não lineares nas estruturas. De facto a força não poderá aumentar indefinidamente com o deslocamento imposto na base. Verificando-se que, a partir de determinado valor, o material muda de regime (ou por fendilhação do betão ou por cedência das armaduras), tornando-se necessário que a estrutura disponha de ductilidade suficiente para permitir incursões não lineares. A ductilidade constitui portanto uma reserva de resistência da estrutura para cargas superiores às de serviço.



$T = 0.3 \text{ seg.}$
 $\xi = 5\%$
 $a_{\max} = 0.75 \text{ g}$



$T = 0.5 \text{ seg.}$
 $\xi = 5\%$
 $a_{\max} = 1.02 \text{ g}$



$T = 1.0 \text{ seg.}$
 $\xi = 5\%$
 $a_{\max} = 0.48 \text{ g}$

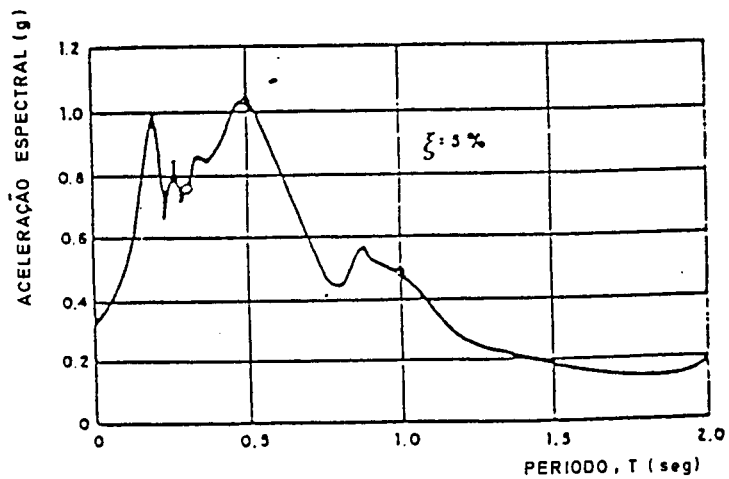
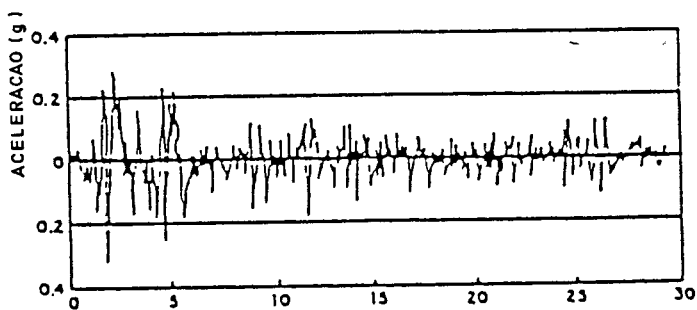


Figura 4.9: Determinação do espectro de resposta de aceleração

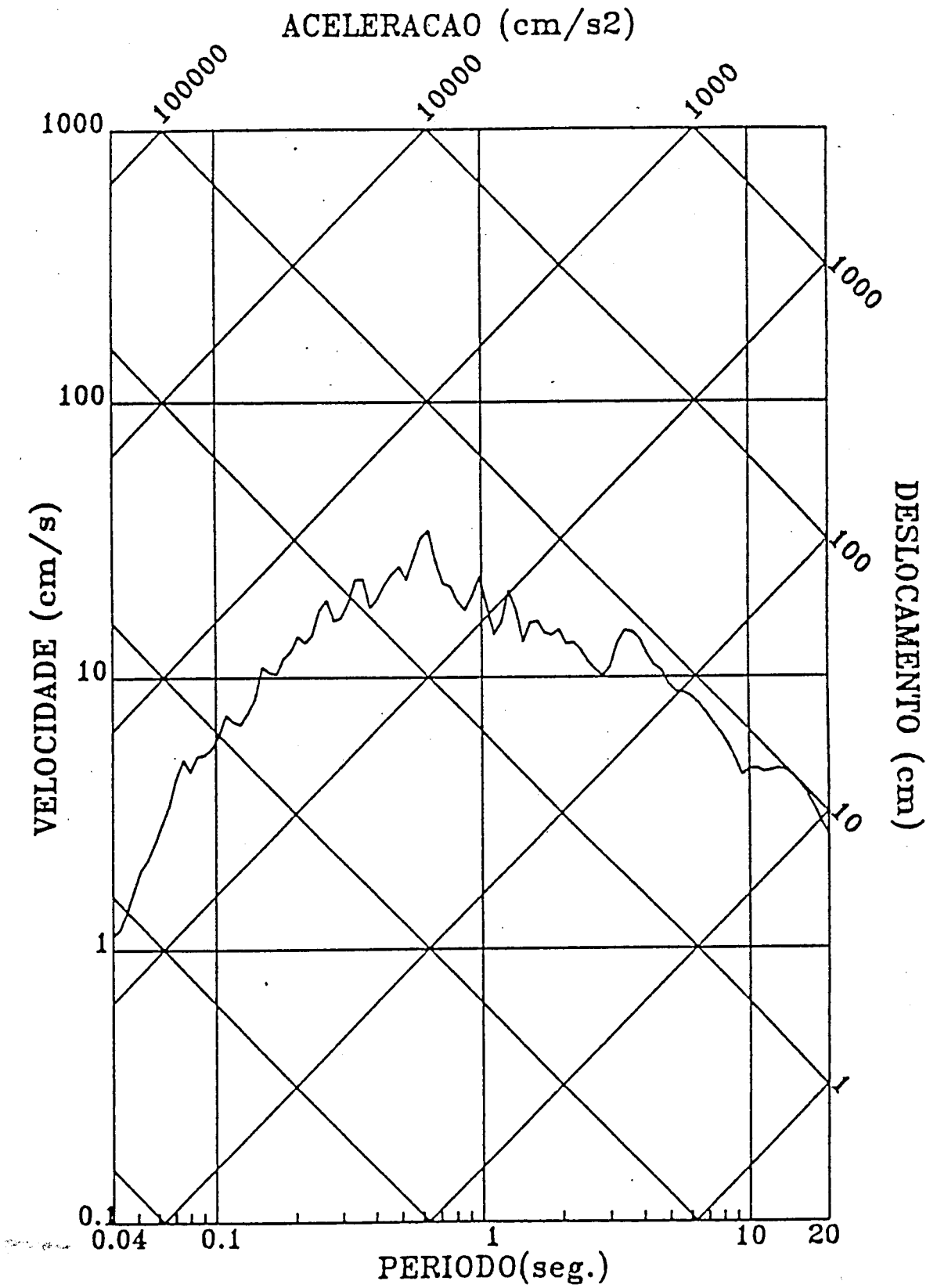


Figura 4.10: Espectro de resposta

4.3.4.2 Espectros de Potência

É costume referir o espectro de potência como uma idealização das acções sísmicas que consiste em assimilar ao movimento do solo uma amostra de certa duração de um processo gaussiano estacionário, Duarte [1978].

A determinação do espectro de potência de um acelerograma pode ser efectuada a partir de fórmulas do tipo Kanai [1957] e Jennings [1963]:

$$S(f) = \frac{aS_0(1 + \frac{f^2}{b^2})}{(1 - \frac{f^2}{c^2})^2 + \frac{f^2}{d^2}} \quad (4.15)$$

em que S_0 é a densidade média correspondente á zona dominante do espectro e a, b, c e d são parâmetros dependentes das condições geológicas do terreno e da natureza do sismo.

Esta lei de variação de $S(f)$ pode apresentar um aspecto do tipo representado na Fig. 4.11, Ravara [1972].

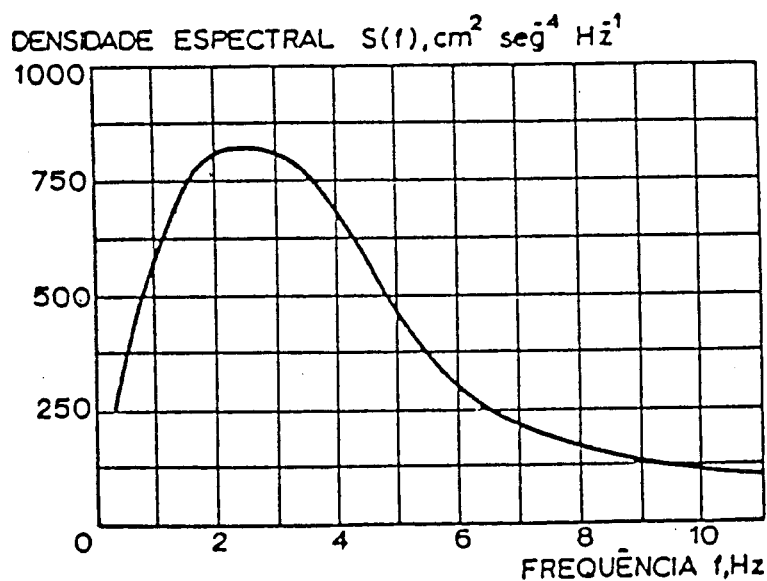


Figura 4.11: Espectro de Potência

4.3.4.3 Espectros de Fourier.

É uma maneira de representar o conteúdo em frequências dos movimentos vibratórios, tais como os devidos aos acelerogramas, representando a medida da energia final de um oscilador em função da frequência. Este espectro pode ser determinado a partir da raiz quadrada de duas vezes a energia total por unidade de massa, Housner [1970], tendo normalmente o aspecto representado no Fig. 4.12.

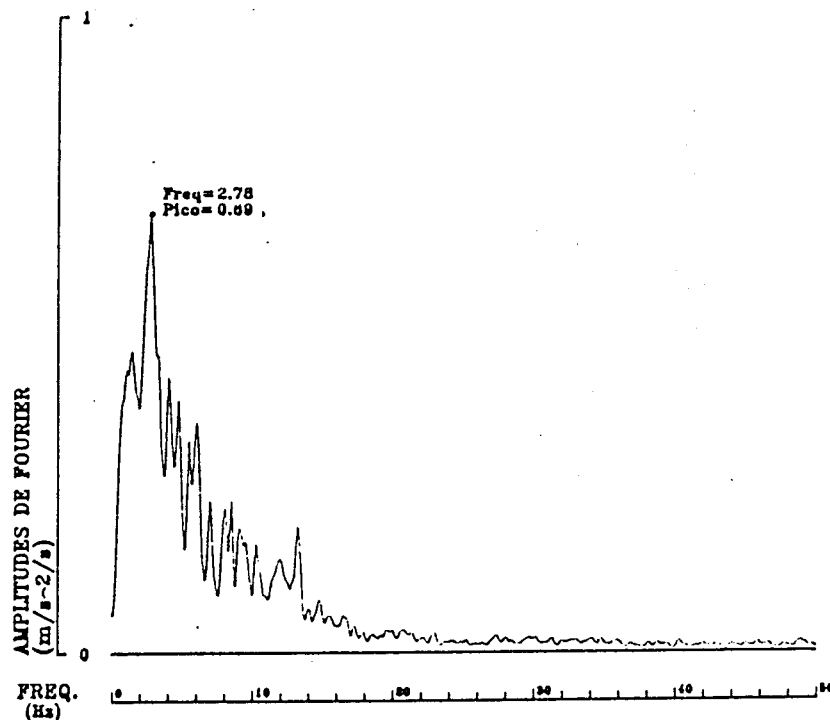


Figura 4.12: Espectro de Fourier

4.4 MÉTODOS DE GERAÇÃO

Existem vários métodos para gerar acelerogramas artificiais, que reproduzem o movimento vibratório previsto para um determinado local, Costa et al [1988c]. A precisão que se consegue nessa geração está dependente, atendendo a tudo que foi referido anteriormente, do grau de conhecimentos dos parâmetros sísmicos do local. É evidente que esta geração, dado o nível de conhecimentos actuais destes parâmetros, terá de partir de muitas simplificações. Para obviar isto tem-se encarado os métodos do tipo probabilístico. Mas, mesmo neste caso, para sismos próximos o grau de incerteza é muito grande.

Estas técnicas que são correntemente usadas, são extremamente úteis, quando se pensa em análise não linear de estruturas sujeitas a acções sísmicas, já que, os métodos de resolução das equações do movimento recorrem a integrações passo a passo em que a solicitação é introduzida através de séries no tempo, tornando-se por isso indispensável o conhecimento da variação da aceleração ao longo do tempo.

Aquando da utilização desses acelerogramas, tem de se ter em atenção que para uma boa caracterização da resposta devem ser usadas várias amostras (≈ 10), para ser possível um melhor controle da resposta, já que, em função da estrutura a analisar (frequência própria) teremos um determinado troço do espectro onde a variação em termos de valores espectrais pode ser muito diferente.

Estes métodos de simulação são normalmente divididos em dois grupos:

- Modelos Deterministas
- Modelos Estocásticos

Os primeiros tomam geralmente como ponto de partida um acelerograma real, ou uma envolvente dum acelerograma real. Gerado o acelerograma e calculado o espectro de resposta respectivo este é comparado com o pretendido (espectro regulamentar definido para o local da construção em função do tipo de terreno, amortecimento e acção sísmica). Em face dessa comparação e utilizando algoritmos numéricos, determina-se um acelerograma que traduza o espectro regulamentar, Costa et al [1988c].

Os segundos tratam os movimentos sísmicos de forma probabilística, como realizações de processos estocásticos não estacionários em amplitude mas estacionários em frequência. Alguns modelos introduzem a não estacionaridade em frequência, por exemplo o modelo de Saragoni et al [1973], Pereira [1974] e Duarte et al [1987].

A descrição de alguns métodos de simulação podem ser encontrados em Costa et al [1988c], onde se referem como modelos deterministas o de Rani e o de Liou e como estocásticos o de Gasparini-Vanmarke e o de Duarte-Costa. Estes 4 modelos foram usados em diversos trabalhos; no sentido de se procurar uma uniformização e a possibilidade de se compararem resultados, usou-se normalmente na maior parte dos trabalhos, o modelo de Duarte-Costa. Para a realização deste trabalho, procurou-se partir de sismos reais registados no País e neste caso os modelos que melhor se adaptam são os deterministas, tendo-se adoptado o modelo de Liou. Este modelo gera acelerogramas compatíveis com determinado espectro de resposta, a partir de acelerogramas conhecidos e baseia-se na técnica representada na Fig. 4.13

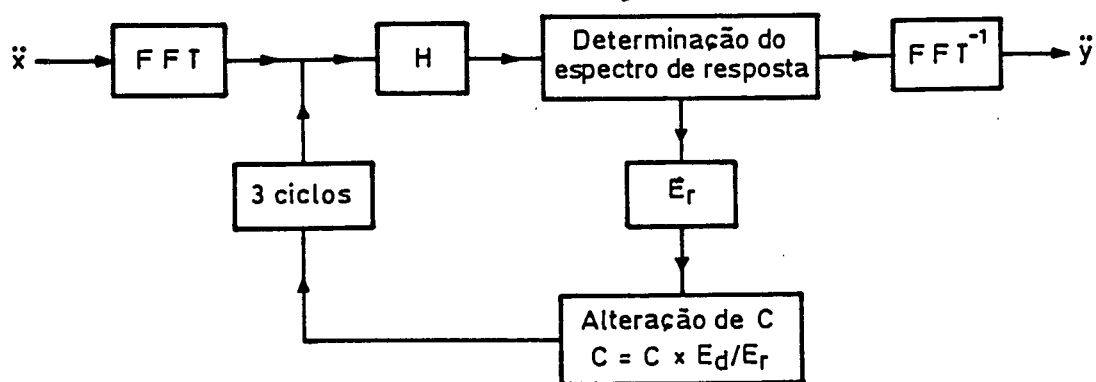


Figura 4.13: Método de Liou

Nesta figura \ddot{x} representa o acelerograma de partida. FFT representa a transformada de Fourier do sinal obtendo-se uma função complexa, no domínio da frequência. H representa a função de transferência da excitação para a resposta e \ddot{y} o acelerograma artificial desejado. Portanto o processo consiste resumidamente no seguinte:

1. Elege-se um determinado acelerograma de partida.
2. Calcula-se a transformada de Fourier desse sinal (passagem do domínio do tempo para o

domínio da frequência)

$$C_i(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x} e^{-i\omega t} dt \quad (\text{IV.16})$$

3. A partir da função complexa, $C(\omega)$, é possível, determinar a resposta de n osciladores de um grau de liberdade. Assim, o valor máximo da resposta no domínio do tempo, para cada oscilador, caracterizado por uma determinada frequência $\bar{\omega}$ e amortecimento ξ , define o espectro de resposta, ou seja

$$E_r(\bar{\omega}, \xi) = \text{Max}_i |F^{-1}(H(\bar{\omega}, \xi)C(\omega))| \quad (\text{IV.17})$$

4. Alteração dos valores da transformada de Fourier, em função da razão entre os valores obtidos no espectro de resposta (E_r) e os valores do espectro de resposta regulamentar (E_d).

$$C_i(\omega) = C_i(\omega) E_d(\bar{\omega}, \xi) / E_r(\bar{\omega}, \xi) \quad (\text{IV.18})$$

Os pontos 3) e 4) são repetidos n iterações, (este número está demonstrado que pode ser tomado igual a 3).

5. Determinação da transformada de Fourier inversa, obtendo-se assim o acelerograma desejado.

$$\ddot{Y} = \int_{-\infty}^{\infty} C(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (\text{IV.19})$$

IV.5 ACÇÃO SÍSMICA USADA

Como foi referido, utilizou-se o modelo de Liou, que gera acelerogramas compatíveis com determinado espectro de resposta, a partir de acelerogramas conhecidos. Os registos obtidos no País e existentes no LNEC, Oliveira [1977], são os seguintes:

- Sismo de 28 de Fevereiro de 1969, com Magnitude local de 8, registado no maciço de amarração norte da Ponte sobre o Tejo, de intensidade VI e com uma distância epicentral de 350 Km. O pico de aceleração foi de 30 cm/s^2 (direcção E-W).
- Sismo de 23 de Novembro de 1973, com Magnitude local de 5, registado no Observatório Príncipe de Mónaco, Horta, Açores, de intensidade VII-VIII e com uma distância epicentral de 20 Km. Usou-se a componente E-W, sendo o pico de aceleração de 212 cm/s^2 .
- Sismo de 1 de Janeiro de 1980, com Magnitude local de 7, registado no Observatório Príncipe de Mónaco, Horta, Açores, de intensidade IV e com uma distância epicentral de 80 Km. Usaram-se as componentes N-S e E-W sendo o pico de aceleração de 50 cm/s^2 e 45 cm/s^2 respectivamente.

A duração é de cerca de 17 segundos para todos os registos. Foi usado o espectro regulamentar, RSA [1983], correspondente à acção sísmica tipo 1, terreno tipo II. Este espectro permitiu aferir um valor da aceleração máxima compatível com a sismicidade prevista para a zona A do País.

Neste estudo foram utilizadas só 4 séries já que se concluiu que os coeficientes de variação da resposta quando se utilizam estas 4 séries eram semelhantes aos que se obtinham quando se utilizavam mais séries.

Apresentam-se nas Figs. 4.14 a 4.17, os acelerogramas e respectivos espectros de resposta obtidos pela aplicação deste método.

Nas Figs. 4.18 e 4.19 apresentam-se os espectros de Fourier dos acelerogramas gerados.

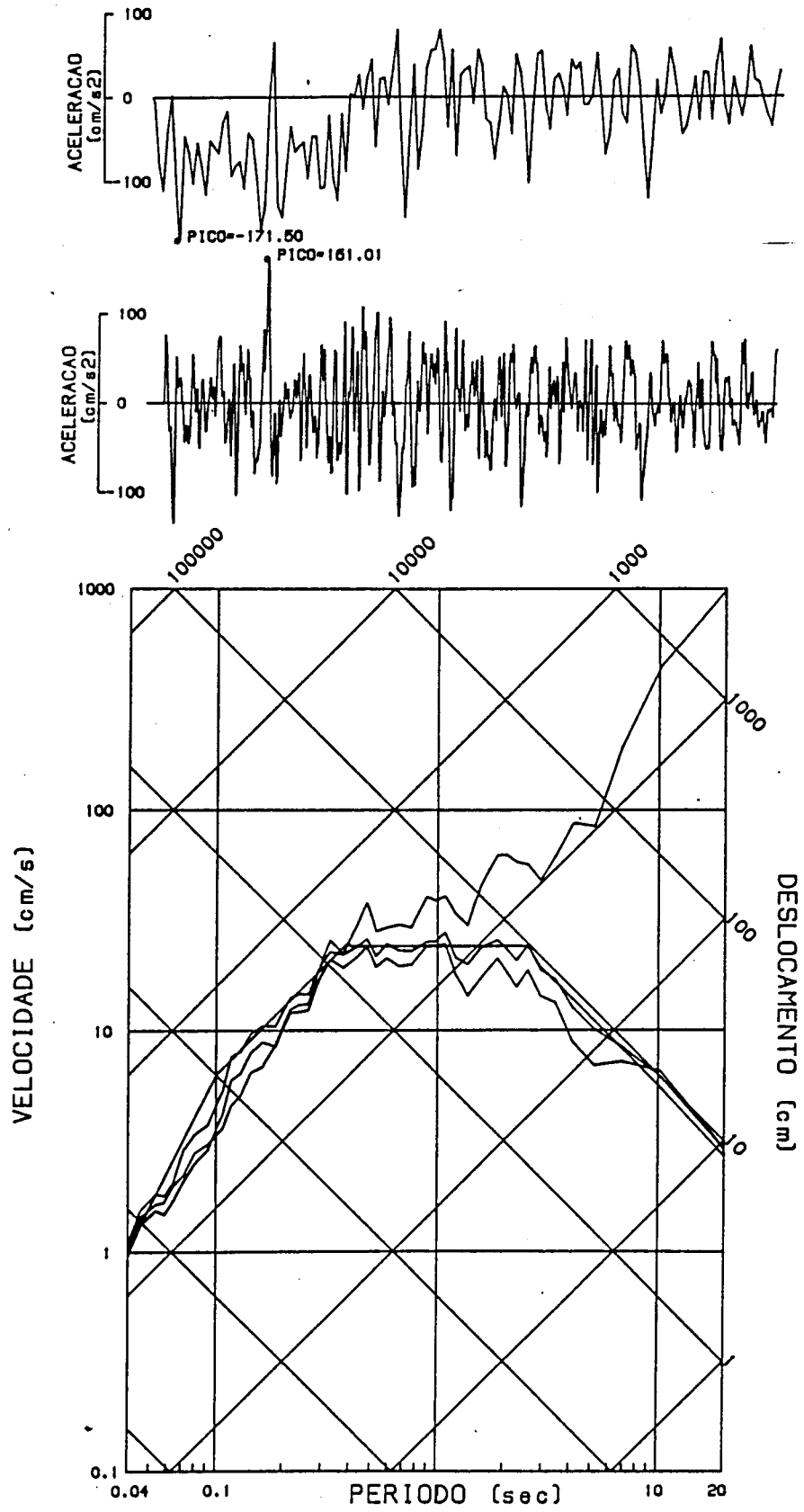


Figura 4.14: Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1969

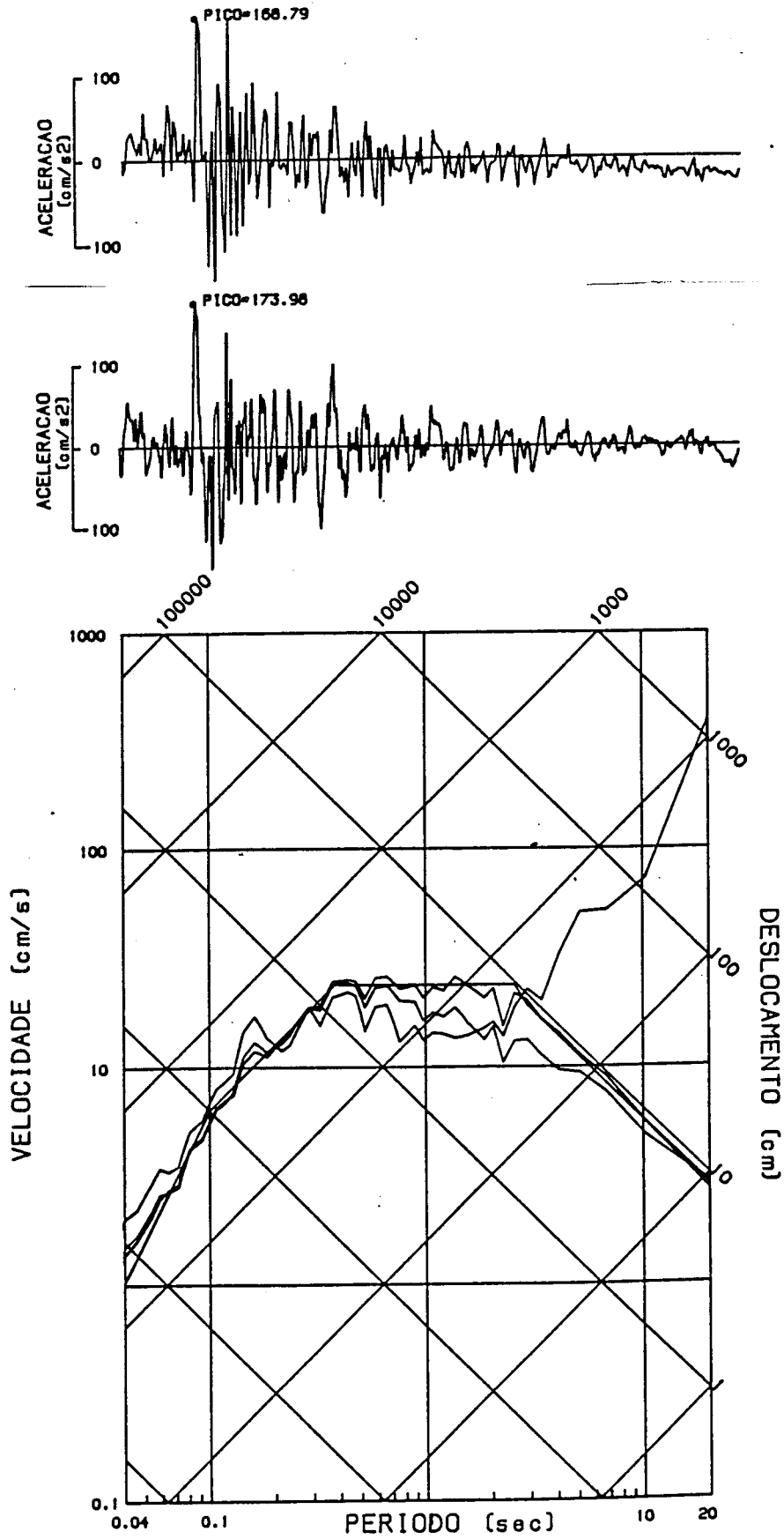


Figura 4.15: Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1973

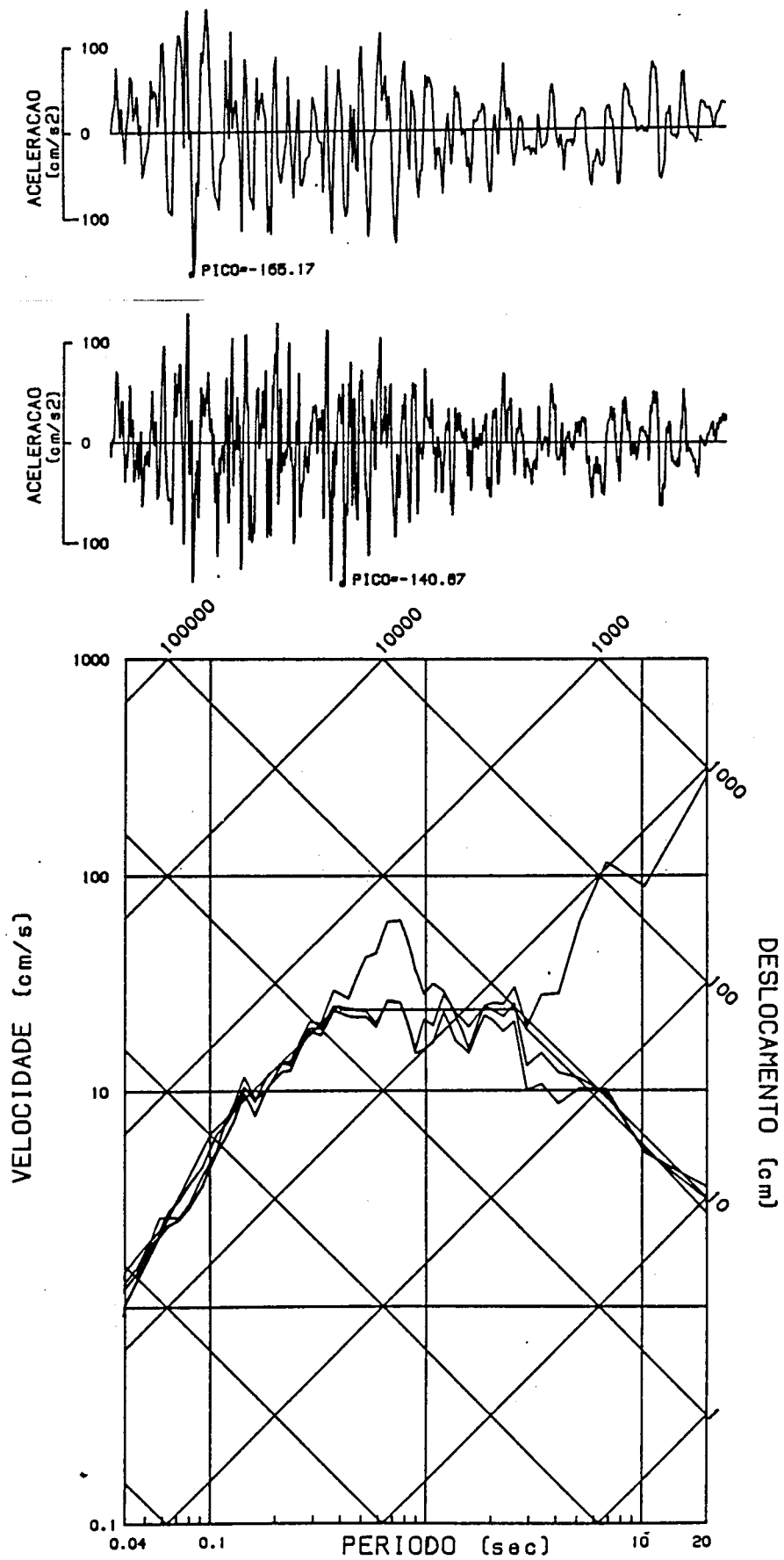


Figura 4.16: Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1980-NS

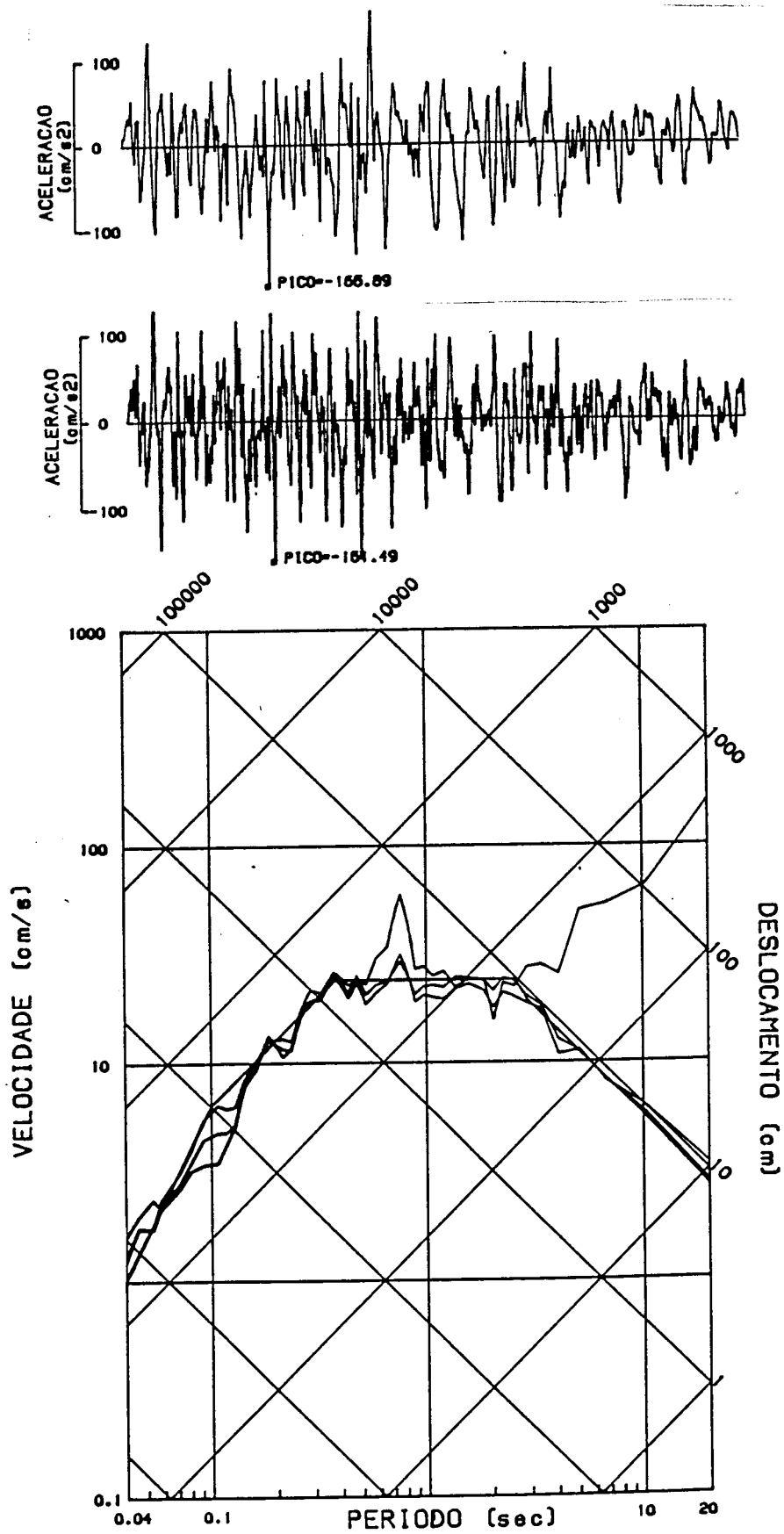
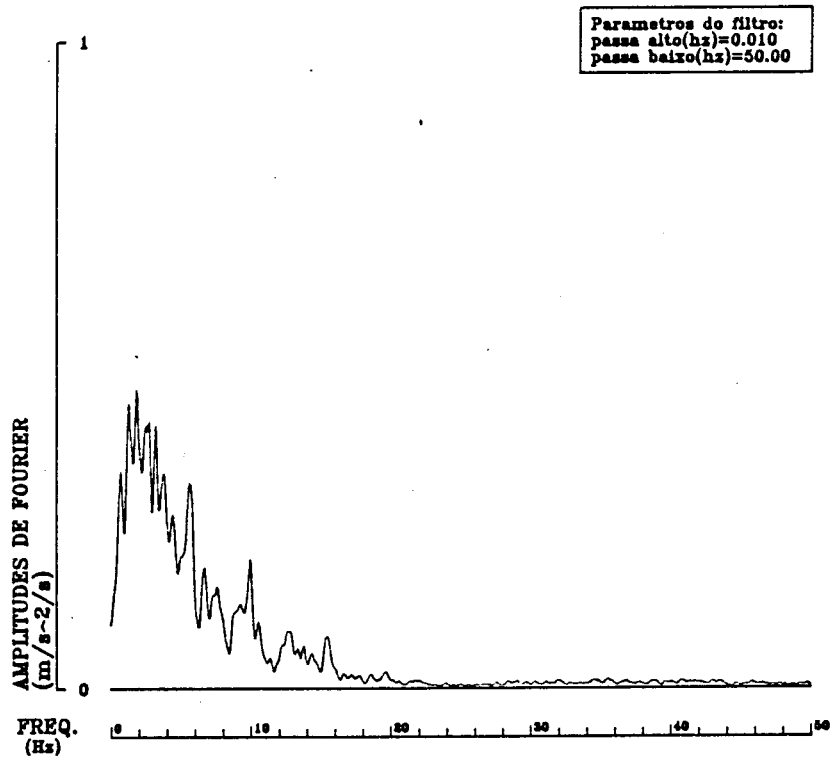
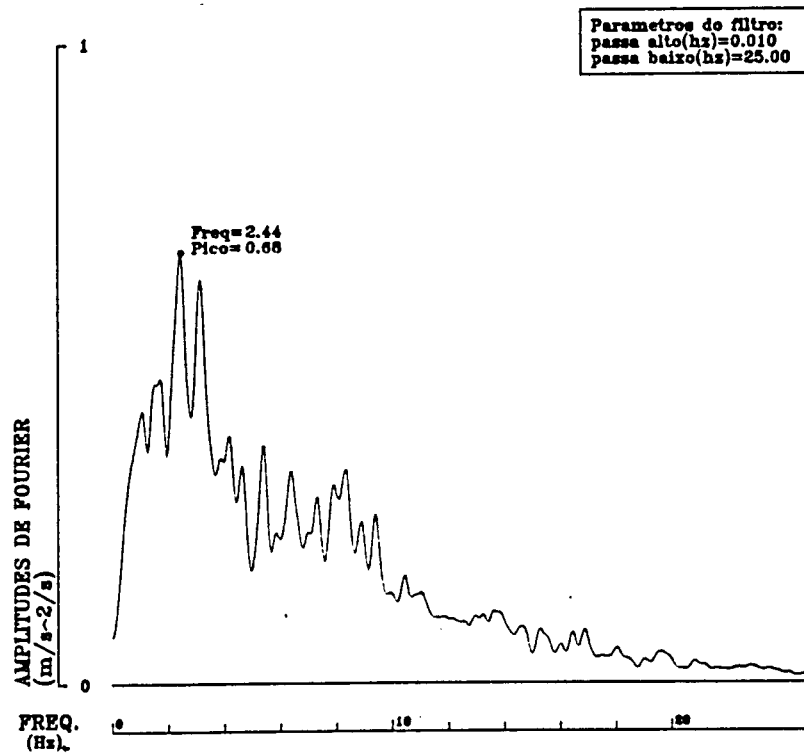


Figura 4.17: Acelerograma e espectro de resposta obtido do sismo de 1980-EW

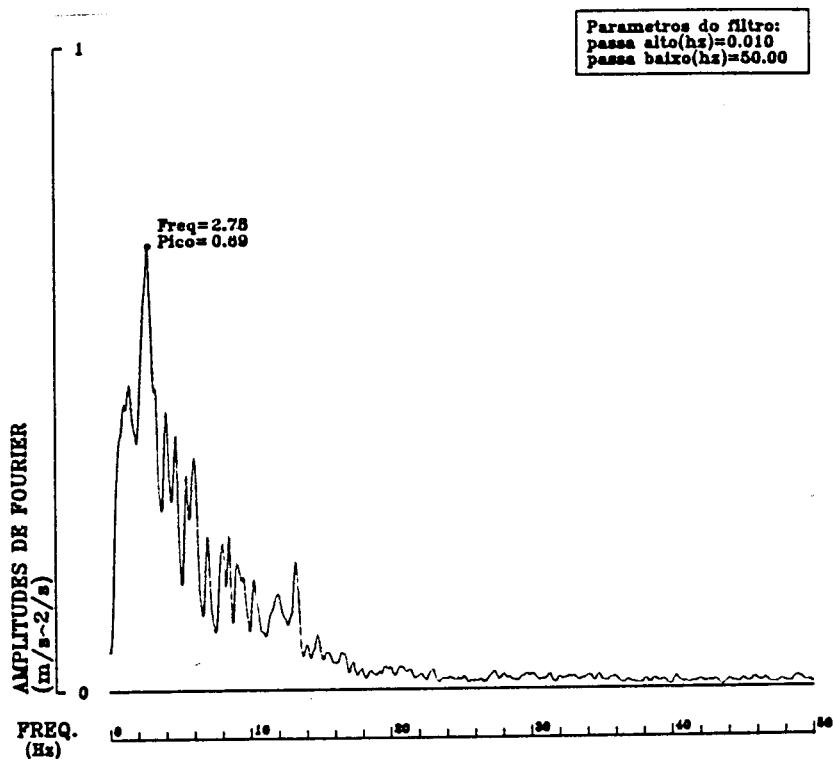


SISMO DE 1973 - COMP. EW - AS1 - TER. TIPO II

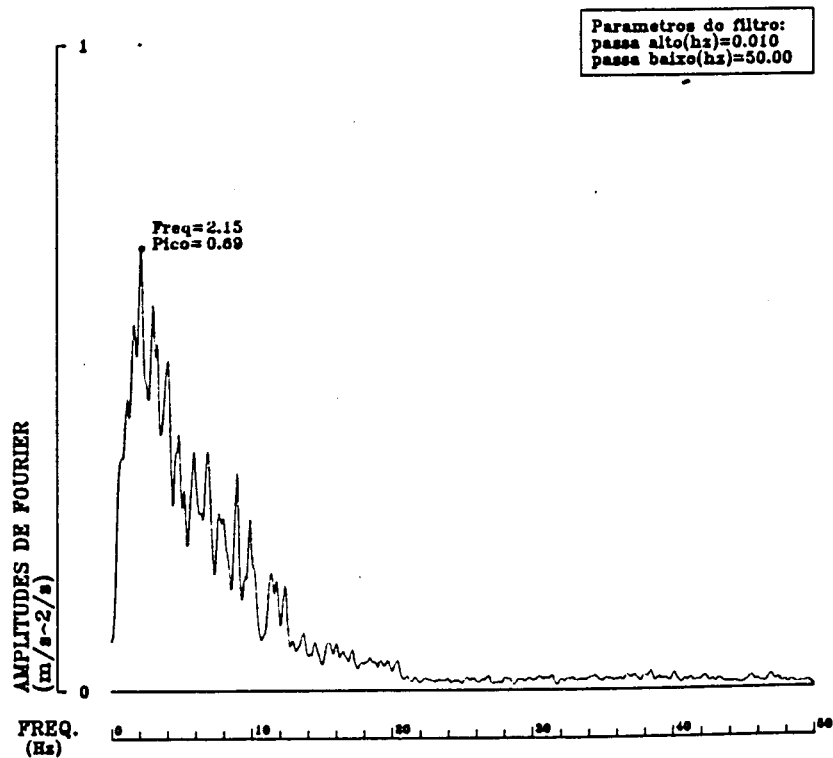


SISMO DE 1969

Figura 4.18: Espectros de Fourier dos acelerogramas obtidos dos sismos de 1969 e 1973



SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 - TER. TIPO II



SISMO DE 1980 - COMP. 3 - AS1 - TER. TIPO II

Figura 4.19: Espectros de Fourier do acelerograma obtido do sismo de 1980

Capítulo 5

QUANTIFICAÇÃO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

5.1 SEGURANÇA ESTRUTURAL

5.1.1 Introdução

A noção de segurança estrutural está intrinsecamente relacionada com os progressos realizados na definição da natureza dos objectivos a atingir no projecto de estruturas.

Neste contexto, tem-se reduzido a segurança e a economia, que durante muito tempo foram considerados como termos antagónicos, a um denominador comum - a eficiência económica, Mascarenhas [1980]. Assim, durante o período de vida de uma estrutura, esta pode com certas probabilidades atingir estados desfavoráveis do ponto de vista da sua utilização com consequentes perdas económicas. Para este efeito considera-se que as propriedades dos materiais que integram a estrutura e a acção que a actua, podem ser definidas através de distribuições estatísticas.

A segurança estrutural está relacionada, portanto, com três entidades, as acções, as resistências e a probabilidade de ruína (traduzindo esta a economia), estando estas interligadas e interdependentes quando se tenta fazer a verificação da segurança de uma determinada estrutura. Para este efeito, coloca-se o problema do projecto estrutural e associado a este o processo de dimensionamento. Assim, quanto ao projecto estrutural tem-se a selecção da forma estrutural que melhor optimiza a solução estrutural. Esta definida, entra o processo de dimensionamento que é normalmente um processo indirecto. Isto porque, o processo de dimensionamento é dependente das duas entidades, acções e resistências. E se neste processo é possível trabalhar de um dos lados que se selecciona, quer seja do lado das acções, traduzindo as resistências em acções resistentes, quer do lado das resistências, traduzindo as acções em efeito de acções. Definido o lado, por exemplo do lado das resistências fazendo-se a verificação da segurança em termos de esforços (que é o caso mais corrente nos edifícios), quantifica-se a acção e com esta definida, transforma-se esta acção em efeito de acção. Para se poder efectuar esta transformação tem de

se partir de determinadas hipóteses: conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas dos elementos que compõem a estrutura e comportamento desses materiais. Isto pode ser feito através da função de vulnerabilidade, que é uma aplicação cujo domínio é o conjunto formado pelos valores que podem assumir os parâmetros que caracterizam a acção sísmica (aceleração máxima) e pelos valores dos parâmetros característicos das diferentes soluções estruturais e cujo contradomínio são os valores das variáveis de controlo da estrutura (esforços máximos, ductilidades máximas e deslocamentos máximos entre pisos). Podendo passar-se à verificação da segurança que pode ser efectuada a três níveis.

Em Engenharia Sísmica este processo obriga ao desenvolvimento de metodologias específicas, já que o comportamento é normalmente não linear e a acção sísmica é extremamente aleatória.

Sendo a função de vulnerabilidade não linear, torna-se imperioso definir metodologias que permitam o cálculo das estruturas ao nível 1 (que é o previsto no RSA) calibrando-se os valores, a usar nessas metodologias, ao nível 3.

A metodologia que tem sido usada e que é prevista na Regulamentação Nacional, é o cálculo dinâmico ou estático linear dos edifícios, corrigindo os valores obtidos nessas análises, através dos denominados coeficientes de comportamento, pretendendo com eles "corrigir os efeitos da acção dos sismos obtidos por uma análise linear de modo a transformá-los nos valores que se obteriam por uma análise não linear", REBAP [1985].

A este respeito convém desde já clarificar o conceito de coeficiente de comportamento e de coeficiente de ductilidade, Duarte et al [1989b]. Um coeficiente de comportamento é um coeficiente, de natureza essencialmente física, que no âmbito de um processo de verificação da segurança, permite corrigir os valores obtidos numa análise linear, transformando-os nos valores que se obteriam numa análise não-linear; note-se que portanto os valores dos coeficientes de comportamento dependem, entre outros factores, da intensidade a considerar para a acção dos sismos. Por outro lado, um coeficiente de ductilidade é um coeficiente de natureza essencialmente estratégica, que no âmbito de um processo de dimensionamento, permite reduzir os esforços de cálculo dos elementos estruturais em previsão dos efeitos do comportamento não-linear da estrutura, Fig. 5.1.

Chamando F_L e F_{NL} aos valores das forças generalizadas máximas que se obteriam numa análise linear e não linear respectivamente e D_L e D_{NL} aos deslocamentos generalizados correspondentes; F_y e D_y aos valores da força e deslocamentos generalizados correspondentes à mudança de regime. Pode-se definir:

$$\nu_F - \text{Coeficiente de comportamento em força} = \frac{F_L}{F_{NL}}$$

$$\nu_D - \text{Coeficiente de comportamento em deslocamentos} = \frac{D_L}{D_{NL}}$$

$$\eta - \text{Coeficiente de ductilidade em força} = \frac{F_L}{F_y}$$

$$\mu_e - \text{Ductilidade Exigida} = \frac{D_{NL}}{D_y}$$

Esta clarificação de terminologia torna-se importante, já que se confunde muitas vezes alguns dos termos referidos. Assim, o RSA na sua definição de coeficiente de comportamento, quer em

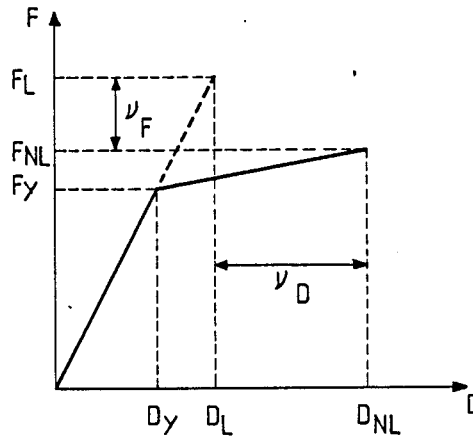


Figura 5.1: Definição esquemática de termos a usar.

esforços, quer em deformações, tem implícito um modelo de comportamento elasto-perfeitamente plástico, Fig. 5.2, que nunca é referido.

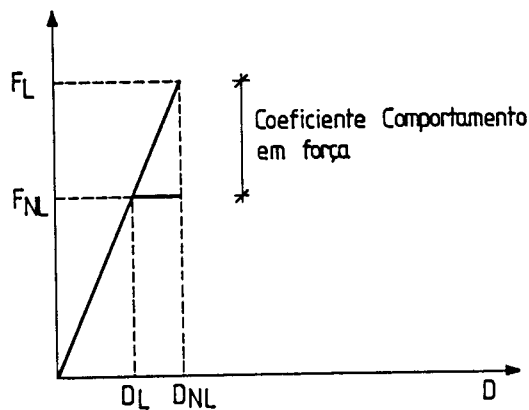


Figura 5.2: Modelo de Comportamento Previsto no RSA.

Esta indefinição levanta algumas dúvidas de interpretação. Neste sentido, parece lógico usar o coeficiente de comportamento em força como divisor da acção, já que esta reflecte o valor do efeito da acção.

No caso da Engenharia Sísmica em que interessa fazer uma verificação da segurança através das ductilidades, poçe-se usar o RSA, desde que se atenda à limitação do modelo de comportamento que está subjacente e se considere o coeficiente de comportamento dos deslocamentos unitário.

As análises dinâmicas não lineares efectuadas, prevêm um modelo de comportamento que nada tem a ver com o elasto-perfeitamente plástico, conforme se referiu no Capítulo 3. Portanto,

é necessário definir uma metodologia para o cálculo dos coeficientes de comportamento, que atenda ao modelo usado e à segurança estrutural. Apresenta-se neste capítulo uma metodologia para o cálculo de coeficientes de comportamento de estruturas, a serem usadas na verificação da segurança em relação à acção dos sismos. Estes coeficientes são definidos em relação a métodos de dimensionamento específicos e quantificados com base no valor da probabilidade de ruína que se pretende atingir.

5.1.2 Análise Linear

O conceito fundamental de segurança estrutural pode ser formulado do seguinte modo, Borges et al [1971]. Considere-se a população das estruturas carregada através de um dado sistema de forças. A intensidade das forças, S , é medida através da variável x . Por outro lado, a rotura ocorre quando a variável x atinge o valor R . Então a condição de não rotura é

$$S < R \quad (5.1)$$

As quantidades S e R são aleatórias e as funções de distribuição F_S e F_R podem ser definidas como segue:

$$F_S(x) = P(S < x) \quad (5.2)$$

$$F_R(x) = P(R < x)$$

e portanto

$$P(S \geq x) = 1 - F_S(x) \quad (5.3)$$

A estas funções de distribuição correspondem as funções de densidade de probabilidade $f_S(x) = \dot{F}_S(x)$ e $f_R(x) = \dot{F}_R(x)$.

Admitindo que as funções de distribuição F_S e F_R são independentes, a probabilidade de ruína de uma estrutura é dada por:

$$P_r = P(S > R) = \int_0^{\infty} F_R(x) \cdot f_S(x) dx \quad (5.4)$$

ou de uma forma idêntica por:

$$P_r = P(S > R) = \int_0^{\infty} (1 - F_S(x)) \cdot f_R(x) dx \quad (5.5)$$

Se as distribuições $F_R(x)$ e $F_S(x)$ são conhecidas, a probabilidade de ruína pode ser calculada a partir dos parâmetros que definem essas distribuições.

O cálculo da probabilidade de ruína, baseia-se neste caso no esquema apresentado na Fig. 5.3, em que as acções são transformadas em efeitos de acções através de uma função de vulnerabilidade linear, calculando-se a função de autoconvolução das duas distribuições (neste caso no espaço dos esforços) teremos a probabilidade de ruína.

A distância entre as duas funções é contabilizada, recorrendo-se aos denominados factores de segurança, que são geralmente definidos do seguinte modo:

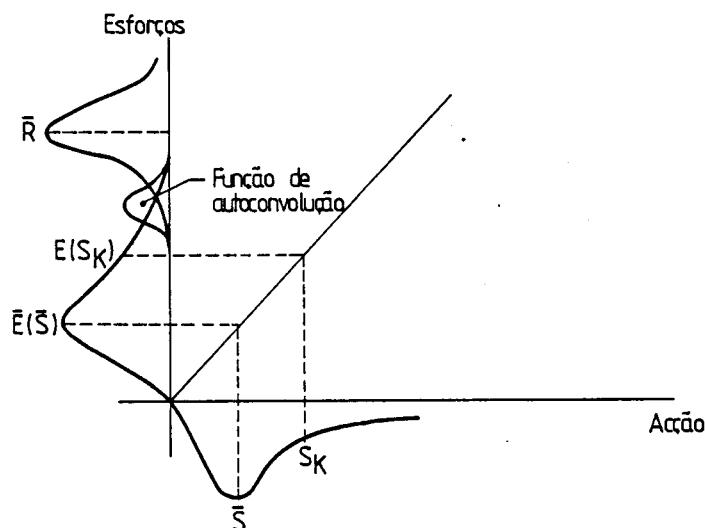


Figura 5.3: Cálculo da Probabilidade de Ruína

- γ_0 - factor de segurança central, que relaciona os valores médios das duas distribuições $F_R(x)$ e $F_S(x)$.
- γ_K - factor de segurança característico, que relaciona os valores característicos das distribuições $F_R(x)$ e $F_S(x)$. Sendo o valor característico aquele que só em 5% dos casos poderá ser obtido.
- γ^* - factor de segurança de projecto que relaciona o valor característico da função de distribuição $F_S(x)$ com o valor de projecto de $F_R(x)$, sendo este valor de projecto o valor correspondente aquele que só em 0.5% dos casos não é obtido.

A exemplificação destes 3 factores é mostrada na Fig. 5.4.

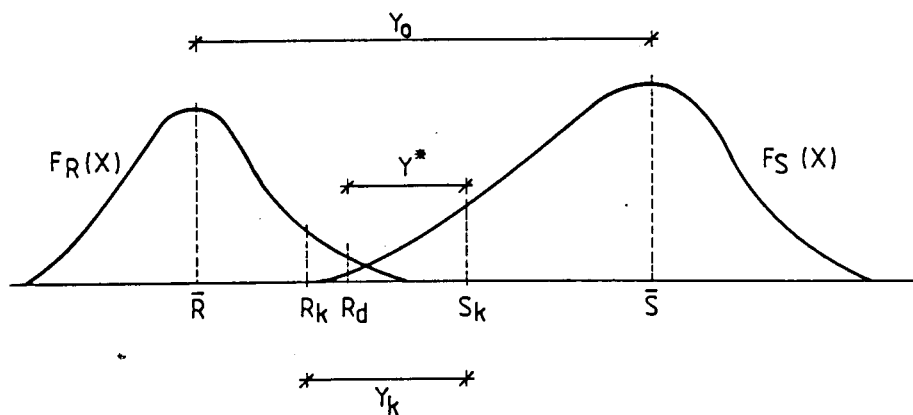


Figura 5.4: Exemplificação dos Coeficientes de Segurança

É possível relacionar estes factores com as probabilidades de ruína, dependendo estas relações dos tipos e dos coeficientes de variação (ou desvios padrões) das distribuições de resistência e das acções.

No cálculo destas relações admitiu-se o seguinte tipo de distribuições:

- Acções - distribuição de extremos tipo I, com coeficientes de variação a variar entre 0.1 e 0.6 com incrementos de 0.1.
- Resistências - distribuição normal, com coeficientes de variação a variar entre 0.05 e 0.25 com incrementos de 0.05.

Na Fig. 5.5 apresenta-se a variação de γ^* com a probabilidade de ruína. Gráficos do mesmo tipo podem ser obtidos para γ_0 e γ_K para estas e outras distribuições, Borges et al [1985].

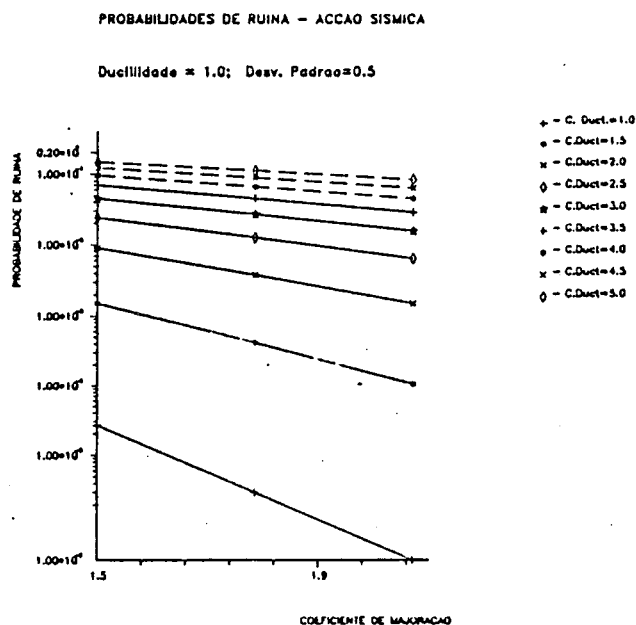


Figura 5.5: Variação de γ^* com a Probabilidade de Ruína

A interpretação das relações entre os factores de segurança e as probabilidades de ruína, conduzem à adopção de determinados valores dos coeficientes de segurança para uma probabilidade de ruína, que normalmente é tomada igual a 10^{-5} .

O valor do coeficiente de segurança que normalmente é considerado é $\gamma^* = 1.5$ já que este coeficiente é o que apresenta menor dispersão em torno do valor da probabilidade $P_r = 10^{-5}$, Borges et al [1985].

Como já vimos, em Engenharia Sísmica, a função de vulnerabilidade é não linear e portanto a transformação da acção em efeito de acção, terá agora de ser feita através desta função não linear, Fig. 5.6, sendo a metodologia de cálculo muito semelhante à anterior.

Mas quando se tenta ajustar esta metodologia à regulamentação nacional no sentido de se poderem efectuar análises lineares (usando coeficientes de comportamento apropriados), tem-se

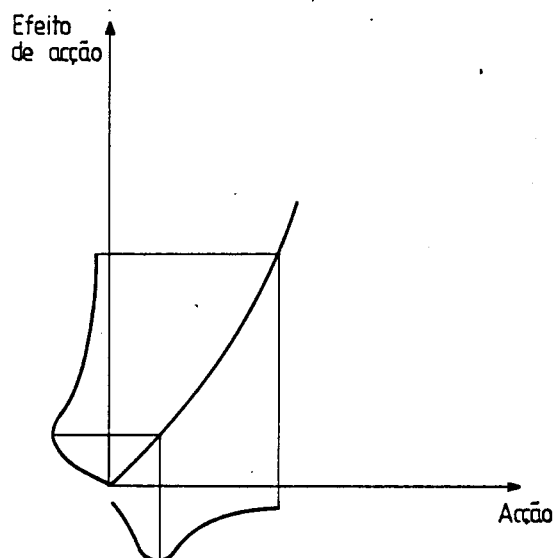


Figura 5.6: Transformação da Acção em Efeito de Acção

necessidade de mudar esta formulação, ajustando-a aos cálculos que correntemente se fazem numa análise dinâmica linear dum edifício.

5.2 CÁLCULO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

5.2.1 Introdução

Um dos aspectos mais singulares da Engenharia Sísmica é o facto de as características de rigidez (elástica e pós-elástica) da estrutura influenciarem muito significativamente a severidade dos efeitos das acções sísmicas. Em consequência, quando se considera o seu processo de dimensionamento a interdependência entre características da estrutura e da acção sísmica deve ser tida em conta explicitamente. Torna-se assim conveniente que o processo de dimensionamento seja identificado como uma das variáveis a considerar na análise. Com efeito, só é possível definir, e consequentemente quantificar, coeficientes de comportamento, desde que a “distribuição das resistências” pela estrutura esteja claramente fixada.

Por outro lado, a extrema complexidade dos comportamentos estruturais para um sismo intenso faz com que o recurso a modelos simplificados seja inevitável; é então necessário estabelecer cuidadosamente a admissibilidade dos erros provenientes das simplificações consideradas e o domínio de validade dos modelos simplificados. De modo semelhante, em termos de avaliação da segurança, é quase sempre admissível utilizar os processos expeditos usualmente referidos como constituindo o nível 1 (método dos coeficientes parciais de segurança), desde que sejam convenientemente calibrados em termos dos valores efectivos da probabilidade de ruína (avaliados por processos do nível 3).

Saliente-se que enquanto os problemas lineares são todos essencialmente semelhantes, os

problemas não-lineares são essencialmente individualizados, de modo que se justificam todas as precauções quer na adaptação de esquemas de pensamento de um a outro caso, quer na extrapolação, quando justificável, dos resultados de um caso a outros supostos semelhantes.

5.2.2 Verificação da Segurança

A verificação da segurança das estruturas pode processar-se a três níveis. O nível 3 constitui um nível "exacto" de "referência", (em face das perplexidades que causa a noção de modelo exacto, parece preferível utilizar o conceito de modelo de referência, como sendo aquele em que não são utilizadas hipóteses simplificativas, explicitamente consideradas como tais) em que a probabilidade de ruína é rigorosamente calculada. No nível 2 a probabilidade de ruína é calculada por métodos aproximados, geralmente transformando um problema multidimensional em vários problemas unidimensionais. No nível 1 as acções e as resistências são representadas pelos seus valores característicos, que são comparados através de algoritmos onde intervêm coeficientes parciais de segurança.

O nível 3

O processo de verificação da segurança no nível 3 pode ser formalizado, Duarte [1987] através da consideração das seguintes entidades de natureza vectorial: acções (h), variáveis de decisão (d), incertezas da estrutura (r) e variáveis de controlo (c).

O vector h representativo das acções será sempre considerado como tendo natureza estocástica. Nalguns casos os seus valores corresponderão a forças (ou a deformações impostas) actuando em certos pontos da estrutura e noutros casos corresponderão a histórias de forças (ou deformações); como em geral serão contempladas estruturas com comportamento histerético, ter-se-á que considerar h como um vector de histórias. No entanto como se admitirá que estas histórias pertencerão sempre a um processo estocástico do qual se pode extrair uma versão separável, Doob [1953], que será considerada como constituindo efectivamente o processo, a diferença em termos matemáticos entre os dois tipos de casos de h não envolve nenhuma consequência com interesse prático.

O vector d contém as características "variáveis" da estrutura, que é considerada como sendo definida (projectada) em duas fases: uma primeira fase (concepção) em que a sua configuração é identificada e é seleccionado o tipo de sistema estrutural (pórtico, parede,...); e uma segunda fase (dimensionamento) em que se quantificam as características mecânicas dos elementos estruturais (dimensões, materiais...). Admite-se que os valores de d representam apenas a quantificação feita na segunda fase. Portanto d é um vector determinístico e os seus elementos são chamados variáveis de decisão porque reflectem as opções que são feitas durante o dimensionamento da estrutura (convencionando-se que uma mudança de sistema estrutural dá origem a uma nova estrutura).

Como as futuras características efectivas da estrutura são desconhecidas (devido à "aleatoriedade" natural dos materiais e processos construtivos) dever-se-á utilizar um modelo es-

estocástico que terá uma parte determinística, relativa à configuração, sistema estrutural e valores escolhidos para as variáveis de decisão, e uma parte probabilística que se admite seja quantificada por um vector r que contém os valores que quantificam as distribuições de probabilidade das variáveis estruturais.

Considere-se, a título de exemplo um pórtico de betão armado. As variáveis de decisão serão as dimensões das secções rectas das vigas e pilares, as áreas das armaduras e as classes de aço e betão a utilizar. O vector r deverá conter os valores necessários para uma quantificação completa de um modelo estocástico da estrutura; em princípio descreverá a variabilidade das propriedades mecânicas independentemente das características dos diversos elementos estruturais; portanto r não é afectado pelos valores escolhidos para d . Note-se no entanto que as características dos elementos estruturais poderão e deverão afectar o modelo estocástico que representa a aleatoriedade da estrutura, nomeadamente em termos de "efeitos de escala"; uma outra possibilidade deste modelo estocástico ser afectado pelos valores de d , é quando alguns elementos deste vector representarem a severidade de controlo de qualidade dos materiais e da inspecção do processo construtivo.

O vector c é constituído pelas respostas da estrutura que são relevantes para a avaliação da sua segurança (variáveis de controlo). Tais respostas poderão ser esforços, deformações, deslocamentos relativos entre pisos, ou ductilidades pedidas em alguns ou todos os elementos estruturais; a identificação de quais são efectivamente as variáveis de controlo é um problema extremamente delicado que não será aqui abordado. Como se considera que os elementos do vector h das acções são histórias, os elementos de c serão também histórias; no entanto, será em muitos casos admissível representar uma história apenas pelo seu valor máximo (em módulo).

O comportamento de uma estrutura pode agora ser representado pela expressão

$$c = \beta(d, r, h) \quad (5.6)$$

onde β é o operador apropriado. A β pode chamar-se operador de vulnerabilidade porque representa a severidade da acção sísmica na estrutura.

A finalidade do projecto é que a estrutura satisfaça a determinadas exigências \mathcal{E} tais como a segurança, a funcionalidade e a durabilidade. Num contexto estocástico o modo como a estrutura satisfaz as exigências pode ser entendido de várias maneiras. Considerar-se aqui apenas a "regra de decisão" em que se considera que as exigências são satisfeitas se apenas o não forem com uma probabilidade suficientemente pequena.

Admita-se que se pode definir os valores (ou as histórias) das variáveis de controlo que são compatíveis com as exigências; seja $S(\mathcal{E})$ o conjunto de todos os valores aceitáveis de c . Em alguns casos $S(\mathcal{E})$ será limitado por uma superfície δS ; os pontos de δS serão os estados limites; noutros casos esta superfície δS poderá até nem existir ou não ter as propriedades de regularidade que poderão tornar útil a sua consideração.

A determinação da probabilidade de ruína é calculada indirectamente como sendo a probabilidade complementar da probabilidade de $c \in S$. Note-se que as probabilidades foram definidas para as acções h e para as "realizações" da estrutura através de r e não o foram para S (e com mais razão ainda para valores de c não pertencentes a S). Definindo probabilidades em S , através da consideração de espaços mensuráveis, Duarte et al [1989c], pode-se dizer que a probabilidade de ruína P_r é dada por

$$P_r(d, \mathcal{E}) = 1 - p\{S(\mathcal{E})\} \quad (5.7)$$

A notação $P_r(d)$ é usada para vincar que esta probabilidade depende das variáveis de decisão (através do operador \mathcal{B}) e das exigências \mathcal{E} . Um dimensionamento d_o é aceitável em face de determinadas exigências \mathcal{E} se

$$P_r(d_o, \mathcal{E}) < \varepsilon \quad (5.8)$$

em que ε é um valor suficientemente pequeno, que pode estar especificado no próprio conjunto de exigências \mathcal{E} .

O nível 1

Os métodos de verificação da segurança usados no nível 1 envolvem a comparação de valores apropriadamente minorados das resistências com os valores de combinação das acções calculados para as variáveis de controlo, através de algoritmos em que intervêm os valores característicos das acções permanentes (G_i) e variáveis (Q_j) do tipo:

$$S_{dm} = \sum_i \gamma_{gi} S(G_i) + \gamma_{qm} (S(Q_m)) + \sum_{j \neq m} S(Q_j) \quad (5.9)$$

em que:

S_{dm} - valor de combinação para a m -ésima acção.

$S(G_i)$ - efeito da i -ésima acção permanente.

$S(S_i)$ - efeito da j -ésima acção variável.

$S(Q_i)$ - efeito da acção principal da combinação.

γ_{gi} - coeficiente parcial de segurança para a i -ésima acção permanente.

γ_{qm} - coeficiente parcial de segurança para a m -ésima variável.

ψ_{mj} - quociente entre o valor na m -ésima combinação e o valor característico da j -ésima acção variável.

Saliente-se que a expressão (4) pressupõe que o comportamento estrutural é linear ou foi adequadamente linearizado (Borges et al [1973]; Leporati [1979]); quando o comportamento estrutural não poder ser linearizado o coeficiente parcial de segurança γ_{qm} deverá ser dividido em duas partes, Macchi [1979], uma para ter em conta a aleatoriedade das acções γ_{qEI} , outra para acautelar a variabilidade dos comportamentos estruturais γ_{qER} . Note-se que, sendo em geral diferentes os valores de γ_{gi} e γ_{qm} , terão também que ser definidas regras para identificar a contribuição das acções permanentes e variáveis. Quando a acção dos sismos for a acção principal

($m=E$) pode-se considerar a regra de combinação:

$$S_{dE} = \sum_i \gamma_{qi} S(G_i) + \gamma_{qER} (S(\gamma_{qEI} Q_E)) + \gamma_{qE} \sum_{j \neq E} \psi_{Ej} S(Q_j) \quad (5.10)$$

onde os efeitos das acções permanentes e variáveis, com exclusão da acção dos sismos, são calculados em regime linear e portanto facilmente identificáveis. Os efeitos da acção dos sismos são determinados em termos do comportamento hysterético da estrutura, considerando as massas correspondentes aos valores médios das acções permanentes e variáveis, presentes na regra de combinação, e para uma severidade da acção dos sismos γ_{qEI} vezes superior ao seu valor característico; estes efeitos, multiplicados por γ_{qER} , são então combinados com os efeitos das outras acções.

No contexto deste processo de verificação da segurança, o valor de γ_{qEI} está associado ao nível de fiabilidade que se pretende obter e deverá ser quantificado por métodos do nível 2 ou 3. O valor de γ_{qEI} também dependerá do valor de γ_{qER} que no entanto poderá ser definido e calculado de uma forma independente (no sentido em que simplesmente exprime uma relação entre um certo quantilho e o valor médio de uma variável estocástica, que possivelmente não variará muito com a severidade das acções sísmicas) da teoria da segurança estrutural. Para calcular γ_{qER} torna-se necessário dispor de um modelo probabilístico para as distribuições de resistências elásticas (neste contexto, entender-se-á resistências elásticas, de um dado elemento estrutural, como sendo o limite a partir do qual se inicia o regime não-linear) e de rigidez na estrutura e de um modelo para as acções sísmicas com severidade $\gamma_{qEI} Q_E$, que necessariamente terá de ser um modelo estocástico; este modelo deverá representar sismos com diversas magnitudes e distâncias focais, Duarte [1980]. Com estes dois modelos é possível calcular o valor médio M_1 do efeito da acção dos sismos quando as resistências elásticas e rigidezes são iguais aos valores médios das suas distribuições e o valor médio M_2 do efeito da acção dos sismos numa família de estruturas apresentando resistências elásticas e rigidezes variando aleatoriamente de acordo com as respectivas distribuições. Pode-se então definir $\gamma_{qER} = M_2/M_1$. Note-se no entanto que se se escolherem certos quantilhos em lugar dos valores médios poder-se-á obter uma menor variabilidade na probabilidade de ruína de estruturas diferentes.

5.2.3 Processos de Dimensionamento

Formalmente um processo de dimensionamento é um algoritmo que permite, de forma eventualmente iterativa, determinar valores de modo a que se verifique a condição (3). Tais algoritmos, mesmo no caso univariável, podem tomar diferentes aspectos conforme se escolhem as variáveis de decisão como nesta secção se exemplifica através de dois exemplos, no primeiro dos quais se escolhe para variável de decisão a variável de controlo, permanecendo-se assim, conceptualmente, nas proximidades do problema básico da segurança estrutural, Borges et al [1973]. No segundo exemplo, consideram-se variáveis de decisão e controlo distintas, como é (implicitamente) o caso da regulamentação portuguesa.

Formulação do problema

Considera-se uma estrutura univariável representada por um oscilador caracterizada pela sua rigidez k_o , deslocamento elástico limite d_y , capacidade dúctil μ e função de vulnerabilidade $V(d_y, a)$ em que a é a aceleração máxima da acção dos sismos idealizada por meio de um processo estocástico; não se consideram outras acções para além da acção dos sismos. A capacidade dúctil é definida como sendo a razão entre o quantilho de 0.005 do deslocamento inelástico máximo e o deslocamento elástico limite; admite-se que o deslocamento inelástico máximo tem uma distribuição gaussiana. A função de vulnerabilidade dá o valor máximo do deslocamento da estrutura em função do deslocamento elástico limite e da aceleração máxima; todas as outras variáveis de que poderá depender esta função consideram-se como parâmetros com valor fixo no âmbito do presente estudo. A aceleração máxima a é definida como correspondendo à medida das acelerações máximas de cada realização do processo estocásticos; de modo semelhante, o valor da função de vulnerabilidade é considerado como sendo o valor médio dos deslocamentos máximos das respostas às realizações referidas. A variabilidade dos deslocamentos máximos será desprezada em face de variabilidade da acção dos sismos.

A função de vulnerabilidade depende obviamente de todas as características da relação histerética força-deslocamento da estrutura; no entanto, devido ao andamento bastante semelhante que esta função apresenta para muitos casos, Duarte et al [1988b], admitiu-se que esta função era constituída por dois troços; o primeiro, troço, até ao valor de d_y , é uma função linear de a ; o segundo troço é uma função quadrática de a . Esta idealização é adequada para estruturas cuja frequência própria (em regime linear) seja superior a 3 Hertz.

O estado limite será definido em termos do deslocamento máximo induzido na estrutura pela acção dos sismos.

1º processo de dimensionamento

Considere-se um 1º processo de dimensionamento em que se arbitra a variável de decisão como sendo o deslocamento máximo e se admite que a estrutura em causa pertence a uma certa classe de ductilidade caracterizada por um certo valor μ da sua capacidade dúctil; por deslocamento máximo entender-se-á o valor médio dos deslocamentos máximos das respostas às realizações do processo estocástico representativo da acção dos sismos. Na Fig. 5.7 estão esquematizados os diversos passos do processo de dimensionamento e o método de quantificação dos seus coeficientes. A partir do valor característico da acção dos sismos Q_E determina-se o valor de cálculo $\gamma^* Q_e$ com o coeficiente de segurança γ^* . Admitindo comportamento linear, a que corresponde a função de vulnerabilidade V^l , determina-se o efeito da acção dos sismos, S_E , em termos do deslocamento máximo; a este deslocamento máximo corresponde um deslocamento elástico limite $d_y = S_E/\mu$ e uma força de cedência de cálculo $f_{yc} = k_o d_y$. A probabilidade de colapso correspondente a este processo de dimensionamento pode ser calculada a partir do valor médio da força de cedência $f_{ym} = \gamma_m f_{yc}$ (sendo γ_m o coeficiente de minoração das propriedades do material em termos da relação valor médio-valor de cálculo), que define a função de vul-

$$\nu \equiv d_{0,5}^l / d_{0,5}^h;$$

- Determinação do valor de combinação dos efeitos da acção dos sismos, multiplicando $d_{0,5}^h$ pelo coeficiente parcial $\gamma_{qER} \equiv d_c / d_{0,5}^h$, onde d_c é o valor de cálculo do deslocamento máximo correspondente ao quantilho de 0,005 da distribuição desses deslocamentos. Note-se que este valor de cálculo pode ser expresso como o produto do valor característico (correspondente ao quantilho 0,05) dividido por um coeficiente minorativo.

Saliente-se que como o processo de verificação da segurança é linear, é lícito combinar os coeficientes γ_{qEI} e γ_{qER} num único coeficiente $\gamma_{qE} = \gamma_{qEI}\gamma_{qER}$, a aplicar ao deslocamento máximo calculado em regime linear a partir do valor característico da acção dos sismos e corrigido pelo coeficiente de comportamento (com o valor correspondente a $Q_{0,5}$ e não a Q_E).

2º processo de dimensionamento

Considere-se um processo de dimensionamento em que se escolhe para variável de decisão a força elástica máxima, sendo o estado limite quantificado pelo deslocamento máximo e a estrutura tem uma capacidade dúctil μ . Na Fig. 5.8 estão esquematizados os diversos passos do processo de dimensionamento e o método da quantificação dos seus coeficientes. A partir do valor característico da acção dos sismos determina-se o valor de cálculo γ^*Q_E com o coeficiente de segurança γ^* . Admitindo comportamento linear, a que corresponde a função de vulnerabilidade V^l e a relação força - deslocamento k^l , determina-se o efeito da acção dos sismos, S_E , em termos de força máxima (média em relação às realizações do processo estocástico representativo da acção dos sismos). Dividindo este valor S_E pelo coeficiente de ductilidade η obtém-se a força de cedência de cálculo $f_{yc} = S_E/\eta$. Admitindo que a valor da relação valor médio - valor de cálculo da força de cedência é γ_m , o valor médio é portanto $f_{ym} = \gamma_m f_{yc}$. A partir deste valor é possível "traçar" a relação força - deslocamentos não linear (k^h) e calcular a função de vulnerabilidade V^h tendo em atenção o comportamento histerético. Através de V^h transfere-se a distribuição de probabilidade da acção dos sismos, para o eixo dos deslocamentos (que é o eixo onde é definido o estado limite), onde toma a forma da distribuição dos deslocamentos máximos induzidos pela acção dos sismos quando a força de cedência é f_{ym} . Por outro lado, multiplicando o deslocamento elástico limite d_y pela capacidade dúctil μ obtém-se o valor representativo do deslocamento máximo d_r a que corresponde o quantilho de 0,005 da distribuição de probabilidade r dos deslocamentos máximos. Convolucionando a distribuição dos deslocamentos máximos induzidos com a dos deslocamentos máximos "resistentes" obtém-se a probabilidade de colapso a que corresponde um valor mediano $d_{0,5}^h$. A calibração deste processo de dimensionamento envolve quer o coeficiente parcial γ^* quer o coeficiente de ductilidade η e depende efectivamente do valor do produto $\gamma^*\eta$ (se se admitir que o valor de γ_m é fixado num contexto mais geral); assim, fixando um valor para o coeficiente de ductilidade, determina-se o valor para γ^* que conduza ao valor exigido para a probabilidade de colapso ou, arbitrando um valor para γ^* , procura-se o valor do coeficiente de ductilidade que corresponda àquela probabilidade de colapso. Note-

se que este processo de dimensionamento faz aparecer dois coeficientes de comportamento, o coeficiente de comportamento em força ν_F e o coeficiente de comportamento em deslocamento ν_D que permitem transformar os valores obtidos na análise linear naqueles que se obteriam numa análise não-linear.

O processo de verificação da segurança, equivalente a este 2º processo de dimensionamento pode ser constituído pelas seguintes operações:

- Determinação do valor de cálculo da acção dos sismos, multiplicando o seu valor característico Q_E pelo coeficiente parcial $\gamma_{qEI} = Q_{0,5}/Q_E$, onde $Q_{0,5}$ é o valor da acção dos sismos correspondentes ao valor mediano $d_{0,5}^h$ da distribuição da probabilidade de colapso;
- Cálculo da força máxima em regime linear $f_{0,5}^l$, através do deslocamento máximo em regime linear $d_{0,5}^l$, para o valor $\gamma_{qEI}Q_E$ da acção dos sismos;
- Correção de $f_{0,5}^l$ através do coeficiente de comportamento para forças ν_F , para obter a força máxima não-linear $f_{0,5}^h$;
- Obtenção do valor de cálculo da força elástica máxima f_{yc} através do coeficiente $\gamma_{qER} = f_{yc}/f_{0,5}^h$;
- Determinação do valor de combinação do deslocamento máximo $d_c = \mu k^l f_{yc}$ que, como se pode facilmente verificar, é igual a d_r/γ_m .

Saliente-se que como o processo de verificação da segurança é linear, pode-se combinar os coeficientes γ_{qEI} e γ_{qER} num único coeficiente $\gamma_{qE} = \gamma_{qEI}\gamma_{qER}$, a aplicar ao efeito da acção dos sismos (em termos da variável de decisão) que é o valor $k^l V^l(Q_E)$. Em termos práticos, a verificação de segurança termina no penúltimo passo com a obtenção do valor de cálculo da força elástica máxima, uma vez que o último passo é dispensável devido à estrutura pertencer a uma classe de ductilidade caracterizada pela capacidade dúctil μ .

5.2.4 Exemplo

Considere-se que se pretende calibrar o 2º processo de dimensionamento para a zona de Lisboa, admitindo-se que a sismicidade pode ser descrita apenas pela aceleração máxima da acção dos sismos a que é quantificada por uma distribuição de extremos tipo I dada por:

$$P(a) = 1 - \exp(-50 \exp(-33(\alpha + 0,06))) \quad (5.11)$$

que é representativa do risco sísmico na zona em questão, Oliveira [1979], para um período de referência de 50 anos. Admitiu-se que os deslocamentos máximos tinham uma distribuição de probabilidade gaussiana que era quantificada pelo quantilho de 0,005 e por um desvio padrão com o valor de $0,5 d_y$, o que conduz a uma variabilidade do deslocamento máximo que se presume (em face da quase total falta de informação sobre o assunto) não muito diferente da variabilidade

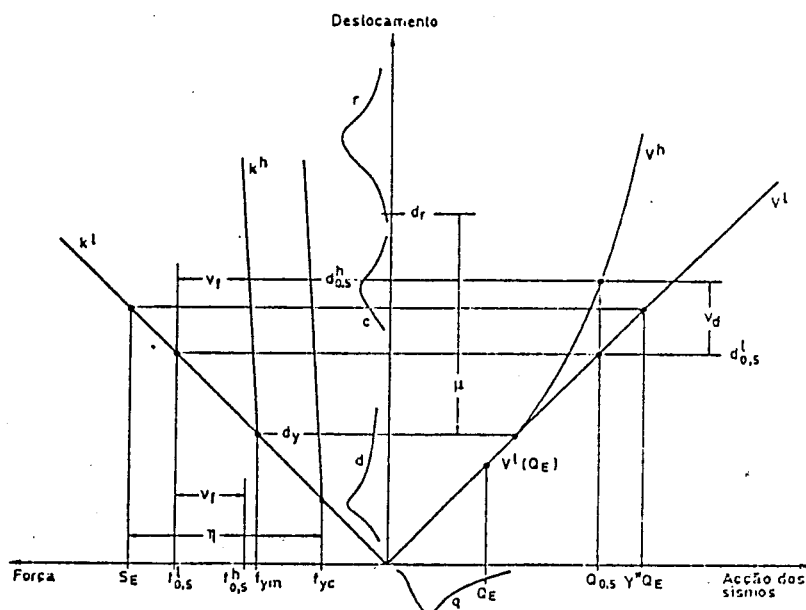


Figura 5.8: Representação esquemática do 2º processo de dimensionamento e correspondente processo de verificação da segurança.

real. Como foi referido na secção anterior, as variáveis em jogo, são a probabilidade de colapso, a capacidade dúctil μ , o coeficiente de ductilidade η e o coeficiente de segurança γ^* . Na Fig. 5.9 apresenta-se a variação da probabilidade de colapso para diversos valores do coeficiente de segurança γ^* e do coeficiente de ductilidade η , e para um valor da capacidade dúctil μ ; saliente-se a pequena influência de γ^* para valores elevados de η/μ . Na Fig. 5.10 é apresentada a relação entre o coeficiente de ductilidade e a capacidade dúctil, a probabilidade de colapso constante e para um valor do coeficiente de segurança $\gamma^* = 1.5$, note-se em especial a curvatura positiva dos diversos grafos, que faz com que, mantendo a probabilidade de colapso constante, a um acréscimo no valor do coeficiente de ductilidade corresponde um acréscimo no valor da capacidade dúctil tanto maior quanto maior for o valor do coeficiente de ductilidade. Por outro lado, como a capacidade dúctil das estruturas é naturalmente limitada, a obtenção de baixas probabilidades de ruína está associada a pequenos valores dos coeficientes de ductilidade.

5.3 QUANTIFICAÇÃO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO PARA ESTRUTURAS COMPLEXAS

As características próprias do comportamento dinâmico em regime histerético faz com que sejam dificilmente extrapoláveis as conclusões obtidas do estudo de um número limitado de casos e que, como é próprio do domínio da análise não-linear, não possa haver uma "teoria

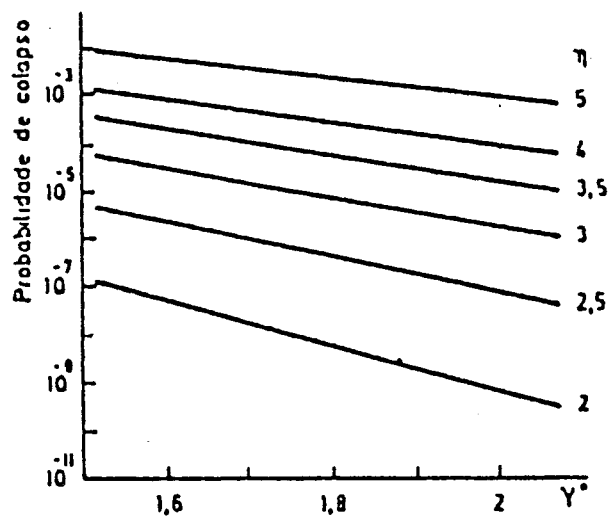


Figura 5.9: Relação entre o coeficiente de segurança γ^* e a probabilidade de colapso para diversos valores do coeficiente de ductilidade e para uma capacidade dúctil $\mu = 4$

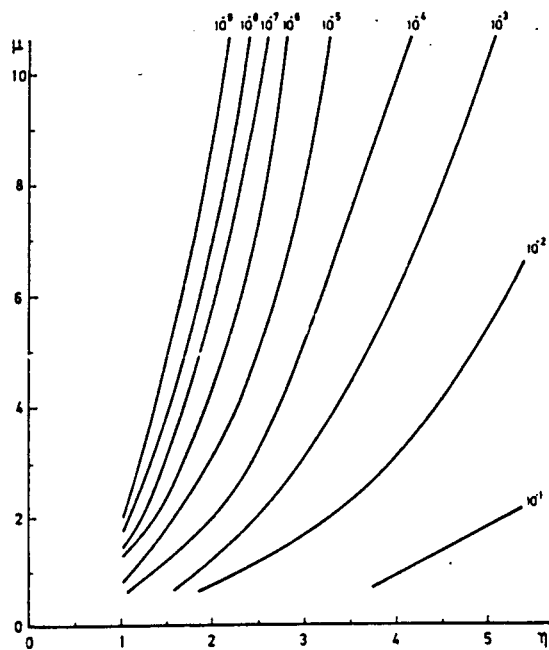


Figura 5.10: Relação entre o coeficiente de ductilidade η e a capacidade dúctil μ para várias probabilidades de colapso e para um coeficiente de segurança $\gamma^* = 1,5$

geral". Assim, a avaliação da segurança de uma estrutura complexa e a consequente definição dos coeficientes de comportamento (ou de ductilidade) envolve necessariamente uma apreciação cuidadosa das suas características específicas e a sua possível influência nos "mecanismos" que conduzem ao colapso da estrutura; no entanto, não é impossível extrair, da análise do caso univariável, algumas indicações que orientem a metodologia a seguir em situações multivariáveis.

Esta metodologia baseia-se em primeiro lugar na regularidade da função de vulnerabilidade ou seja, que a pequenas variações dos valores da acção dos sismos, ou das variáveis de decisão, correspondem pequenas variações dos valores das variáveis de controlo e, consequentemente, pequenas variações da probabilidade de colapso; em segundo lugar, baseia-se no facto de que, em muitos casos, os valores das variáveis de controlo, a que correspondem probabilidades significativas de colapso, estarem contidas num intervalo relativamente reduzido (espaço de colapso provável), limitado inferiormente pelas muito pequenas probabilidades de resistência da estrutura e superiormente pelas muito pequenas probabilidades de ocorrência da acção dos sismos. Presumindo-se a verificação destas hipóteses uma metodologia possível de quantificação de coeficientes de comportamento é a seguinte:

a) Determinação dos valores das variáveis de controlo a partir de uma análise linear e para o valor característico da acção dos sismos;

b) Dimensionamento provisório da estrutura, com base nos valores lineares corrigidos por coeficientes de comportamento, cujo valor é arbitrado, em caso de ausência total de informação, ou estimado com base em resultados publicados na bibliografia da especialidade (Duarte et al [1988a];

c) Estimativa das funções de vulnerabilidade não-lineares, quantificadas para as resistências elásticas correspondentes ao dimensionamento provisório;

d) Cálculo da probabilidade de colapso e determinação do "espaço de colapso provável" que conforme os casos, poderá ser representado apenas pelo valor mediano (como se admitiu nos exemplos atrás apresentados) ou por um limite inferior e um superior (os quantilhos de 0,05 e 0,95 da distribuição de probabilidade de colapso), quando esse espaço for demasiado extenso para ser representado por um único valor;

e) Calibração da função de vulnerabilidade para valores da acção dos sismos correspondendo ao "espaço de colapso provável" através de cálculo não-linear ou de meios experimentais;

f) Cálculo da probabilidade de colapso e quantificação dos coeficientes de comportamento a partir da função de vulnerabilidade calibrada.

Note-se que se a probabilidade de colapso obtida nesta última fase for insuficientemente pequena, será muitas vezes aceitável, devido à regularidade da função de vulnerabilidade, proceder a um redimensionamento da estrutura, e extrapolar a calibração feita de modo a obterem-se novos valores para os coeficientes de comportamento, sem necessidade de se repetirem análises não-lineares; poderá suceder, no entanto, que seja necessário a partir da função de vulnerabilidade calibrada definir um novo "espaço de colapso provável" e repetir algumas vezes as fases e) e f) até se atingirem probabilidades de colapso aceitáveis. Os resultados dos estudos não-lineares

deverão ser objecto de análise aprofundada com o objectivo de confirmar as hipóteses feitas em relação aos mecanismos que conduzem ao colapso, e conseqüente identificação das variáveis de controlo (em geral, as variáveis de controlo serão os deslocamentos máximos nas estruturas flexíveis e as ductilidades máximas nas estruturas rígidas).

Como é óbvio, em lugar de descrever um processo de verificação de segurança, em que portanto intervêm coeficientes de comportamento, poder-se-ia ter descrito um processo de dimensionamento, em que interviriam coeficientes de ductilidade que seriam calibrados (de maneira semelhante à descrita) a partir dos valores da probabilidade de colapso.

Capítulo 6

CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS EM ESTUDO. CÁLCULOS LINEARES

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita a caracterização dos edifícios em estudo, salientando-se o critério de selecção usado e as irregularidades escolhidas.

Foram escolhidos três edifícios, representados em planta na Fig. 6.1 e designados por NC (edifício com núcleo central), 2NL (edifício com dois núcleos laterais) e PAL (edifício com duas paredes laterais). Em cada um destes edifícios foram introduzidos 4 tipos de irregularidades, que fossem, de certa forma, representativas das irregularidades típicas existentes em Portugal, obtendo-se assim 5 tipos (1 regular mais 4 irregulares) por edifício (Fig. 6.2).

Para a realização deste estudo, foram escolhidas três alturas típicas de edifícios que permitissem cobrir uma gama de frequências, representativa da generalidade dos edifícios entre os 12 e os 20 pisos. Assim cada um dos 15 edifícios referidos anteriormente, será analisado com 12, 16 e 20 pisos. A descrição pormenorizada destes 45 edifícios é feita na secção seguinte.

Para cada um destes edifícios foi feita uma análise linear, obtendo-se as características dinâmicas dos mesmos. Para esta análise foram usados três programas distintos, para melhor aferição dos valores. A pormenorização destes cálculos é feita nas secções seguintes.

6.2 DESCRIÇÃO DOS EDIFÍCIOS

Foram seleccionados 45 edifícios, com estrutura em betão armado de modo a cobrir uma gama de edifícios tipos (regulares e irregulares), que se considera representativa dos edifícios de médio e grande porte existentes no país.

Estes 45 edifícios foram obtidos de 3 edifícios regulares, que foram tomados como edifícios

de partida, constantes de um trabalho realizado no LNEC, Carvalho et al [1984]. Em cada um destes edifícios foram introduzidas 4 irregularidades, obtendo-se assim 15 edifícios, estudando-se cada um deles para 3 alturas, 12, 16 e 20 pisos, chegando-se aos 45 edifícios referidos.

Os três edifícios de partida, estão representados na Fig. 6.1, sendo designados neste trabalho, pelas seguintes iniciais:

NC - edifício com núcleo centrado (Fig. 6.1.a)

2NL - edifício com núcleo nos extremos longitudinais (Fig. 6.1.b)

PAL - edifício com paredes nos extremos longitudinais (Fig. 6.1.c)

A altura do edifício será o número que se colocará a seguir a estas iniciais obtendo-se, por exemplo, para o edifício de 16 pisos

NC 16 , 2NL 16 e PAL 16

Atendendo ao volume de cálculos a efectuar (como vimos cada análise será realizada para uma amostra de 4 séries) os edifícios em causa foram só analisados na direcção transversal aparecendo portanto a letra T na designação do edifício. Finalmente a regularidade ou irregularidade será designada pelas seguintes letras:

R1 - edifício regular (Fig. 6.2.a)

I2 - edifício irregular (Fig. 6.2.b)

I3 - edifício irregular (Fig. 6.2.c)

I4 - edifício irregular (Fig. 6.2.d)

I5 - edifício irregular (Fig. 6.2.e)

Temos assim que o edifício com um núcleo central e com uma irregularidade do tipo 3, de 16 pisos, será designado por

NC 16T I3

Definida a nomenclatura de referência dos edifícios, saliente-se que todos os edifícios, têm em cada piso as dimensões assinaladas na Tab. 6.1

Os valores considerados para cargas gravíticas num piso, foram as seguintes

Edifício NC G=2695 KN

Edifício 2NL G=2940 KN

Edifício NC G=2600 KN

Estes valores correspondem aproximadamente a:

Pesos próprios estruturais das vigas, pilares núcleos e paredes

Peso próprio das lajes de espessura $e=0.15m$

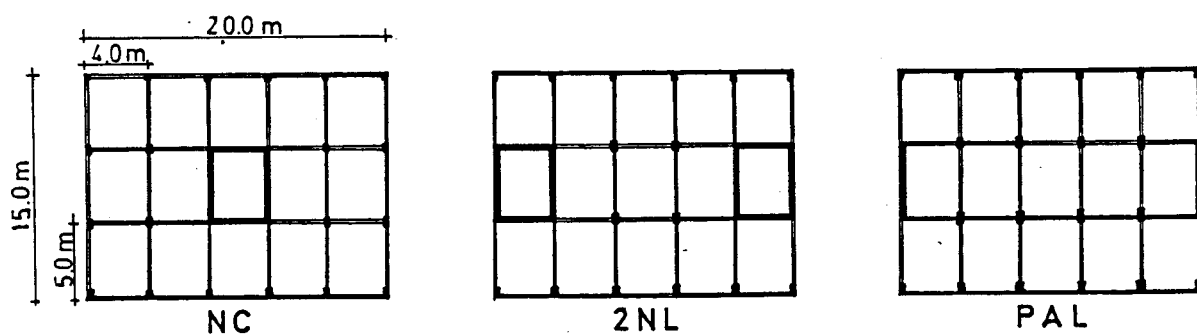


Figura 6.1: Disposição em Planta dos Edifícios em Estudo

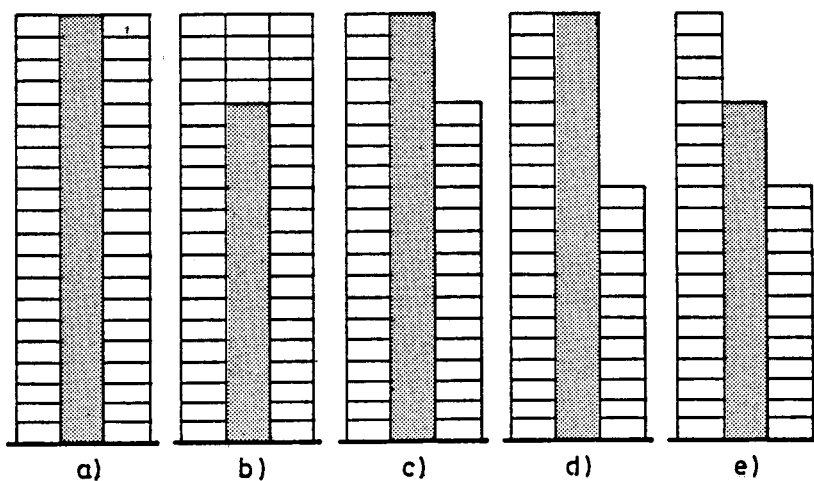


Figura 6.2: Disposição em Altura dos Edifícios em Estudo -Corte Transversal

Quadro 6.1: Características geométricas dos elementos estruturais

ALTURA	PILARES ($h \times b$)									
	0-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16	16-18	18-20
12	60×40	60×40	60×30	50×30	40×30	30×30	-	-	-	-
16	80×40	80×40	60×40	60×40	60×30	50×30	40×30	30×30	-	-
20	100×40	100×40	80×40	80×40	60×40	60×40	60×30	50×30	40×30	30×30

ALTURA	PAREDE OU NÚCLEO					VIGAS ($h \times b$)
	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20	
12	25	20	20	-	-	60×20
16	30	25	20	20	-	60×20
20	35	30	25	20	20	60×20

Peso de revestimento e paredes de alvenaria

Valor quase permanente da sobrecarga nos pavimentos (caso geral de utilização de carácter privado).

O módulo de elasticidade usado foi $E=30\text{GPa}$ e o coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$.

Todas as estruturas foram consideradas encastradas no terreno ao nível do R/C. Como se sabe a deformabilidade do terreno de fundação pode influenciar significativamente a distribuição de esforços numa estrutura, mas atendendo ao volume do cálculo a realizar, achou-se por bem, desprezar a sua influência neste estudo.

6.3 PROPRIEDADES DINÂMICAS

Como já foi referido os edifícios regulares em estudo (NCTR1, 2NLTR1 e PALTR1) de 12 e 16 pisos, já tinham sido objecto de um estudo dinâmico linear, Carvalho et al [1984]. Por este facto, para estes edifícios as propriedades dinâmicas e os esforços máximos lineares eram conhecidos, mas o mesmo não se passava com os outros 39 casos

Para a análise dinâmica linear dos edifícios foram seguidas três vias, que se esquematizam seguidamente:

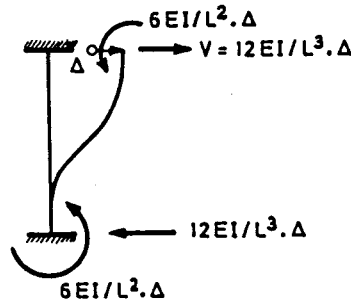
1. - Desenvolvimento de um programa de pórticos planos com associação em comboio, em que foi usado o elemento de viga com 3 graus de liberdade por nó, para discretizar todos os elementos da estrutura. Seguindo-se uma condensação dinâmica dos deslocamentos horizontais por piso, resolvendo-se seguidamente a equação do movimento, com recurso ao método de Newmark. Determinados os deslocamentos horizontais é sempre possível voltar à estrutura inicial e determinar os esforços em todos os elementos estruturais. Este programa foi desenvolvido no Gabinete de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
2. Utilização de um programa de cálculo automático de estruturas espaciais com 6 g.l. por nó, existente no Núcleo de Dinâmica Aplicada do LNEC, que representa as estruturas por um conjunto de elementos finitos de barra de eixo recto, usando para a discretização das paredes um elemento de laje com 5 graus de liberdade por nó.
3. Utilização do programa DIN06 desenvolvido para a análise dinâmica não linear das estruturas em estudo, mas que permite a determinação das frequências e dos modos de vibração da estrutura. A análise linear é feita utilizando para esforços resistentes valores muito grandes.

Nas hipóteses 1 e 2, a introdução de dados não acarreta problemas de maior, já que segue o esquema tradicional em programas deste tipo. Na hipótese 3, que se prende no fundo com o

presente trabalho e com a análise não linear, a introdução de dados é mais simples, mas obriga a umas contas prévias e à aferição dos valores das características de corte (KGA) dos elementos verticais dos pórticos.

Como já foi referido no Cap. 3, a parede é idealizada com um elemento de viga à flexão, tirando-se os valores da rigidez directamente das propriedades geométricas dos materiais, enquanto o pórtico sendo idealizado com uma consola com deformabilidade por corte, as suas características mecânicas têm de ser obtidas a partir das características geométricas dos elementos verticais da estrutura, rigidez de flexão (EI) e depois transformada em rigidez de corte (KGA).

Esta transformação pressupõe a existência de diafragmas rígidos ao nível dos pisos e obtém-se das relações correntes da teoria das estruturas, no caso de elementos biencastados com assentamentos diferenciais que, como se sabe, são dados por



como $\frac{V}{\gamma} = KGA$ onde γ representa a distorsão entre pisos, tem-se:

$$V = \frac{12EI}{L^3} \Delta \implies \frac{V}{\gamma} = \frac{12EI}{L^2} = KGA \quad (6.1)$$

como é evidente este cálculo pressupõe que os pisos realizam um encastramento perfeito ao nível dos andares. O que se verificou em termos de cálculo das primeiras frequências, foi que os resultados obtidos usando os valores de KGA , tirados a partir da expressão 6.1, davam ligeiramente superiores aos pretendidos, pelo que se tornou necessário efectuar uma ligeira correcção aos valores dos KGA de maneira a que as primeiras frequências se aproximassem das pretendidas. Esta correcção deriva do facto de que o encastramento assegurado aos pilares ao nível dos pisos não é perfeito, pelo que os valores de KGA não serão dados directamente pela expressão 6.1, mas sim por um valor inferior.

Um método para calcular a rigidez equivalente lateral de estruturas em pórtico foi proposto por Anagnostopoulos [1972]. Com as considerações que os cortes acima e abaixo são os mesmos nos pilares, os pontos de inflexão podem ser considerados localizados simetricamente com respeito aos nós e que as rotações de todos os nós num andar são as mesmas, a rigidez lateral é dada por:

$$K = \frac{24E}{h^2} \frac{1.0}{\sum_{i=1}^N K_c + \sum_{i=1}^N K_{gt} + \sum_{i=1}^N K_{gb}} \quad (6.2)$$

onde:

E - módulo de elasticidade

h - altura do andar

l - comprimento da viga

I - momento de inércia

$K_c = \sum_{i=1}^N \frac{I}{h}$ - para todos os pilares do andar

$K_{gt}, K_{gb} = \sum_{i=1}^N \frac{I}{l}$ - para todas as vigas acima e abaixo do andar

No caso de pórticos de betão armado, o momento de inércia I , pode incluir os efeitos da fissuração e fendilhação do betão. Baseado no trabalho de Medland et al [1971], Anagnostopoulos [1972] propôs a seguinte relação para calcular o momento de inércia efectivo:

$$\frac{I_{eff}}{I_{gross}} = \begin{cases} 0.40 & \text{para as vigas} \\ 0.80 & \text{para os pilares} \end{cases}$$

onde:

I_{eff} - momento de inércia efectivo

I_{gross} - momento de inércia da secção bruta

O maior coeficiente dos pilares é o resultado directo da presença do esforço axial nos pilares que contraria a fendilhação do betão.

É possível uma alternativa para o cálculo da rigidez equivalente de andar se a frequência de translacção e os modos de vibração são calculados de uma forma completa e exaustiva (por exemplo através de uma análise a partir de uma matriz de rigidez completa). Nesse caso o modelo de consola com deformabilidade por corte pode ser formulado através da resolução de um problema inverso de valores próprios. Quando a matriz de massa é diagonal, mas não necessariamente uniforme, a solução para as frequências próprias e modos de vibração reduzem o problema da determinação de valores e vectores próprios à matriz simétrica $[B]$ dada por:

$$[B] = [M]^{-\frac{1}{2}}[K][M]^{-\frac{1}{2}} \quad (6.3)$$

onde $[M]$ e $[K]$ são as matrizes de massa e rigidez. As frequências e os modos de vibração vem dados por:

$$\omega_i^2 = \lambda_i \quad (6.4)$$

$$\{X_i\} = [M]^{-\frac{1}{2}}\{\phi_i\} \quad (6.5)$$

onde:

ω_i - frequência

λ_i - valor próprio de $[B]$

$\{X_i\}$ - modo de vibração

$\{\phi_i\}$ - vector próprio de $[B]$

Atendendo à forma da matriz de rigidez de uma consola com deformabilidade por corte, esta pode ser calculada através de uma retrosubstituição na equação da resolução do problemas de vectores próprios:

$$([M]^{-\frac{1}{2}}[K][M]^{-\frac{1}{2}} - \lambda_i[I])\{\phi_i\} = \{0\} \quad (6.6)$$

resultando uma matriz de rigidez com a mesma frequência e os mesmos modos de vibração da estrutura completa. É evidente que desde que a consola com deformabilidade por corte é uma idealização estrutural, todos as formas de modos laterais e frequências não podem ser obtidas simultaneamente. É possível conceber um esquema de otimização que poderá minimizar o erro em todos os modos, Sues et al [1983]; contudo como normalmente a estrutura é dominada por um modo particular é preferível obter a matriz de rigidez que atenda a esse modo.

Existem vários métodos que permitem a definição de uma consola equivalente a partir das características da estrutura real. No LNEC foi desenvolvido um programa, CBCE, Duarte [1973], que permite o cálculo das distribuições de valores EI e KGA para os vários tramos de uma consola que reproduzam as propriedades dinâmicas da estrutura de referência. Esse programa tem 3 possibilidades, a saber:

- dada a matriz de flexibilidade da estrutura real obter uma distribuição de EI e KGA , definindo-se uma consola equivalente que tem uma matriz de flexibilidade aproximadamente igual à da estrutura de referência.
- definidos dois modos de vibração da estrutura de referência (frequência e configuração) obter uma matriz de flexibilidade da consola que em conjunto com a matriz de massa da estrutura real reproduz esses dois modos.
- calcular os valores dos coeficientes de rigidez das barras a partir da análise das rotações das diversas deformadas.

Em alguns cálculos preliminares, em que o autor usou o ONLIGRAL, para correr os mesmos edifícios, teve a oportunidade de trabalhar com este programa, reescrevendo-o numa primeira fase em Fortran 77 e testando-o com resultados existentes em Duarte [1973]. Na aplicação desta metodologia ao cálculo dos EI e KGA constatou-se que era frequente o aparecimento de valores negativos de EI e KGA , sendo necessário fazer uns reajustes aos valores encontrados de maneira a eliminar esses valores e obter-se os valores pretendidos (frequências semelhantes entre a estrutura de referência e a consola).

A aferição dos valores obtidos pelos programas 1 e 3 foi feita recorrendo ao programa 2, tomando como edifício aferido o NC16T, tendo-se obtido os valores da 1ª e 2ª frequências constantes da Tabela 6.2.

Apresenta-se nessa tabela o valor da 1ª frequência do edifício regular NC16TR1, constante de Carvalho et al [1984].

Apresentam-se alguns modos de vibração obtidos pela utilização do programa 2 e uma vista genérica do edifício NC16TI4 (Figs. 6.3 a 6.6).

Nas Figs. 6.7 a 6.11 apresentam-se os modos de vibração obtidos pelo programa DIN06.

Na Tabela 6.3 apresentam-se as frequências de todas as estruturas de edifícios em estudo.

Quadro6.2: Comparação da 1ª e 2ª frequências obtidas por diferentes programas

		NC16TR1	NC16TI2	NC16TI3	NC16TI4	NC16TI5
FEUP	f_1	0.904	0.868	1.002	1.012	1.139
	f_2	3.624	2.249	3.812	3.907	2.227
NDA	f_1	0.964	0.933	1.058	1.063	1.197
	f_2	3.593	2.282	3.726	3.749	2.256
Carvalho et al[1984]	f_1	0.89				
	f_2					
DIN06	f_1	0.964	0.934	1.057	1.047	1.198
	f_2	3.838	2.306	3.910	4.087	2.032

6.4 ANÁLISE LINEAR. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Apresentadas as características geométricas e mecânicas das estruturas bem como as suas propriedades dinâmicas, passa-se agora a descrever a resposta em regime linear, cujo cálculo é feito de forma estatística. A consideração da resposta estatística tem a ver com a generalidade da resposta que se pretende obter. Para o efeito são determinados os valores médios dos máximos dos vários parâmetros definidores da resposta sísmica, bem como os respectivos coeficientes de variação e as variâncias da resposta.

O programa usado calcula numa primeira fase as características dinâmicas da estrutura, cujos resultados foram já apresentados no parágrafo 6.3. Seguidamente, calcula em cada passo de integração os valores dos:

- deslocamentos
- velocidades
- acelerações
- distorsões
- ductilidade nos pilares
- esforço transversal
- rotações
- curvaturas

Quadro6.3: Características dinâmicas das estruturas de edifícios em estudo

		NC16TR1	NC16TI2	NC16TI3	NC16TI4	NC16TI5
12 pisos	f_1	1.24	1.17	1.41	1.41	1.36
	f_2	5.88	2.82	6.19	6.53	2.73
16 pisos	f_1	0.96	0.93	1.06	1.05	1.20
	f_2	3.83	2.31	3.91	4.09	2.03
20 pisos	f_1	0.85	0.82	0.87	0.90	1.04
	f_2	2.89	2.08	2.85	3.00	1.78

		2NLTR1	2NLT2	2NLT3	2NLT4	2NLT5
12 pisos	f_1	1.51	1.08	1.74	1.75	1.28
	f_2	7.79	2.63	8.26	9.13	3.05
16 pisos	f_1	1.08	0.99	1.19	1.21	1.14
	f_2	4.87	2.18	5.20	5.30	2.00
20 pisos	f_1	0.88	0.93	0.93	0.95	0.90
	f_2	3.49	1.94	3.65	3.64	1.62

		PALTR1	PALTI2	PALTI3	PALTI4	PALTI5
12 pisos	f_1	0.94	0.90	1.07	1.05	1.18
	f_2	3.71	1.98	3.89	4.31	2.25
16 pisos	f_1	0.78	0.77	0.87	0.87	1.02
	f_2	2.58	1.69	2.70	2.81	1.82
20 pisos	f_1	0.70	0.70	0.78	0.79	0.92
	f_2	2.06	1.55	2.15	2.15	1.65

- momentos flectores
- ductilidade nas paredes
- energia dissipada

Admitindo um amortecimento constante de $\xi = 5\%$, calcularam-se as respostas dos diversos edifícios, apresentando-se no Quadro 6.4 os valores obtidos no caso do edifício NC16TR1.

Nas Figs. 6.12 e 6.13 apresentam-se a variação da resposta ao longo do tempo das grandezas consideradas na resposta para o edifício NC16TR1 e para o Sismo de 1980 componente 1, tendo este sismo sido devidamente caracterizado no capítulo 4.

É importante referir que embora as séries usadas tenham um intervalo de tempo bem definido, o programa pode internamente por interpolação linear entre os valores das séries, reduzir o passo efectivamente considerado na integração numérica das equações.

Para efeito de comparação de resultados elaborou-se o Quadro 6.5, em que se apresentam os valores médios dos máximos obtidos na análise linear e os valores obtidos por Carvalho et al [1984].

Quadro6.5: Valores comparativos do deslocamento e corte basal

	NC16TR1			2NL16TR1			PAL16TR1		
	d_t	T	M	d_t	T	M	d_t	T	M
DIN06	6.51	2.03E3	7.77E4	7.05	1.73E3	5.7E4	9.6	1.09E3	3.78E4
cov	23%	10%	10%	24%	18.5%	19%	15%	8.6%	9%
Carvalho et al [1984]	8.8	2.5E3	8.3E4	8.7	1.8E3	6.0E4	10.0	1.0E3	2.8E4

cov - coeficiente de variação

Quadro6.4: Valores lineares obtidos para o edificio NC16TR1

***** VALORES MEMBROS DA RESPOSTA *****

PISC 1	PILAF 1	6.202E-04	2.067E-04	1.026E-10	1.282E+03	3.982E-04	1.327E-04	1.094E-10	8.495E+04
PISC 2	PILAF 1	2.213E-03	5.641E-04	1.022E-10	2.49E+03	7.200E-04	1.073E-04	1.083E-10	6.868E+04
PISC 3	PILAF 1	4.094E-03	0.602E-04	1.097E-10	5.334E+03	9.952E-04	9.228E-05	1.062E-10	5.906E+04
PISC 4	PILAF 1	0.203E-03	1.112E-03	1.080E-10	2.449E+03	1.220E-03	7.805E-05	1.049E-10	4.995E+04
PISC 5	PILAF 1	1.270E-02	1.222E-03	1.067E-10	2.909E+03	1.423E-03	7.962E-05	1.072E-10	4.242E+04
PISC 6	PILAF 1	1.665E-02	1.505E-03	1.060E-10	2.311E+03	1.580E-03	7.709E-05	1.099E-10	4.107E+04
PISC 7	PILAF 1	2.140E-02	1.642E-03	1.057E-10	2.614E+03	1.702E-03	7.651E-05	1.118E-10	4.076E+04
PISC 8	PILAF 1	0.672E-02	1.757E-03	1.020E-10	2.625E+03	1.801E-03	7.629E-05	1.145E-10	4.064E+04
PISC 9	PILAF 1	0.250E-02	1.850E-03	1.048E-10	2.780E+03	1.966E-03	5.350E-05	1.163E-10	3.981E+04
PISC 10	PILAF 1	0.704E-02	2.074E-03	1.066E-10	2.111E+03	2.180E-03	5.246E-05	1.175E-10	3.936E+04
PISC 11	PILAF 1	4.262E-02	2.294E-03	1.074E-10	2.284E+03	2.395E-03	8.753E-05	1.185E-10	3.726E+04
PISC 12	PILAF 1	4.061E-02	2.475E-03	1.087E-10	2.475E+03	2.561E-03	7.784E-05	1.198E-10	3.314E+04
PISC 13	PILAF 1	5.568E-02	2.624E-03	1.094E-10	2.238E+03	2.701E-03	6.162E-05	1.209E-10	2.624E+04
PISC 14	PILAF 1	6.295E-02	2.755E-03	1.086E-10	2.643E+03	2.801E-03	4.053E-05	1.222E-10	1.725E+04
PISC 15	PILAF 1	7.009E-02	2.920E-03	1.090E-10	2.962E+03	2.851E-03	2.053E-05	1.235E-10	8.741E+03
PISC 16	PILAF 1	7.002E-02	2.859E-03	1.090E-10	4.007E+03	2.863E-03	5.516E-06	1.274E-10	2.348E+03

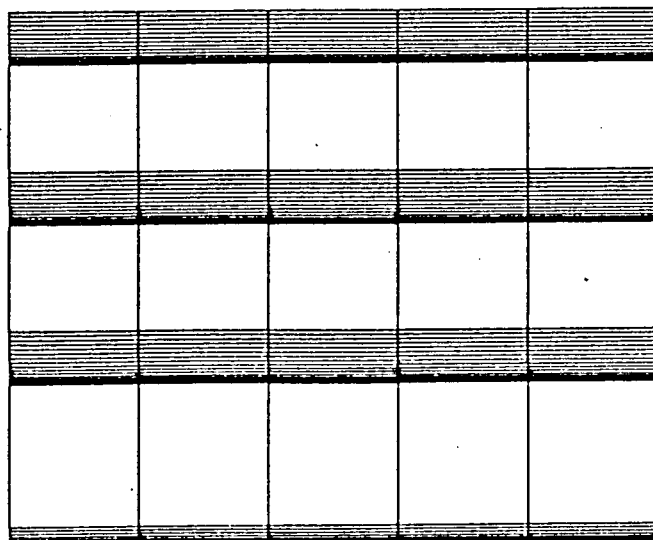
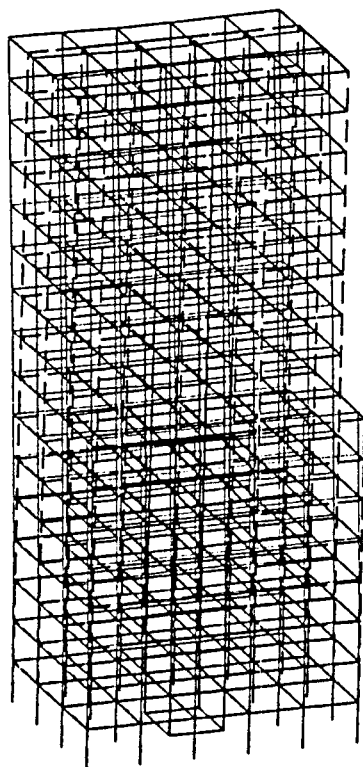


Figura 6.3: Configuração do modo transversal em planta e altura (NC16T14)

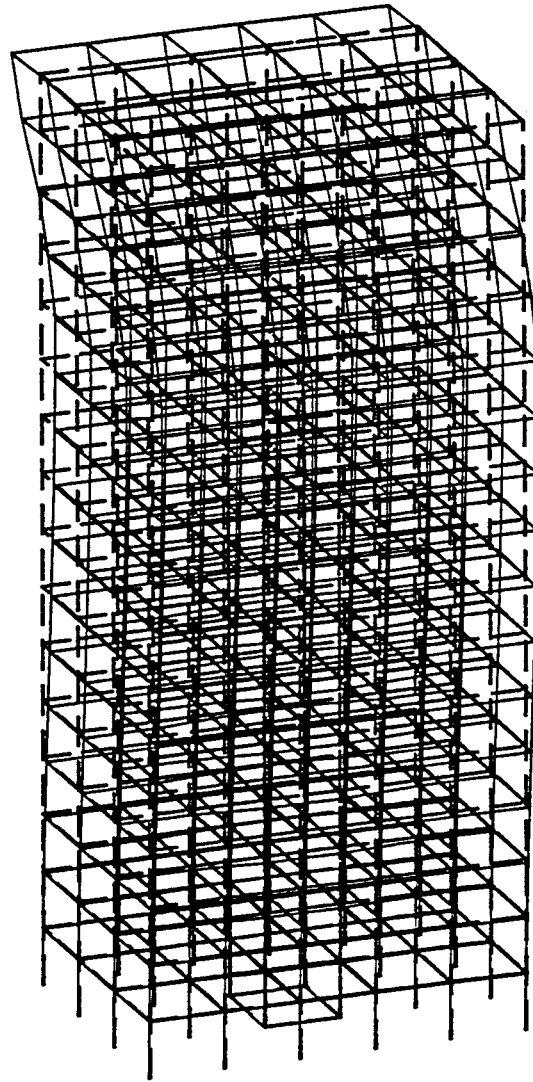


Figura 6.4: Configuração do modo transversal (NC16TI2)

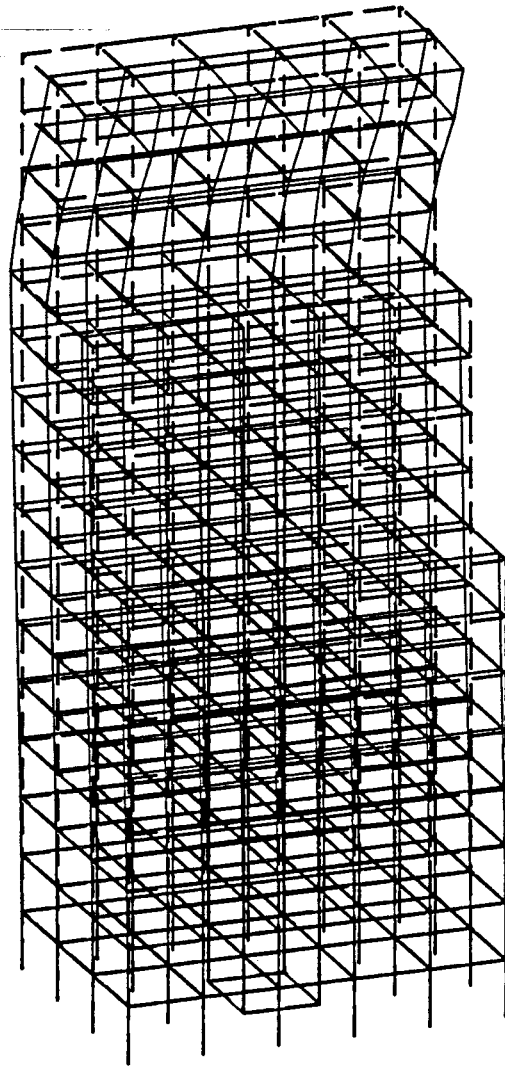


Figura 6.5: Configuração do modo transversal (NC16TI5)

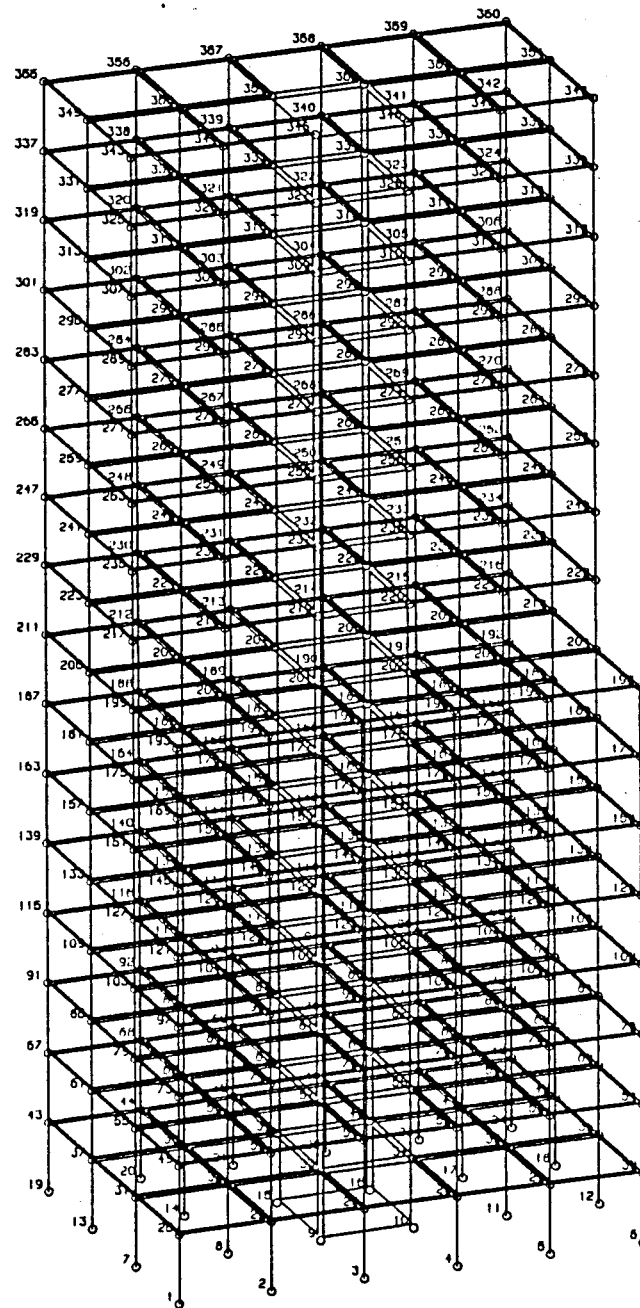


Figura 6.6: Vista genérica do edifício NC16TI4

MODOS DE VIBRACAO - NC16TR1

1 e 2 MODOS

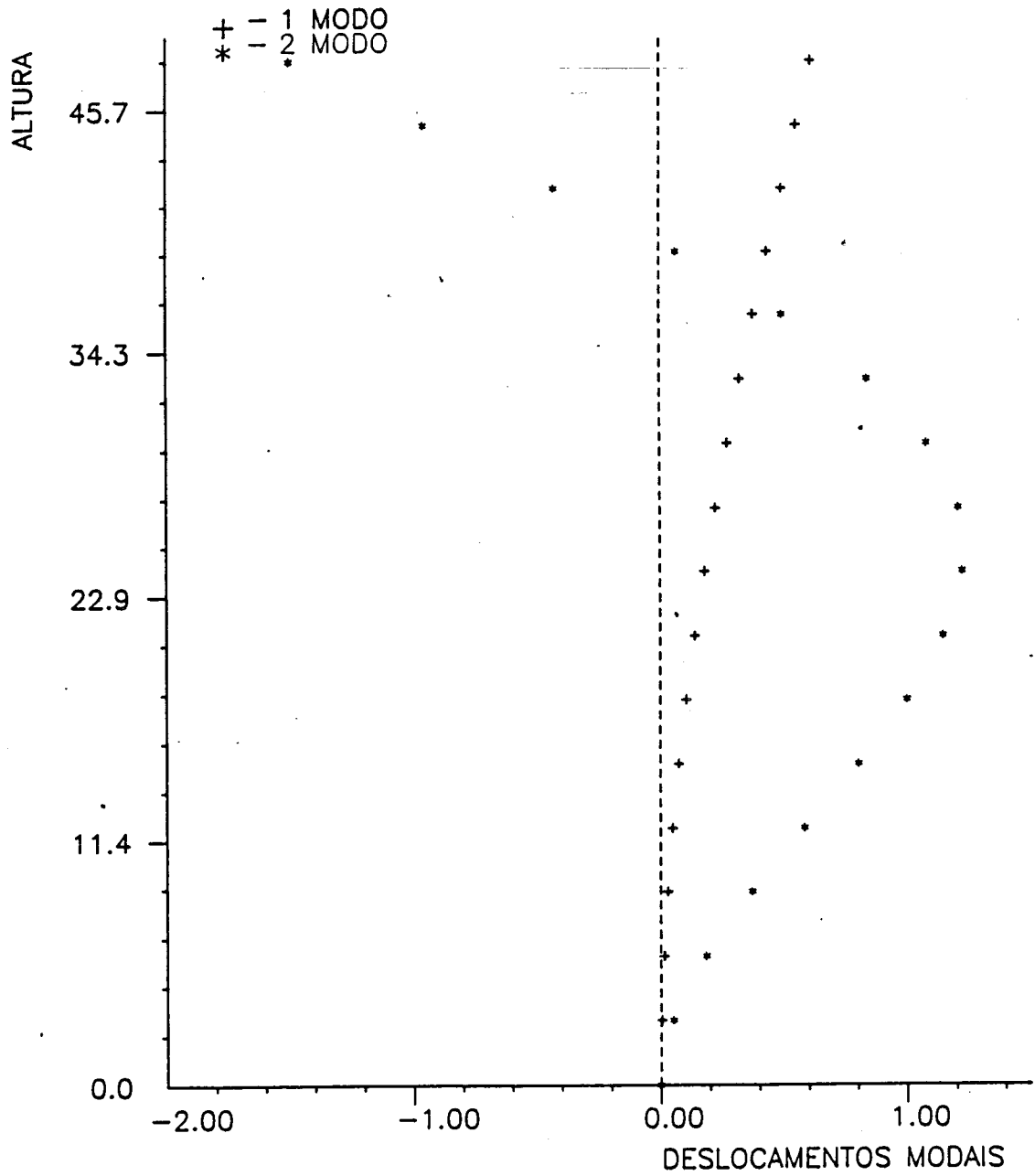


Figura 6.7: Configuração dos dois primeiros modos (NC16TR1)

ESTRUTURA IRREGULAR NC16TI2

1 e 2 MODOS

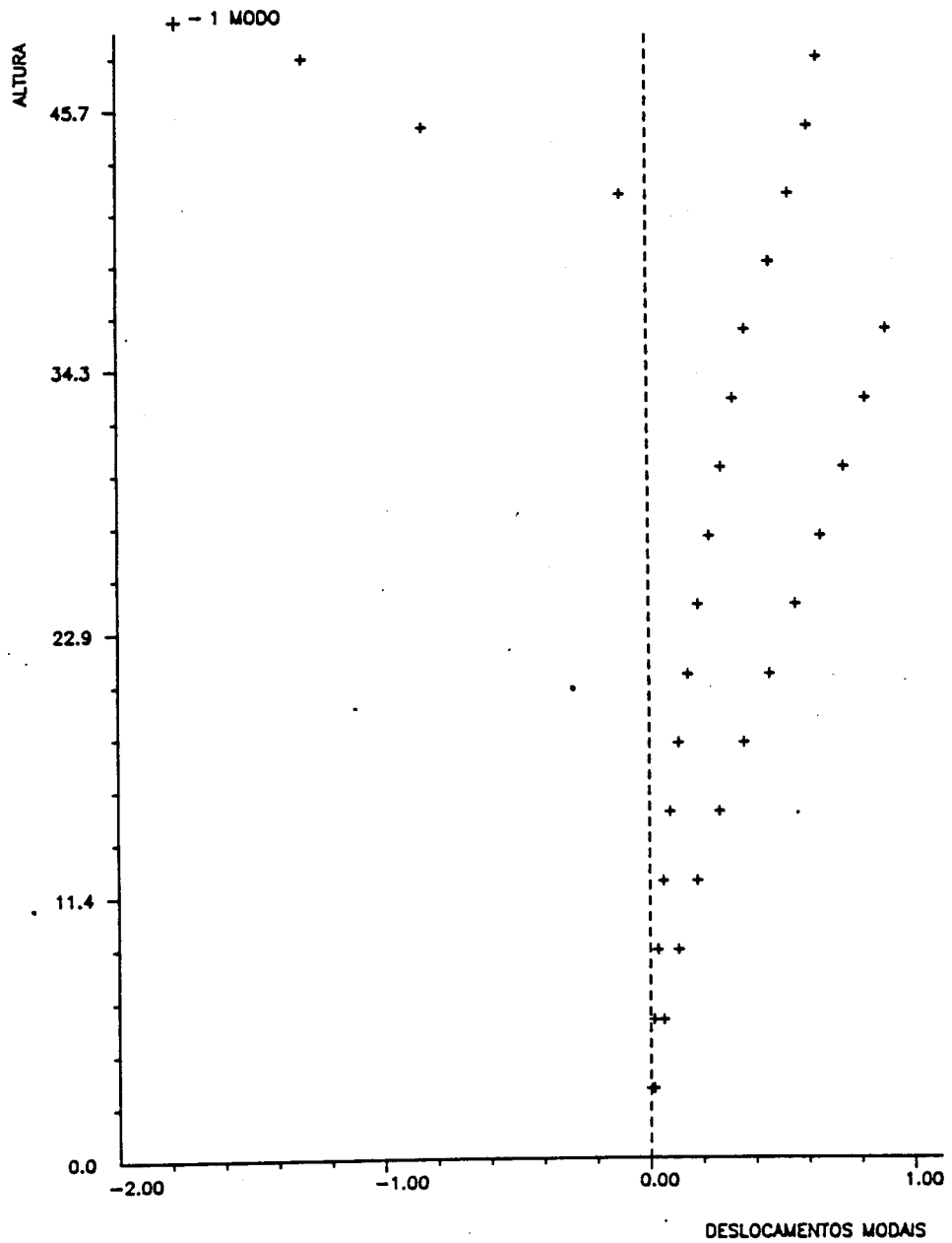


Figura 6.8: Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI2)

ESTRUTURA IRREGULAR NC16TI3

1 e 2 MODOS

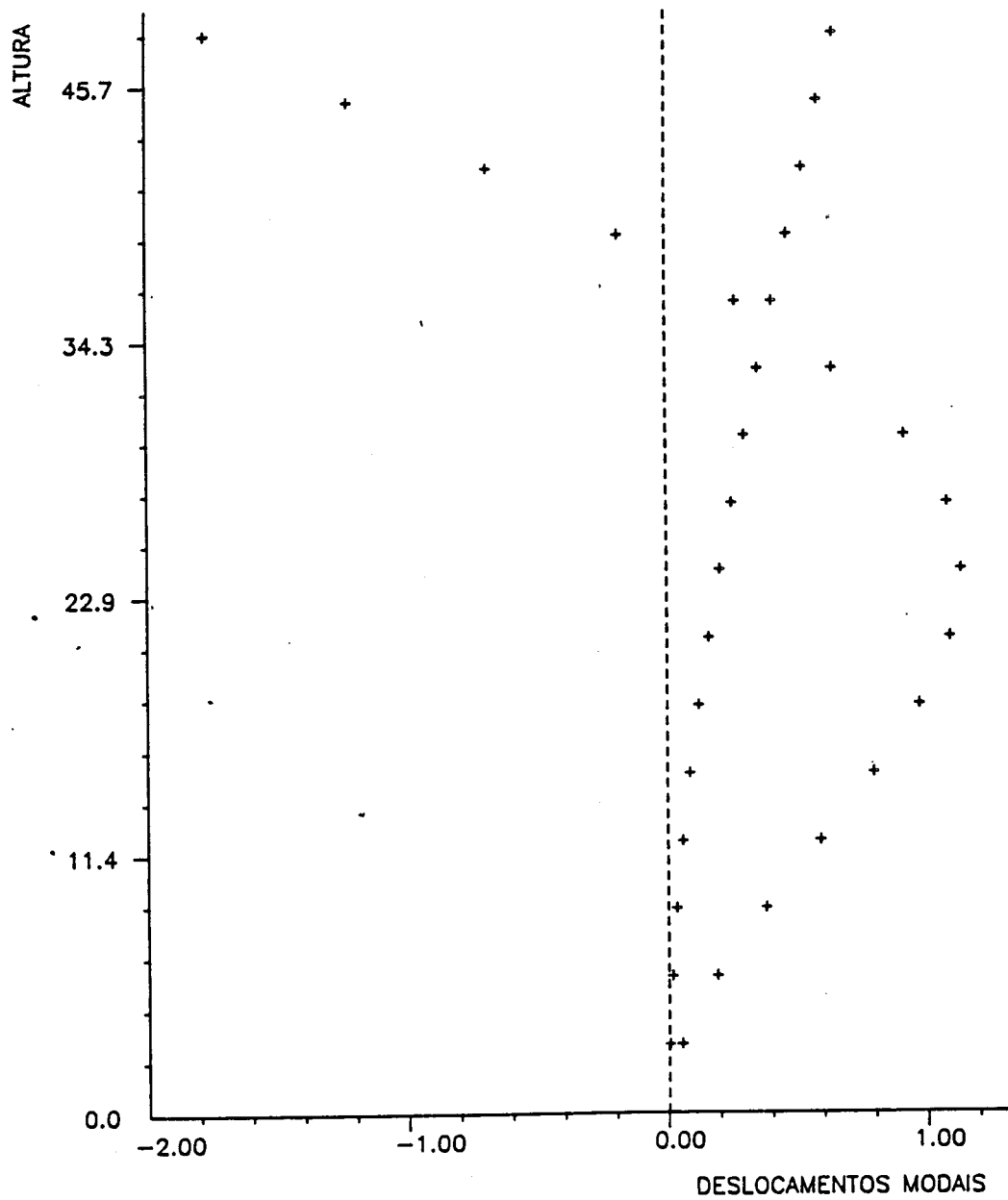


Figura 6.9: Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI3)

ESTRUTURA IRREGULAR NC16TI4
1 e 2 MODOS

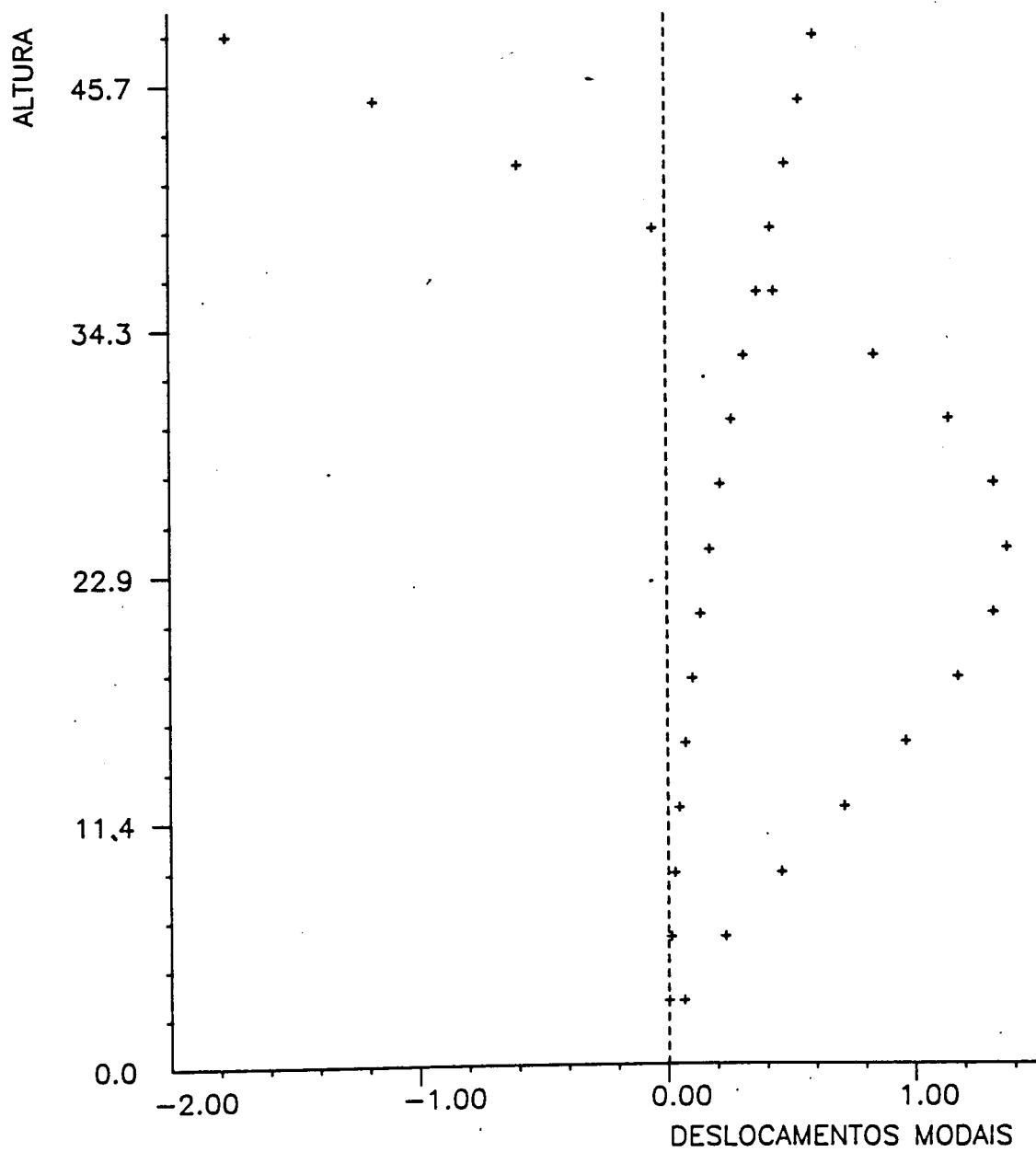


Figura 6.10: Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI4)

ESTRUTURA IRREGULAR NC16TI5

1 e 2 MODOS

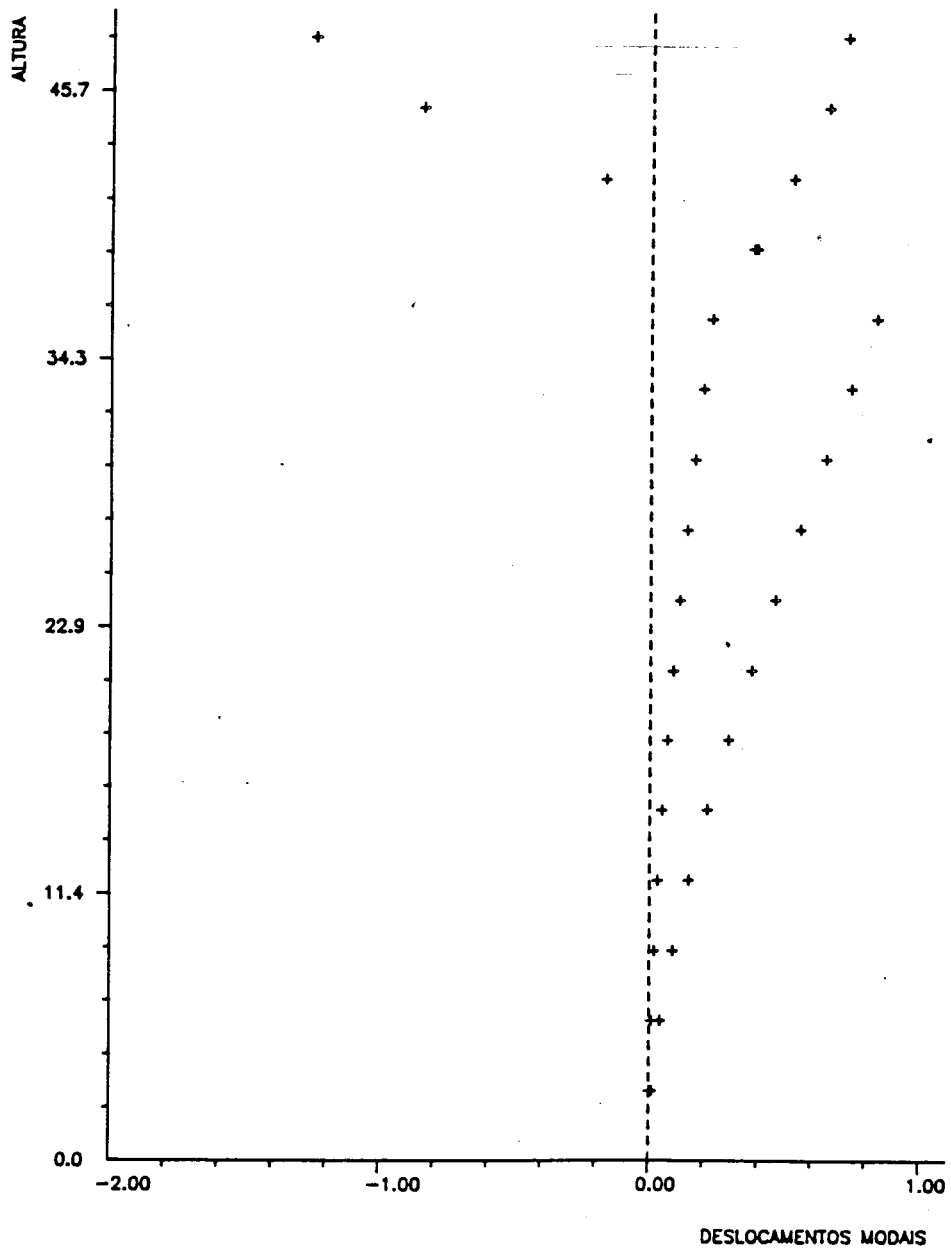
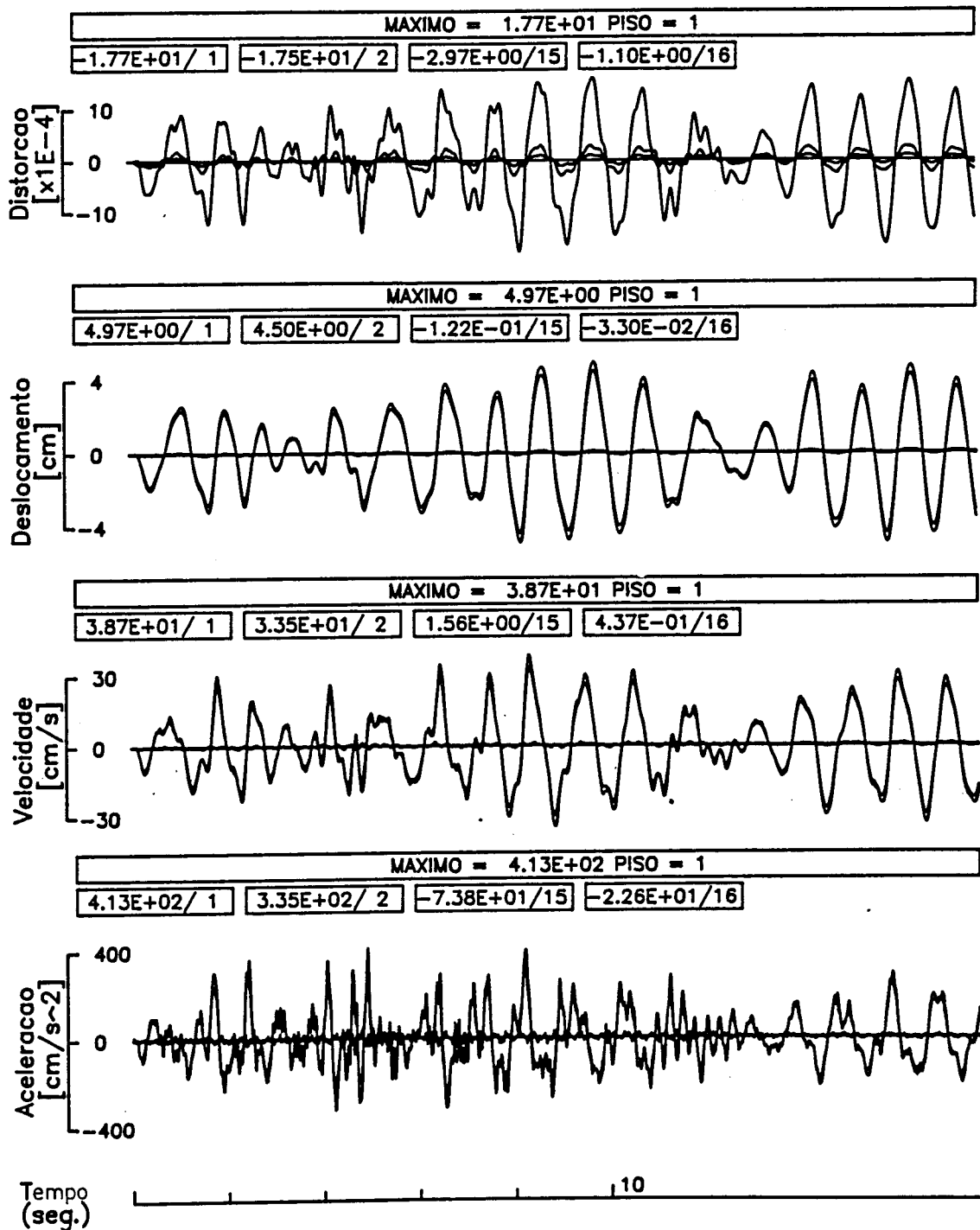


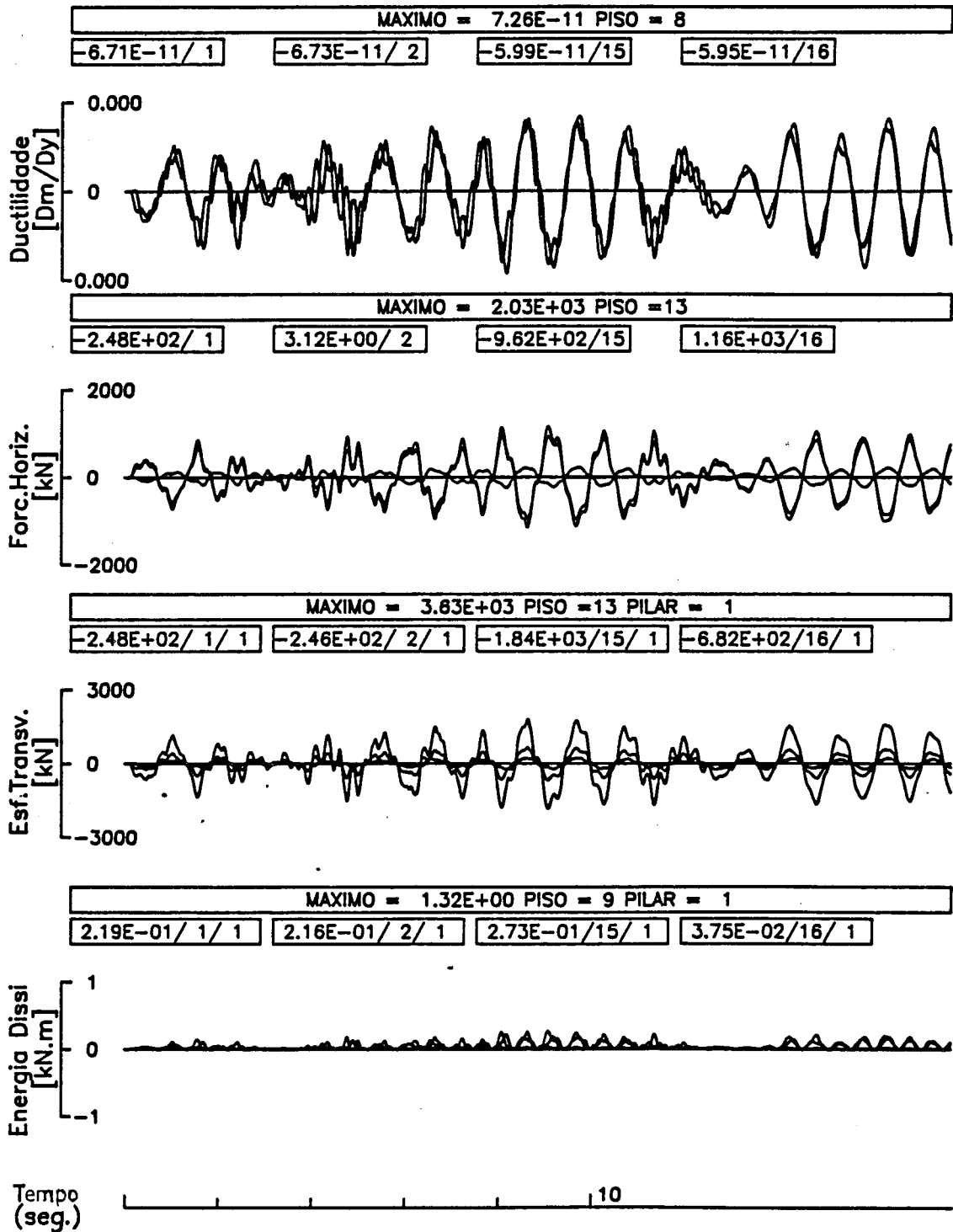
Figura 6.11: Configuração dos dois primeiros modos (NC16TI5)



NC16TR1S00.PLT
25-APR-89

ACCAO :
SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

Figura 6.12: Variação da resposta ao longo do tempo.

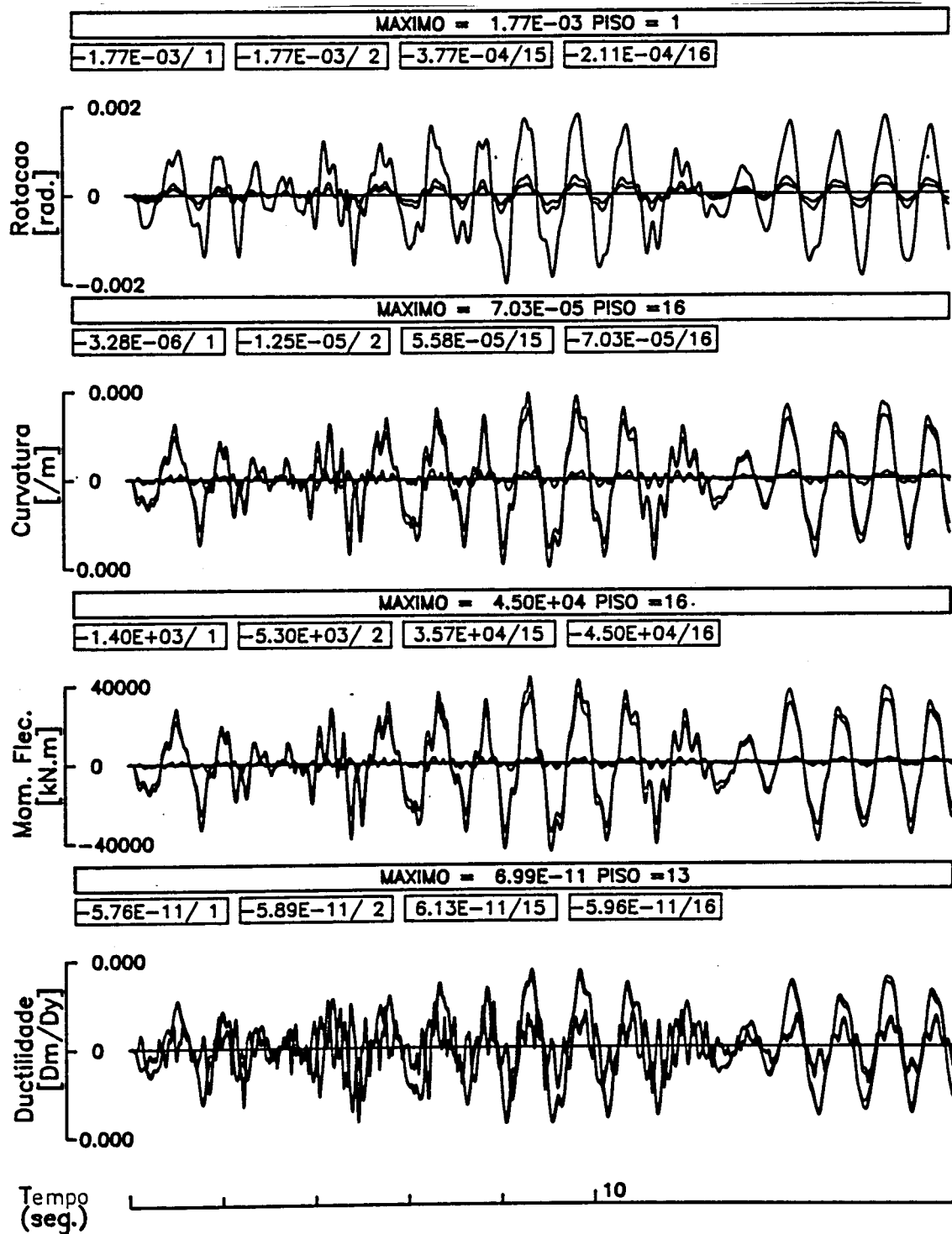


NC16TR1S01.PLT
25-APR-89

ACCAO :

SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

Figura 6.13: Variação da resposta ao longo do tempo.



NC16TR1S02.PLT
25-APR-89

ACCAO :

SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

Figura 6.14: Variação da resposta ao longo do tempo.

Capítulo 7

CÁLCULOS NÃO LINEARES

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é descrita a análise não linear dos edifícios referidos no capítulo anterior. Para o efeito é usado o programa DIN06, cujo desenvolvimento e implementação foi referido no capítulo 3 e as séries de aceleração referidas no capítulo 4. Com esta análise pretende-se conhecer as exigências de ductilidade em cada edifício ao longo da sua altura, valores máximos e a sua comparação relativa.

O cálculo dos coeficientes de comportamento para cada um dos edifícios é feito segundo a metodologia proposta no capítulo 5.

7.2 OBJECTIVOS E METODOLOGIA DE CÁLCULOS

Os objectivos das análises não lineares efectuadas foram os seguintes:

- Conhecer a exigência de ductilidade ao longo da altura para os diversos edifícios e a sua comparação relativa.
- Analisar as diferenças de comportamento entre os edifícios regulares e irregulares.
- Ver a importância do recuo em função da sua altura com a altura total do edifício (1/3, 1/4 e 1/5).
- Ver a importância da rigidez das paredes na resposta.
- Definir as funções de vulnerabilidade para cada edifício.
- Quantificar coeficientes de comportamento para cada edifício.

Para se atingirem estes objectivos foram efectuados 5940 cálculos, cujos resultados serão sumariados e discutidos nos parágrafos seguintes.

Estes cálculos foram efectuados segundo um programa pré-estabelecido de forma a conseguir-se atingir os objectivos propostos. Para o efeito, foi usado o seguinte procedimento de cálculo.

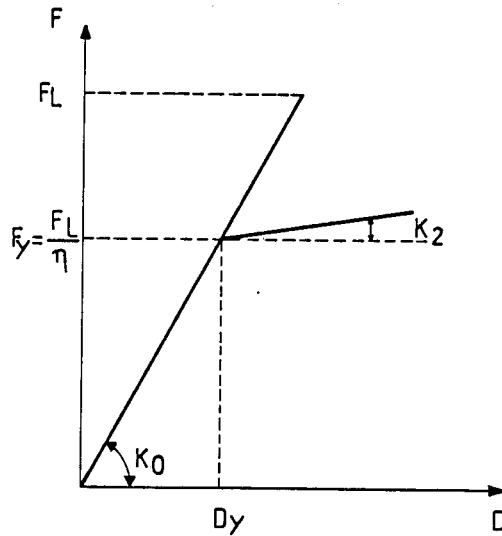


Figura 7.1: Definição dos parâmetros usados.

- Cálculo de todos os edifícios em regime linear, determinando-se os valores médios dos máximos dos esforços (esforços transversos e momentos flectores) para as 4 séries de aceleração.
- Estes valores foram tomados como sendo os valores máximos resistentes dos edifícios.
- Aplicação de coeficientes de ductilidade a estes valores máximos, definindo-se a partir destes níveis de plastificação, Fig. 7.1. Consideração de $F_c = F_y$ e de $K_2 = 0.05K_0$. Estes coeficientes de ductilidade variaram no caso dos pórticos de 1.0 a 5.0 com incrementos de 0.5 (9 casos) e nas paredes de 1.0 a 2.0 com incrementos de 0.5 (3 casos) para os edifícios de 16 e 20 pisos e de 1.0 a 3.0 com incrementos de 0.5 (5 casos) para os edifícios de 12 pisos.
- Cálculo estatístico da resposta não linear, onde se calcula o valor médio, a variância e o coeficiente de variação da resposta.
- Definição das funções de vulnerabilidade de cada edifício.
- Cálculo dos coeficientes de comportamento.

7.3 ALGUNS RESULTADOS OBTIDOS

Atendendo ao elevado número de resultados obtidos, serão apresentados alguns resultados representativos, sintetizados outros através de critérios que pareceram os mais apropriados e tecidas algumas considerações de índice geral sobre os resultados totais.

Assim vai-se dividir esta secção em duas partes, uma primeira em que se apresentam alguns resultados a título de exemplificação, tecendo-se a seu respeito alguns comentários, e uma segunda em que os resultados são apresentados de forma sintética tentando-se dar uma visão global de todos os resultados obtidos e onde se extraem algumas conclusões de âmbito global.

Como já foi referido, o programa de análise dinâmica não linear desenvolvido, permite a saída ao longo do tempo das diversas variáveis de controlo que podem ser representadas na forma gráfica como se mostra nas Figs. 7.2 a 7.10.

Esta representação pretende ser ilustrativa do tipo de resultados que se pode obter e os valores escolhidos para η foram tomados por semelhança com os valores dos coeficientes de comportamento (ν) previstos no REBAP.

Nessas figuras são apresentados os resultados lineares e não lineares de um dos edifícios, PAL16TR1. Nas Figs. 7.2 a 7.4 apresenta-se a resposta linear; nas Figs. 7.5 a 7.7 a resposta não linear quando se utiliza um coeficiente de ductilidade de 2.0 para o pórtico e um de 1.5 para a parede; nas Figs. 7.8 a 7.10 o coeficiente de ductilidade para o pórtico é de 1.5 e para a parede de 2.0.

Irão ser tecidas algumas considerações a respeito dessas figuras, umas que pretendem ser elucidativas e outras em que se analisa os resultados. Assim tem-se:

- Os resultados apresentam a resposta para 4 pisos, referindo-se aos 1^o, 2^o, 15^o e 16^o. Seleccionaram-se estes por parecerem os mais representativos em termos de resposta e porque mais de 4 pisos começava a tornar o desenho confuso. Nessas figuras o piso 1 corresponde ao último andar do edifício, ou seja a numeração é feita de cima para baixo, portanto o 16 corresponde ao 1^o piso.
- As respostas são parecidas, com andamentos semelhantes, com um ligeiro aumento do período nas respostas não lineares. Este pequeno aumento do período aparente não justifica uma mudança das características dinâmicas das estruturas não lineares para as lineares.
- Nos 4 segundos iniciais a estrutura parece estar a responder no 1^o modo, a partir dos 4 segundos surge o 2^o modo, com grande predominância, sendo amortecido e vai até aos 10 segundos, este facto parece estar relacionado com o valor do pico máximo do sismo, que é aos 4 segundos (sismo de 1980-EW).
- No entanto os deslocamentos máximos observados são inferiores no caso das respostas não lineares (6.43 cm e 8.09 cm) ao valor da resposta linear (11.3 cm). Este facto justifica-se pela dissipação de energia histerética distribuída ao longo da estrutura, que apesar de ser pequena em cada gl acarreta uma diminuição desse deslocamento e por não se estar a explorar demasiado a ductilidade, dado que como se sabe, para valores baixos da ductilidade estes valores são inferiores aos valores lineares e para valores mais elevados estes valores são superiores aos lineares.
- Esta variação que foi referida para os deslocamentos é de modo semelhante obtida nas outras histórias. Note-se no entanto que há uma inversão nos valores do esforço transversal e do momento flector em função dos coeficientes de ductilidade, como seria de esperar. Assim para $\eta_{por} = 2.0$ e $\eta_{par} = 1.5$ temos os valores do esforço transversal e do momento

flectores menores relativamente aos lineares, mas neste caso o valor do esforço transversal é menor do que o valor do esforço transversal quando $\eta_{par} = 2.0$ e $\eta_{por} = 1.5$.

Nas Figs. 7.11 e 7.12 apresentam-se diagramas histeréticos de comportamento obtidos neste cálculo, como se verifica a exploração de ductilidade é reduzida.

O cálculo linear deste edifício usando um intervalo igual ao da série ($\Delta t = 0.02$) efectua 1772 passos e gasta 53.4 segundos de CPU. Enquanto o cálculo não linear efectua 3544 passos ($\Delta t = 0.01$), 19885 iterações e gasta 210 segundos de CPU. Este tempo de CPU elevado prende-se com a necessidade de o programa escrever em ficheiro binário, em cada passo de integração, os valores que depois irão ser usados para se proceder à execução das figuras apresentadas.

Quando se pretende efectuar cálculos estatísticos, em que se utiliza, não uma amostra, mas um conjunto de amostras (neste caso 4 séries), diminui-se muito o tempo de CPU, evitando a escrita dos resultados e assim o mesmo cálculo não linear efectuado com outro programa, em que se elimina essa escrita, conduziu a 40 segundos de CPU.

Como já foi referido, utilizaram-se, só, 4 séries dado que os coeficientes de variação da resposta obtidos, que oscilam em torno dos 20% são semelhantes (sendo caso geral menores) aos obtidos quando se utilizam 10 ou mesmo 20 séries.

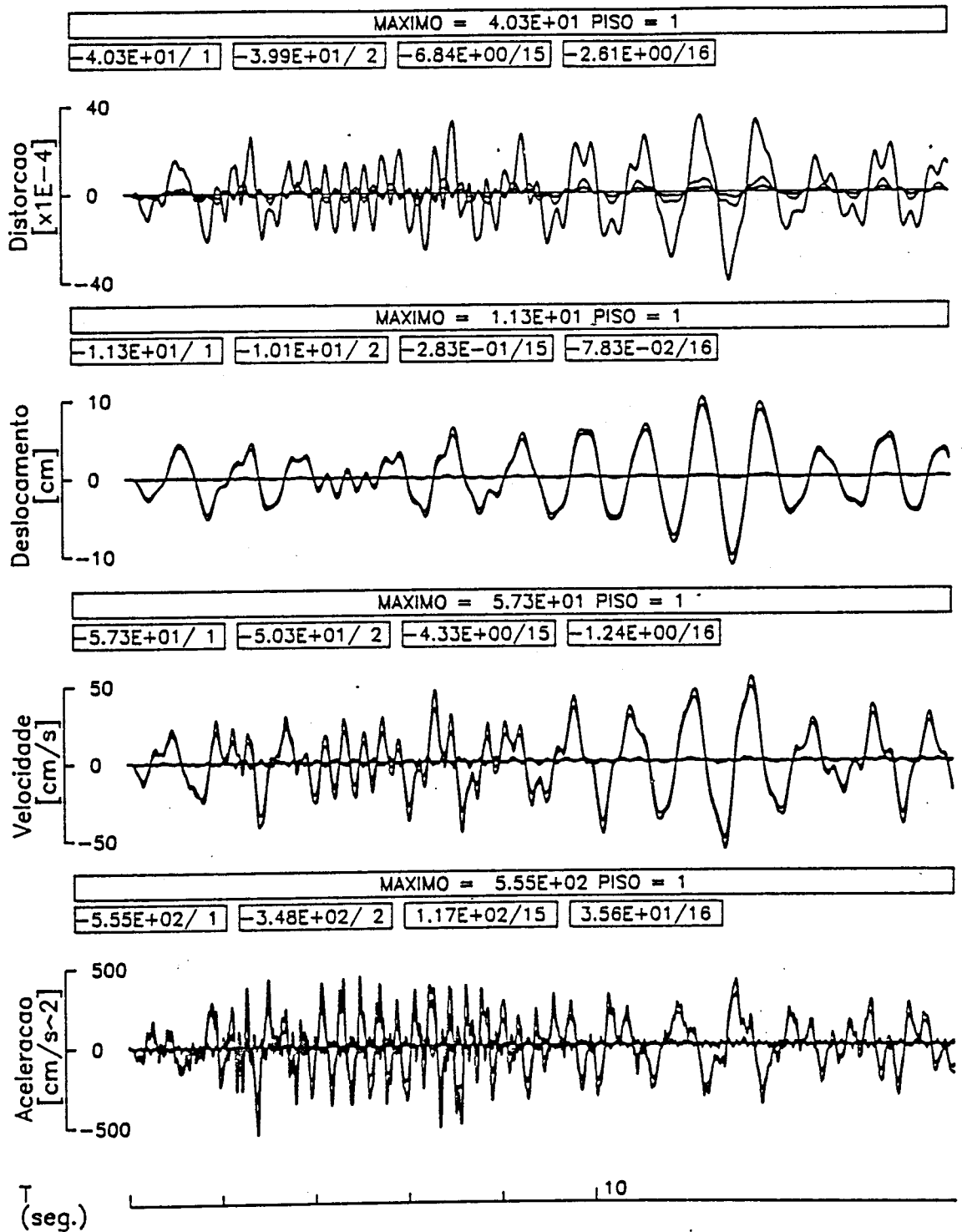
A resposta estatística é ilustrada nas Figs. 7.13, 7.14 e 7.15 em que se apresentam os valores médios dos máximos absolutos das variáveis de controlo, a variância da resposta e o coeficiente de variação da resposta. Estes resultados permitem-nos analisar, para os diversos edifícios, a distribuição em altura das variáveis e no presente caso, a ductilidade.

Atendendo ao elevado número de cálculos efectuados e de resultados obtidos, tentou-se uma sintetização dos mesmos através de tabelas, Anexo A, onde são apresentados os valores máximos da ductilidade exigida para as diferentes combinações de coeficientes de ductilidade. De igual modo apresenta-se no Anexo B a distribuição em altura das ductilidades exigidas para as mesmas combinações de coeficientes de ductilidade. Com estes anexos procurou-se sintetizar toda a informação obtida, podendo tecer-se a seu respeito as seguintes considerações:

- Da análise dos valores máximos do Anexo A e das figuras do Anexo B nota-se que alguns edifícios têm uma exigência de ductilidade que varia mais ou menos linearmente, sem mudanças de zonas onde esses máximos são obtidos. Outros edifícios têm um comportamento mais irregular já que há uma transferência da zona onde a exigência de ductilidade é mais elevada. Este facto irá acarretar funções de vulnerabilidade completamente distintas.

Edifícios Regulares

- Nos edifícios mais rígidos, entendendo-se isto como a maior contribuição das paredes na rigidez total (os edifícios 2NL são mais rígidos que os NC e estes mais rígidos que os PAL), isto implica uma predominância da deformada de flexão relativamente à deformada de corte, portanto pouca influência do pórtico na deformada global. Portanto no 2NL quando se aumenta o coeficiente de ductilidade do pórtico (η_{por}), ou seja, redução da

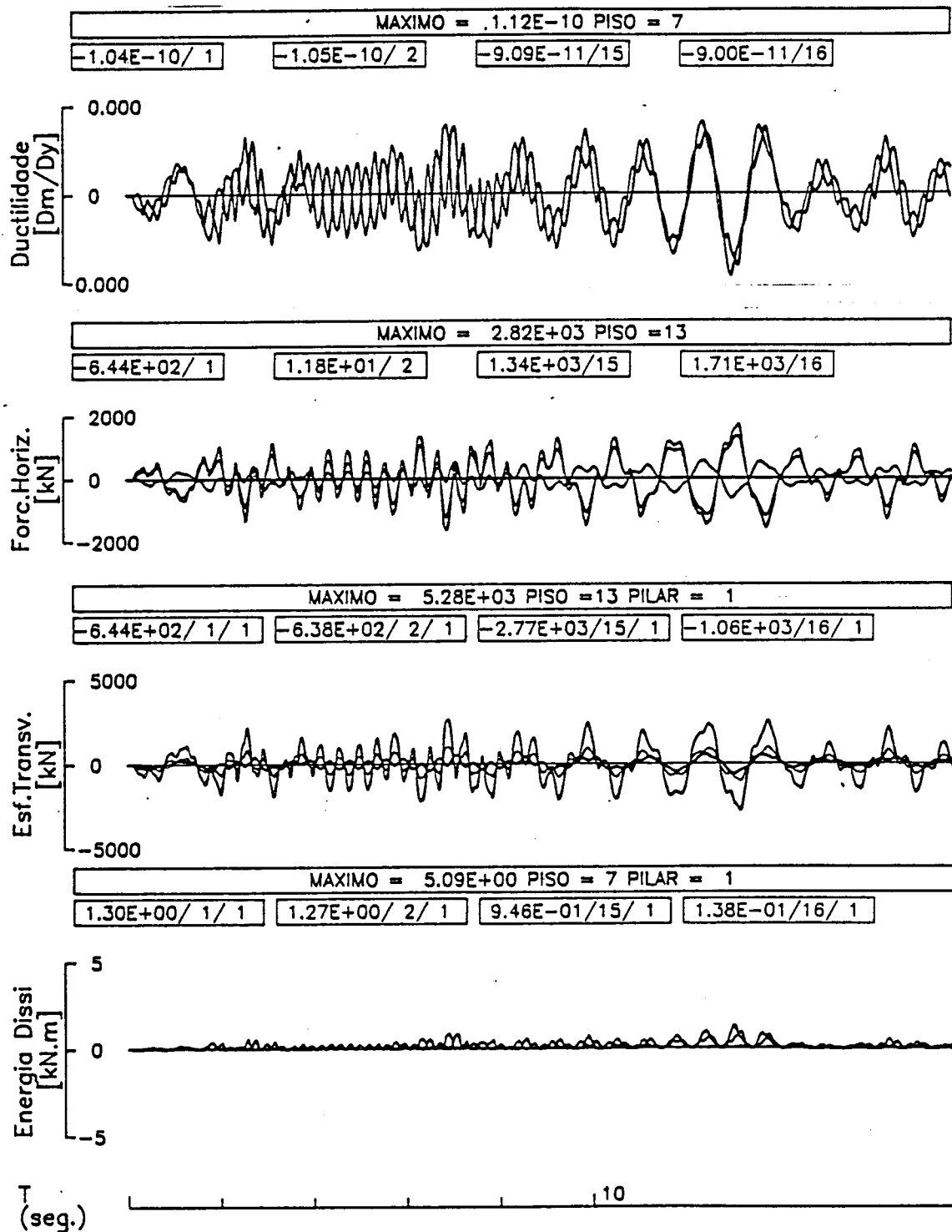


PAL16TR1S00.PLT
27-APR-89

ACCAO :

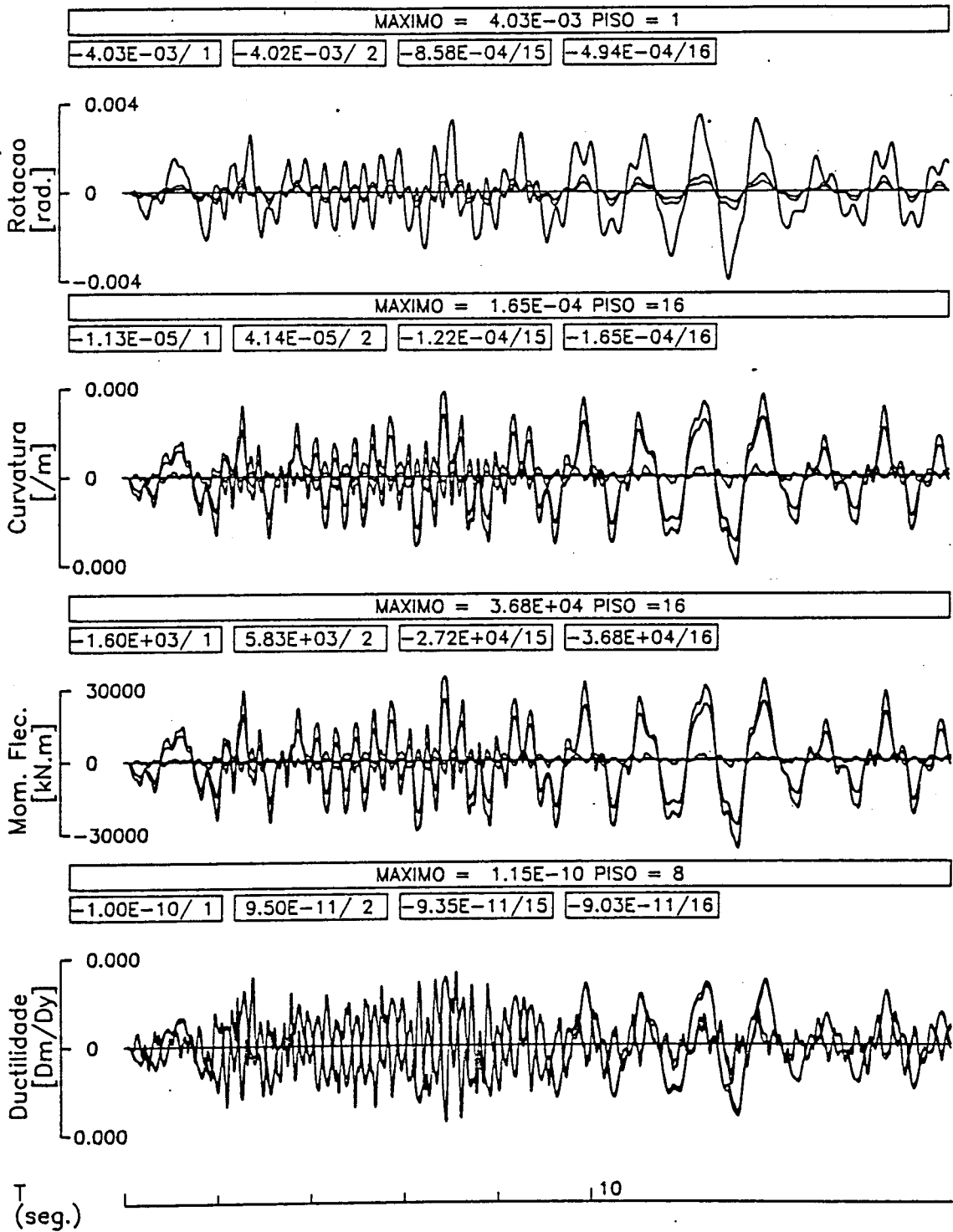
SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

Figura 7.2: Variação da resposta linear ao longo do tempo



PAL16TR1S01.PLT
 27-APR-89
 ACCAO :
 SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

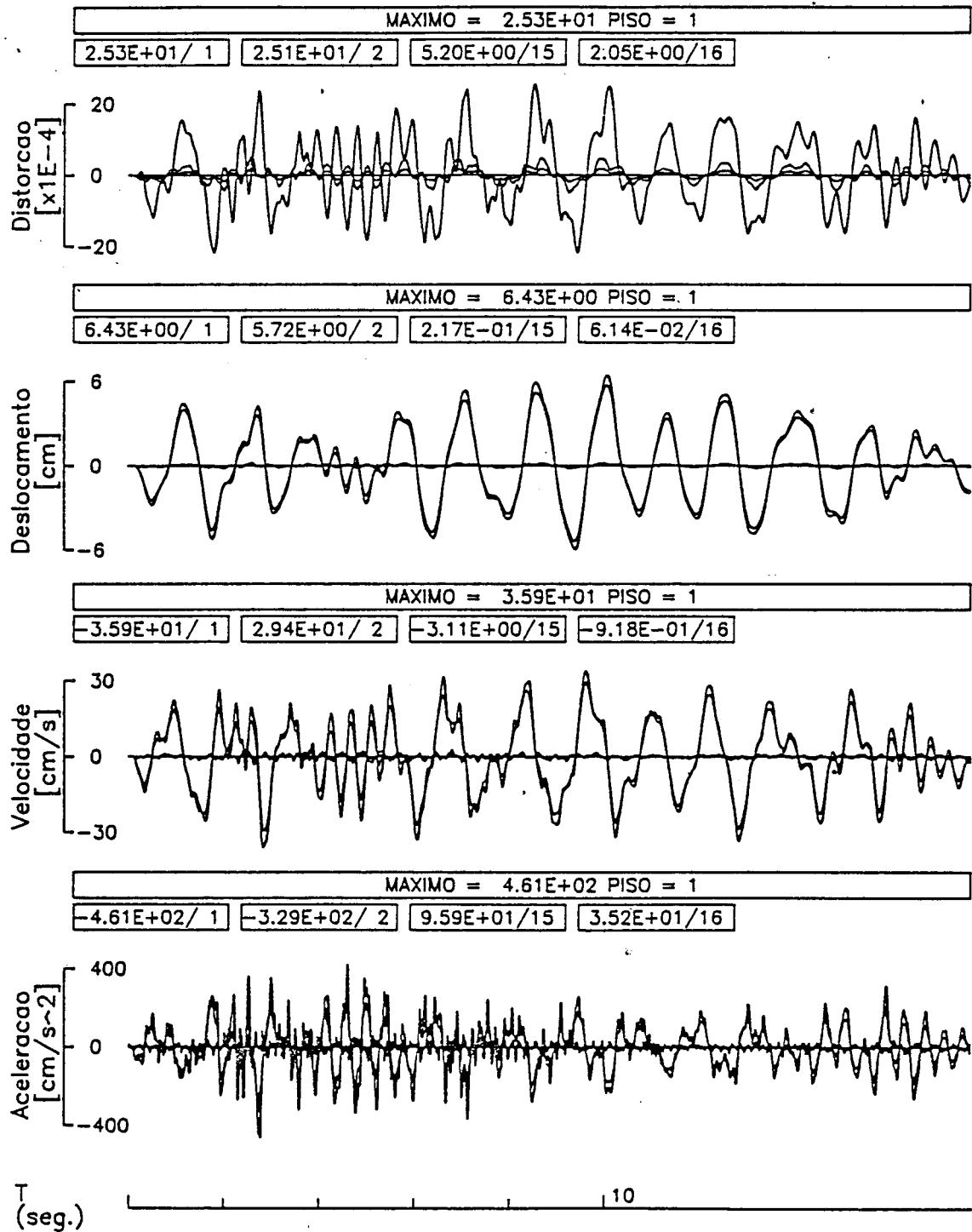
Figura 7.3: Variação da resposta linear ao longo do tempo



PAL16TR1S02.PLT
 27-APR-89

ACCAO :
 SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

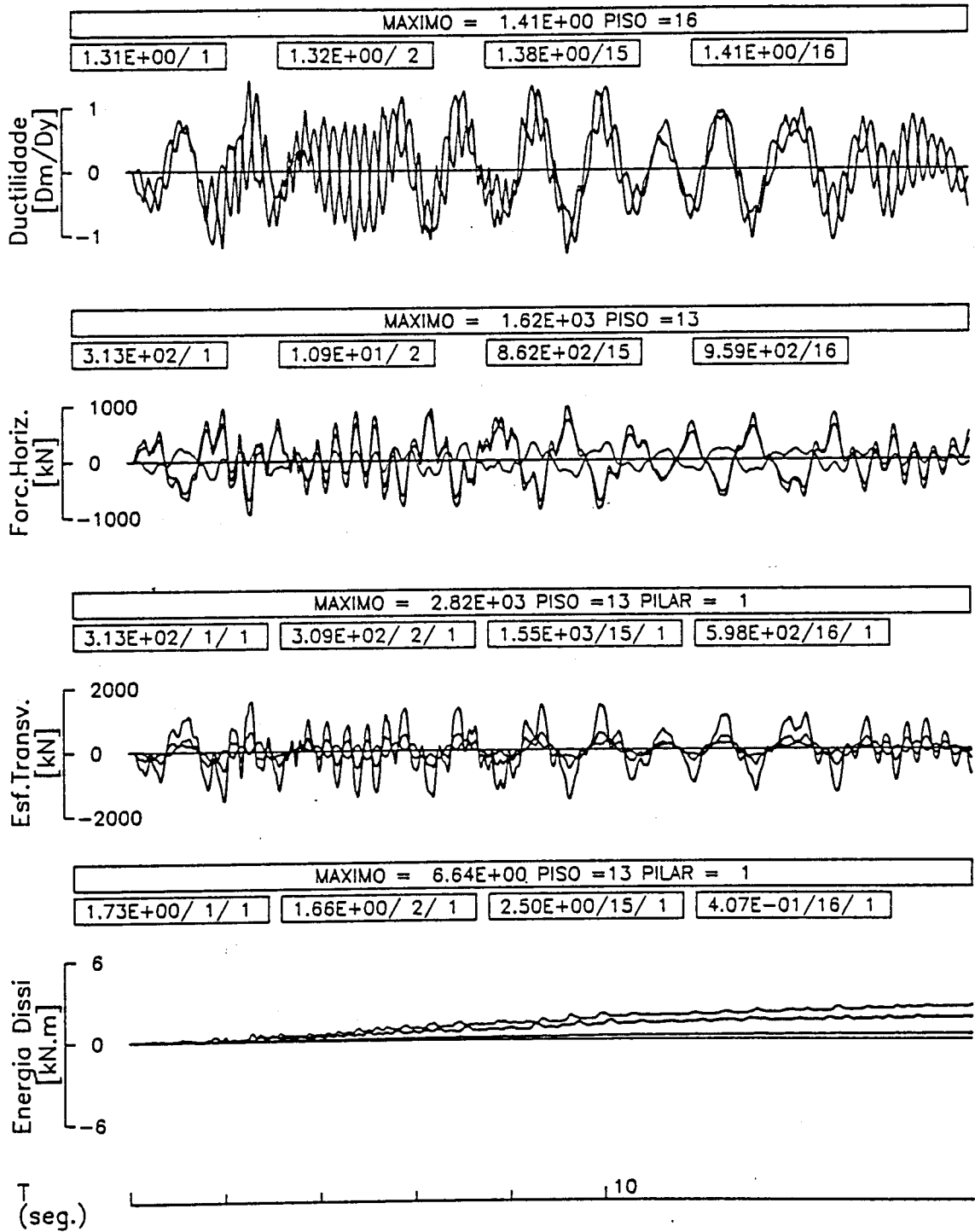
Figura 7.4: Variação da resposta linear ao longo do tempo



PAL16TR1S00.PLT
14-APR-89

ACCAO :
SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

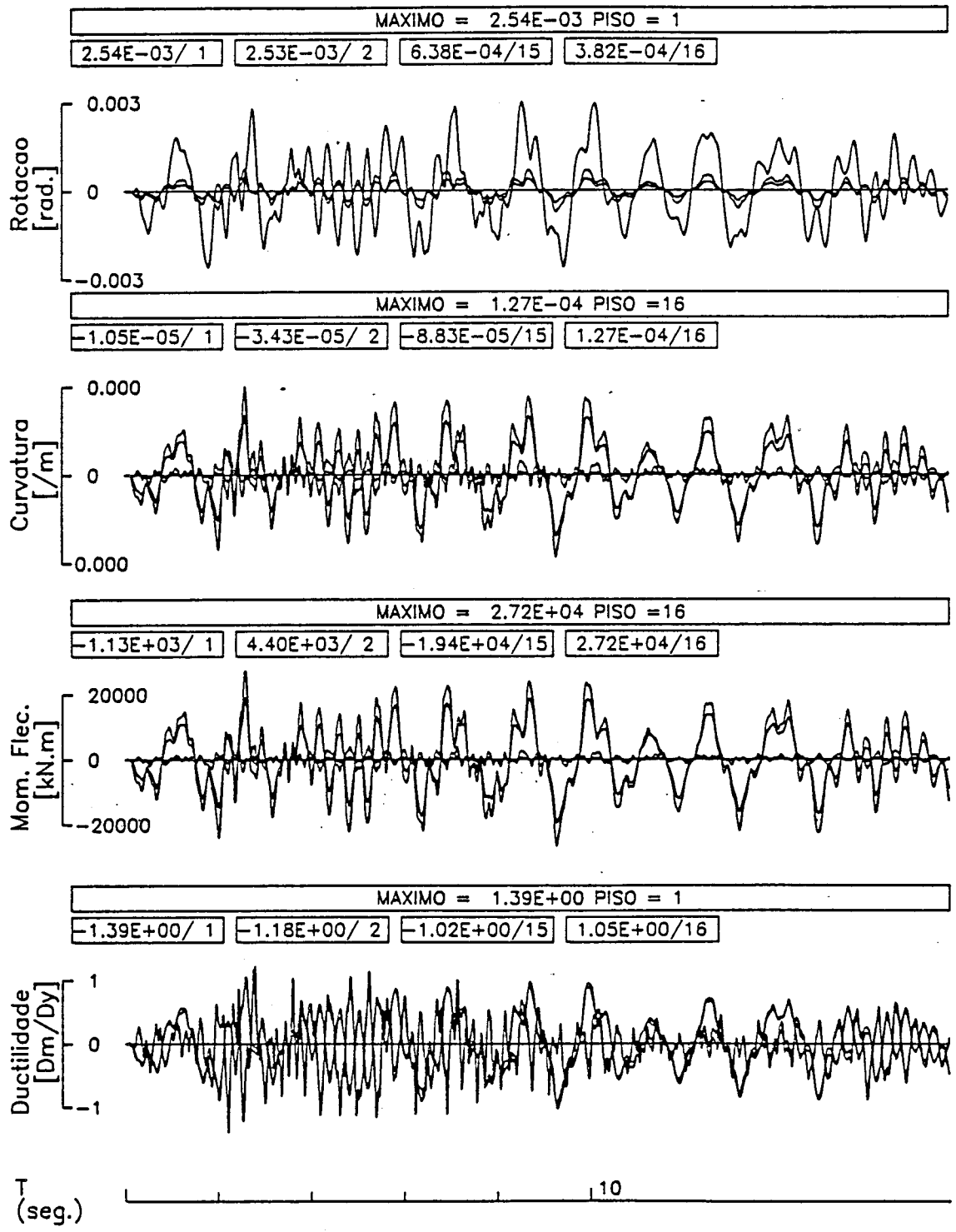
Figura 7.5: Variação da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 2.0$ e $\eta_{par} = 1.5$)



PAL16TR1S00.PLT
 14-APR-89

ACCAO :
 SISMO DE 1980 -> COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

Figura 7.6: Variação da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 2.0$ e $\eta_{par} = 1.5$)

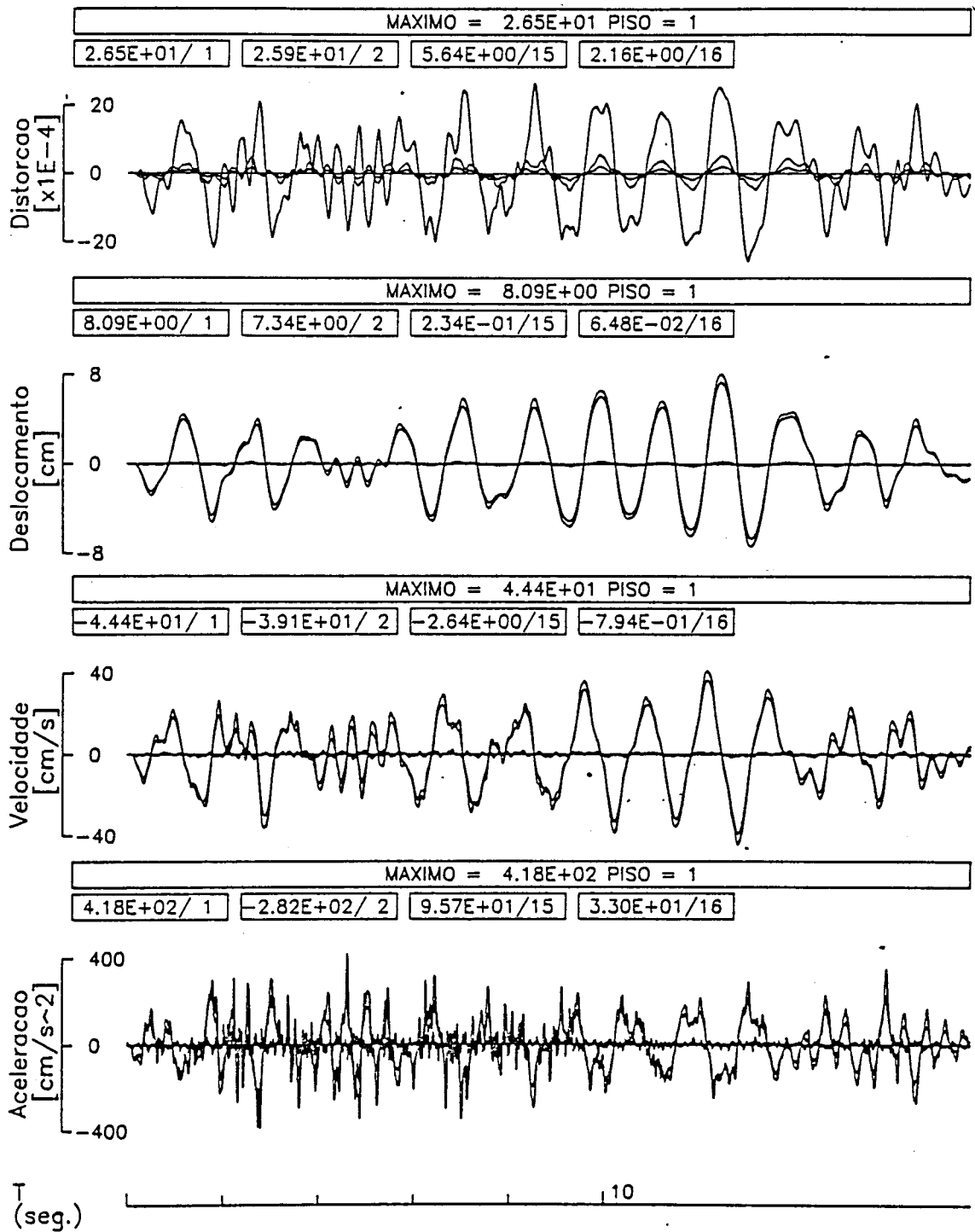


PAL16TR1S01.PLT
14-APR-89

ACCAO :

SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

Figura 7.7: Variação da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 2.0$ e $\eta_{par} = 1.5$)



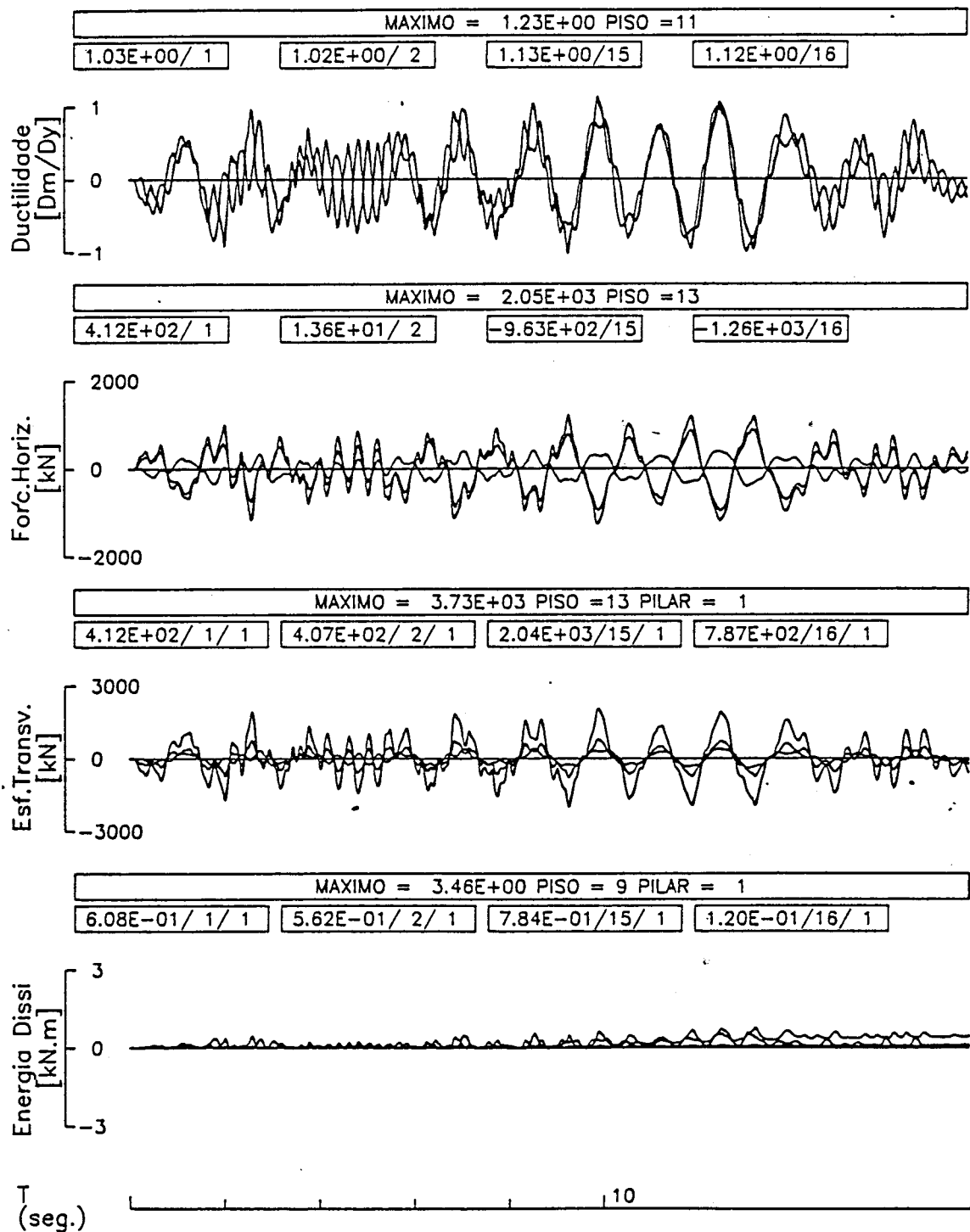
PAL16TR1S00.PLT

25-APR-89

ACCAO :

SISMO DE 1980 -> COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

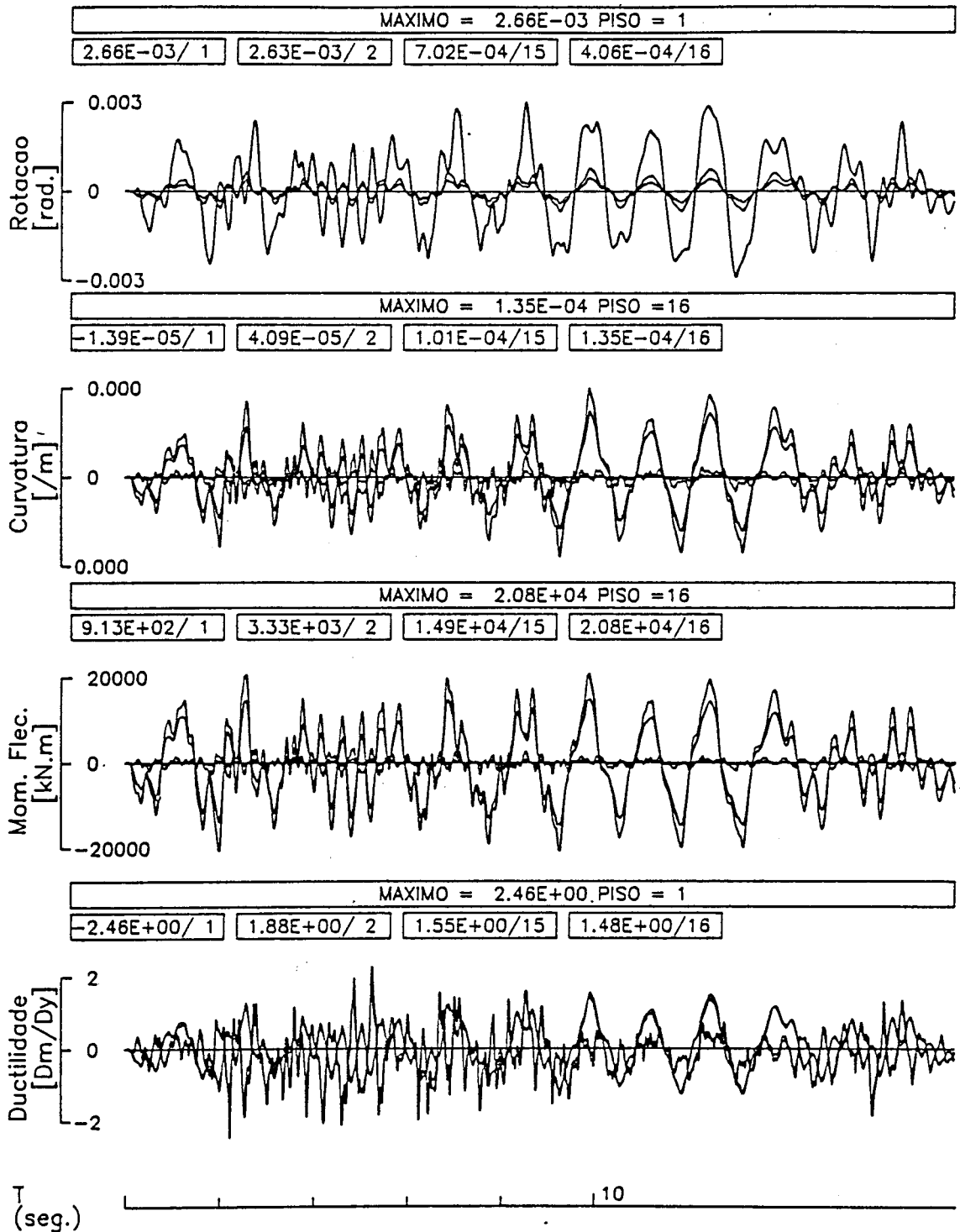
Figura 7.8: Variação da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 1.5$ e $\eta_{par} = 2.0$)



PAL16TR1S01.PLT
25-APR-89

ACCAO :
SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 -TER. TIPO II

Figura 7.9: Variação da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 1.5$ e $\eta_{par} = 2.0$)



PAL16TR1S02.PLT

25-APR-89

ACCAO :

SISMO DE 1980 - COMP. 1 - AS1 - TER. TIPO II

Figura 7.10: Variação da resposta não linear ao longo do tempo (para $\eta_{por} = 1.5$ e $\eta_{par} = 2.0$)

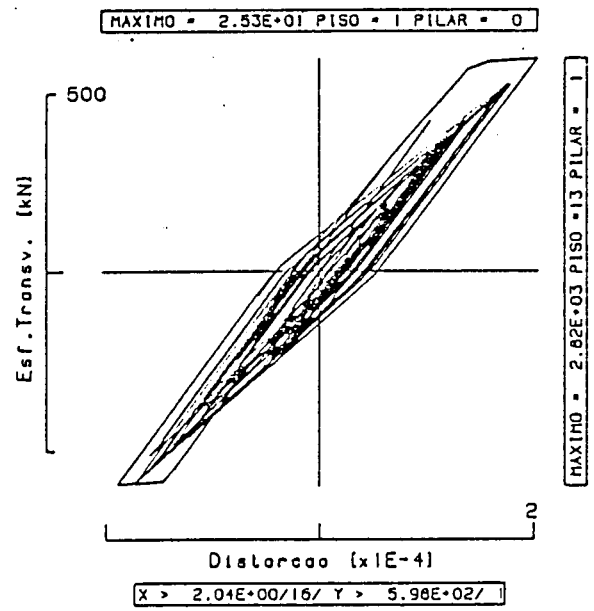
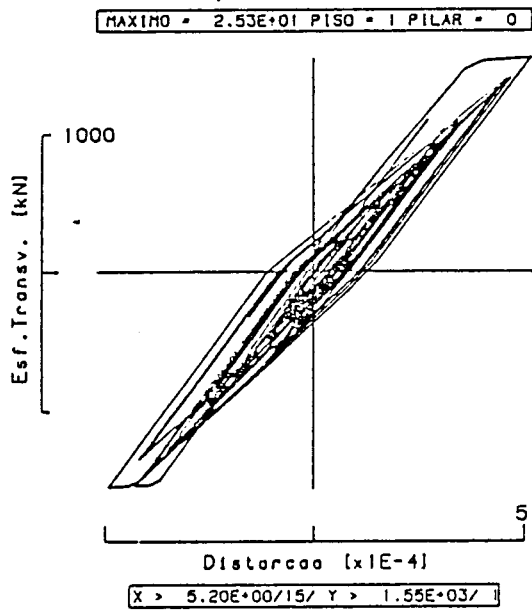
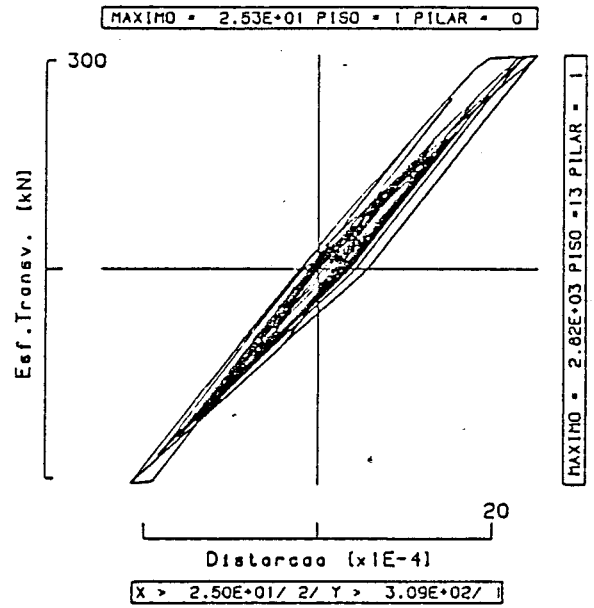
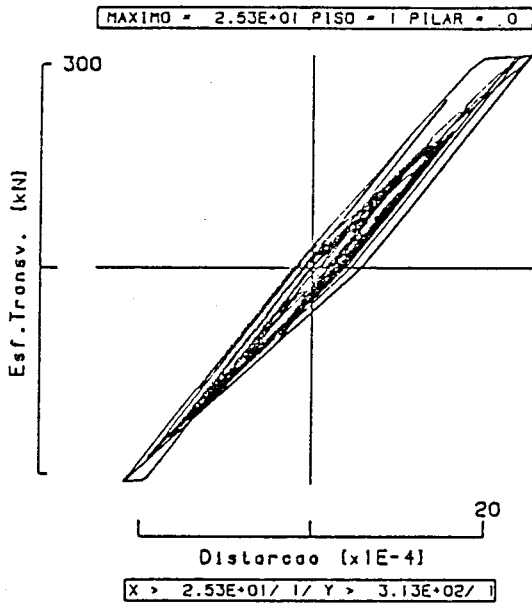


Figura 7.11: Diagramas histeréticos de comportamento

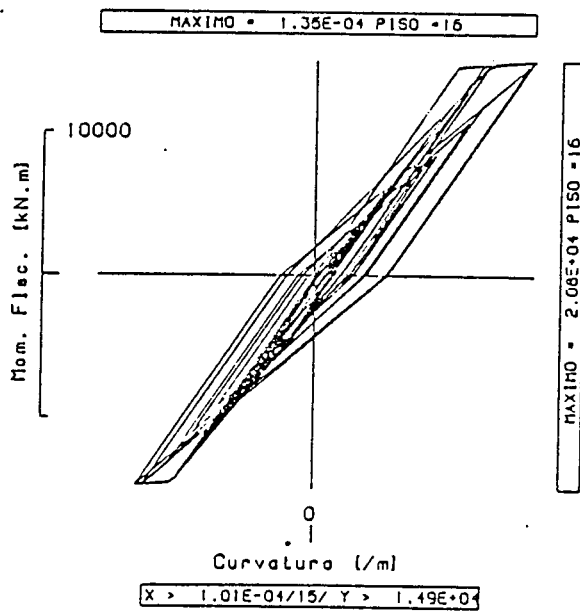
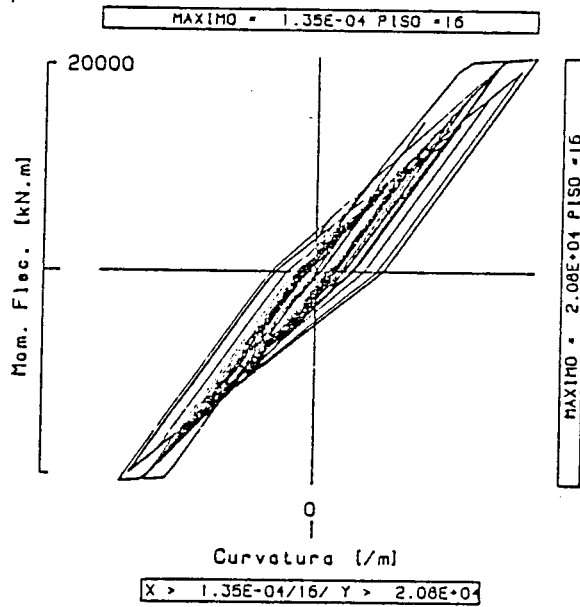


Figura 7.12: Diagramas histeréticos de comportamiento

```

***** VALORES MEDIOS DA RESPOSTA *****
PISO 1
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 5.543E-04 | 1.848E-04 | 7.306E-01 | 2.494E+02 | 3.549E-04 | 1.183E-04 | 1.812E+00 | 3.609E+04 |
PISO 2
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 2.073E-03 | 5.066E-04 | 7.276E-01 | 6.335E+02 | 6.381E-04 | 9.542E-05 | 1.789E+00 | 2.942E+04 |
PISO 3
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 4.325E-03 | 7.527E-04 | 7.131E-01 | 1.015E+03 | 8.502E-04 | 7.560E-05 | 1.736E+00 | 2.400E+04 |
PISO 4
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 7.104E-03 | 9.353E-04 | 6.965E-01 | 1.263E+03 | 1.088E-03 | 6.405E-05 | 1.747E+00 | 2.020E+04 |
PISO 5
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.032E-02 | 1.100E-03 | 6.869E-01 | 1.430E+03 | 1.184E-03 | 6.591E-05 | 1.687E+00 | 1.719E+04 |
PISO 5
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.394E-02 | 1.260E-03 | 6.831E-01 | 1.638E+03 | 1.333E-03 | 5.761E-05 | 1.730E+00 | 1.466E+04 |
PISO 7
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.808E-02 | 1.403E-03 | 6.845E-01 | 1.684E+03 | 1.472E-03 | 5.380E-05 | 1.888E+00 | 1.295E+04 |
PISO 3
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 2.263E-02 | 1.537E-03 | 6.395E-01 | 1.844E+03 | 1.600E-03 | 5.209E-05 | 2.136E+00 | 1.138E+04 |
PISO 9
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 2.751E-02 | 1.659E-03 | 6.974E-01 | 7.630E+02 | 1.710E-03 | 4.808E-05 | 2.550E+00 | 8.901E+03 |
PISO 10
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 3.265E-02 | 1.753E-03 | 7.068E-01 | 8.065E+02 | 1.791E-03 | 3.909E-05 | 3.226E+00 | 5.990E+03 |
PISO 11
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 3.793E-02 | 1.820E-03 | 7.165E-01 | 2.913E+02 | 1.841E-03 | 2.559E-05 | 4.233E+00 | 2.970E+03 |
PISO 12
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 4.341E-02 | 1.353E-03 | 7.229E-01 | 2.965E+02 | 1.856E-03 | 8.692E-06 | 5.669E+00 | 8.305E+02 |

```

Figura 7.13: Valores médios da resposta

```

***** VARIANCIAS DA RESPOSTA *****
PISO 1
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 1.360E-03 | 1.511E-09 | 2.363E-02 | 2.754E+03 | 4.865E-09 | 5.405E-10 | 1.263E-01 | 3.011E+05 |
PISO 2
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 1.603E-07 | 9.050E-09 | 1.567E-02 | 1.649E+04 | 1.165E-03 | 2.139E-10 | 7.519E-02 | 1.233E+05 |
PISO 3
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 5.533E-07 | 1.396E-03 | 1.253E-02 | 2.544E+04 | 1.535E-08 | 4.505E-11 | 2.375E-02 | 3.434E+04 |
PISO 4
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 1.137E-06 | 1.744E-03 | 9.666E-03 | 3.178E+04 | 1.928E-08 | 3.145E-12 | 2.339E-03 | 3.254E+03 |
PISO 5
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 2.171E-06 | 1.924E-03 | 7.502E-03 | 3.252E+04 | 2.030E-08 | 4.804E-11 | 3.143E-02 | 1.643E+04 |
PISO 6
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 3.552E-06 | 2.282E-08 | 6.706E-03 | 3.358E+04 | 2.622E-08 | 1.139E-10 | 1.072E-01 | 6.688E+04 |
PISO 7
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 5.784E-06 | 2.970E-03 | 7.067E-03 | 4.277E+04 | 3.331E-08 | 2.127E-10 | 2.620E-01 | 1.855E+05 |
PISO 8
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 5.316E-06 | 3.743E-08 | 7.543E-03 | 5.397E+04 | 4.210E-08 | 1.359E-10 | 3.125E-01 | 4.085E+05 |
PISO 9
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 1.184E-05 | 4.722E-05 | 8.349E-03 | 9.992E+03 | 5.183E-08 | 1.059E-10 | 2.980E-01 | 7.339E+04 |
PISO 10
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 1.656E-05 | 5.716E-03 | 9.291E-03 | 1.210E+04 | 6.280E-08 | 3.643E-11 | 2.480E-01 | 2.279E+05 |
PISO 11
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 2.259E-05 | 6.873E-03 | 1.065E-02 | 1.759E+03 | 7.323E-08 | 1.171E-11 | 3.204E-01 | 5.507E+03 |
PISO 12
| PDLR | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLÉ. |
| 3.022E-05 | 7.654E-03 | 1.165E-02 | 1.959E+03 | 7.728E-08 | 1.689E-12 | 7.183E-01 | 4.239E+02 |

```

Figura 7.14: Variâncias da resposta

```

*****+ COEF. DE VAR. DA RESPOSTA *****+*****
PISO 1
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 2.104E-01 | 2.104E-01 | 2.104E-01 | 2.104E-01 | 1.965E-01 | 1.965E-01 | 1.965E-01 | 1.965E-01 | 1.521E-02 |
PISO 2
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.932E-01 | 1.878E-01 | 1.873E-01 | 1.873E-01 | 1.691E-01 | 1.533E-01 | 1.533E-01 | 1.533E-01 | 1.194E-02 |
PISO 3
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.715E-01 | 1.570E-01 | 1.570E-01 | 1.570E-01 | 1.457E-01 | 1.457E-01 | 1.457E-01 | 1.457E-01 | 8.878E-02 | 7.720E-03 |
PISO 4
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.534E-01 | 1.412E-01 | 1.412E-01 | 1.412E-01 | 1.377E-01 | 1.377E-01 | 1.377E-01 | 1.377E-01 | 2.769E-02 | 2.823E-03 |
PISO 5
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.428E-01 | 1.261E-01 | 1.261E-01 | 1.261E-01 | 1.204E-01 | 1.051E-01 | 1.051E-01 | 1.051E-01 | 1.893E-01 | 1.764E-02 |
PISO 6
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.403E-01 | 1.199E-01 | 1.199E-01 | 1.199E-01 | 1.215E-01 | 1.893E-01 | 1.893E-01 | 1.893E-01 | 1.893E-01 | 1.764E-02 |
PISO 7
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.328E-01 | 1.228E-01 | 1.228E-01 | 1.228E-01 | 1.240E-01 | 2.711E-01 | 2.711E-01 | 2.711E-01 | 2.711E-01 | 3.325E-02 |
PISO 8
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.275E-01 | 1.260E-01 | 1.260E-01 | 1.260E-01 | 1.282E-01 | 2.617E-01 | 2.617E-01 | 2.617E-01 | 2.617E-01 | 5.615E-02 |
PISO 9
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.251E-01 | 1.310E-01 | 1.310E-01 | 1.310E-01 | 1.332E-01 | 2.141E-01 | 2.141E-01 | 2.141E-01 | 2.141E-01 | 3.146E-02 |
PISO 10
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.246E-01 | 1.364E-01 | 1.364E-01 | 1.364E-01 | 1.399E-01 | 1.544E-01 | 1.544E-01 | 1.544E-01 | 1.544E-01 | 7.969E-02 |
PISO 11
| PILAE 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.251E-01 | 1.440E-01 | 1.440E-01 | 1.440E-01 | 1.470E-01 | 1.337E-01 | 1.337E-01 | 1.337E-01 | 1.337E-01 | 2.499E-02 |
PISO 12
| PILAR 1 | DESL | DIST | DUCT | E. TRAN | ROTAC | CURV | DUCT | MOM. FLE. |
| 1.265E-01 | 1.493E-01 | 1.493E-01 | 1.493E-01 | 1.498E-01 | 1.495E-01 | 1.495E-01 | 1.495E-01 | 1.495E-01 | 2.479E-02 |

```

Figura 7.15: Coeficientes de variação da resposta

participação da contribuição do pórtico na deformada global, não se consegue fazer a transferência das exigências da ductilidade do topo para a base. Nos edifícios de 12 pisos isto é mais evidente, enquanto nos de 20 pisos se nota uma certa tendência para se efectuar essa transferência. Nos PAL essa transferência é evidente notando-se em termos de altura, que no PALT20 essa transferência é bem patente, sendo a partir de $\eta_{por} = 3.5$ a exigência de ductilidade maior nos pisos inferiores.

- A distribuição de exigências de ductilidade nos pórticos é mais ou menos uniforme, perdendo esta uniformidade para valores mais elevados de η_{por} . A exigência de ductilidade aumenta sensivelmente na mesma zona nas paredes.
- A exigência de ductilidade no pórtico aumenta numa razão mais ou menos constante com o aumento de η_{por}

Edifícios Irregulares I2 e I5

- Nota-se a mesma transferência de ductilidade do topo para a zona da base, agora muito mais acentuada, já que temos menos parede. Verifica-se que quanto mais alto é o edifício mais rapidamente essa transferência se efectua.
- A parede continua na parte em que existe a exigir uma distribuição uniforme de ductilidade em altura, notando-se nesta zona o mesmo tipo de comportamento do edifício regular. É como se existisse um edifício regular com menos pisos.
- A irregularidade manifesta-se nas zonas acima da quebra de uma maneira acentuada aparecendo como que um "soft-storey" em que predomina a exigência de ductilidade no 1º piso a seguir à quebra.

Edifícios Irregulares I3 e I4

- Tudo quanto se disse para o regular mantêm-se válido neste caso com a agravante de existir menos pórticos e portanto menos resistência oferecida pelos pórticos, acentuando-se portanto as exigências de ductilidade na parede.

Na sequência dos pontos anteriores estabeleceu-se uma relação entre os η_{por} e os η_{par} e a máxima ductilidade exigida no pórtico e na parede, Fig. 7.16. A análise dessa figura permite-nos afirmar que a variação do coeficiente de ductilidade no pórtico com a variação da exigência de ductilidade na parede, apresenta uma forma aproximadamente do 2º grau com o ponto de mudança de curvatura correspondente à mudança da zona de exigência de ductilidade, que é transferida da parte superior para a parte inferior. Nas estruturas regulares este andamento é nítido e pode ser atingido para valores de coeficientes de ductilidade do pórtico que conduzem a exigências de ductilidade em termos de secções dos elementos estruturais dentro de limites aceitáveis. Quanto maior for a participação da parede na deformabilidade global do edifício mais difícil se torna a inversão da deformabilidade.

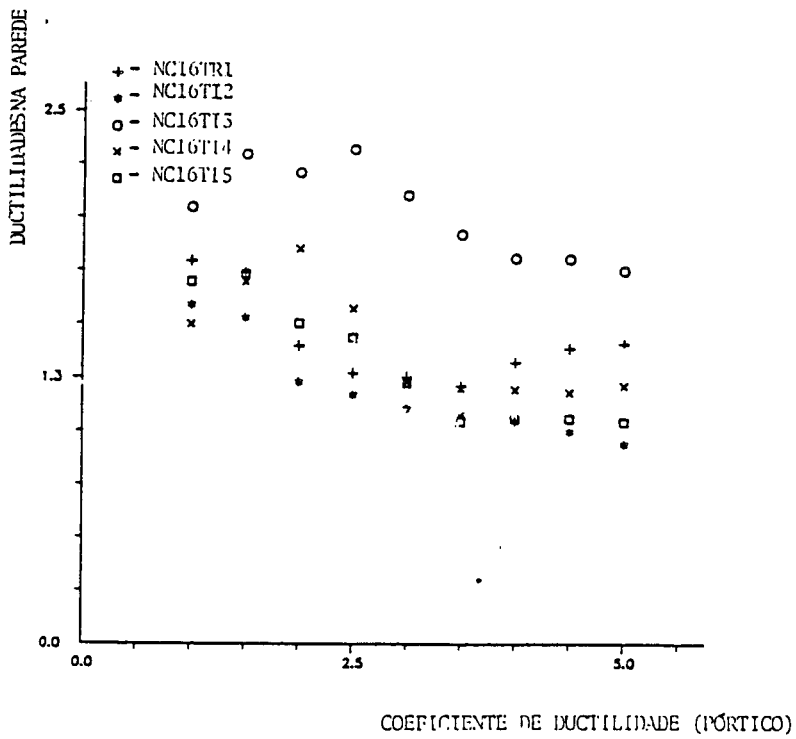
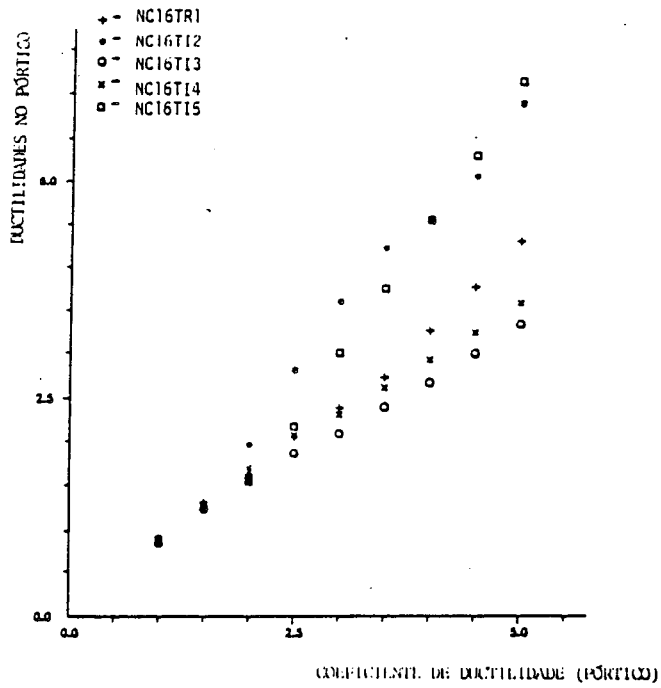


Figura 7.16: Relação entre η_{por} e η_{par} e a máxima ductilidade exigida no pórtico e na parede

Com base nestes resultados utilizou-se um outro programa de cálculo que permite visualizar a distribuição em altura de algumas dessas variáveis. Apresenta-se nas Figs. 7.17 e 7.18 a variação dos esforços transversos e dos momentos flectores (chama-se a atenção de que estes diagramas são envolventes positivas) e nas Figs. 7.19, 7.20, e 7.21 distribuições de ductilidade em altura.

7.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

É sempre difícil fazer uma análise dos resultados, atendendo ao seu elevado número, apesar disso ir-se-à tentar sintetizar as principais conclusões extraídas da análise dos resultados.

1. Pressupondo que uma distribuição regular da exigência de ductilidade conduz a uma optimização do comportamento sísmico em edifícios então os resultados apontam que essa optimização pode ser realizada através de uma distribuição não uniforme de coeficientes de comportamento.
2. Supondo que a parede estrutural mantém a sua capacidade de dissipação histerética, ou seja não degrada resistência com o aumento da exigência de ductilidade, então a sua presença numa associação pórtico-parede irá contribuir para uma distribuição uniforme das exigências de ductilidade no pórtico.
3. Contrariamente, uma interrupção ou uma ausência de uma parede estrutural conduz sempre a uma distribuição irregular de exigências de ductilidade nos pórticos, acarretando elevadas exigências de ductilidade no 1º piso ou acima do piso onde essa parede é interrompida.
4. O comportamento sísmico pode ser compreendido através das deformabilidades relativas dos elementos estruturais (pórticos e paredes).
5. Embora o modelo usado tenha capacidades de resposta muito elevadas pensa-se, atendendo à análise dos resultados, que a resposta é controlada essencialmente pelo 1º modo, pelo que se poderia simular este comportamento com um oscilador generalizado de 1 grau de liberdade.
6. O aumento do coeficiente de ductilidade no pórtico conduz, de um modo geral, a uma diminuição da exigência de ductilidade na parede.
7. O comportamento das estruturas irregulares não indicou qualquer comportamento dinâmico não usual devido à presença das irregularidades, embora as concentrações de ductilidade exigida em alguns casos sejam notórias. Nas zonas abaixo da quebra o comportamento é muito semelhante ao dos edifícios regulares.

pal12ti4

η - Parede=1.0; Portico=1.

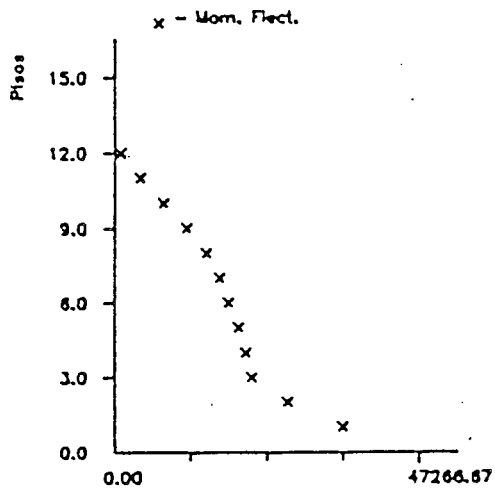


Diagrama de Esforços (Mom. Flec.)

pal12ti4

η - Parede=1.0; Portico=3.

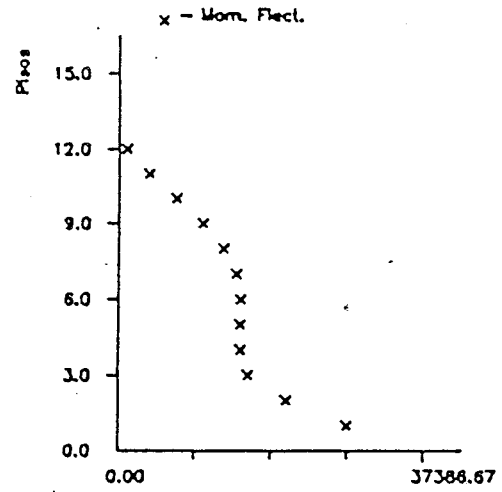


Diagrama de Esforços (Mom. Flec.)

pal12ti4

η - Parede=1.5; Portico=1.5

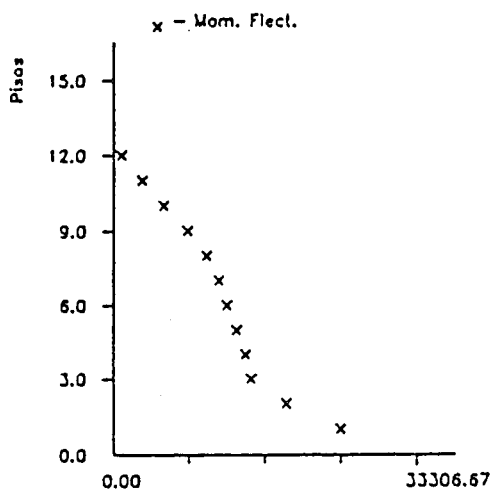


Diagrama de Esforços (Mom. Flec.)

Figura 7.17: Diagramas de momentos flectores

pal12ti4

η - Parede=1.0; Portico=1.

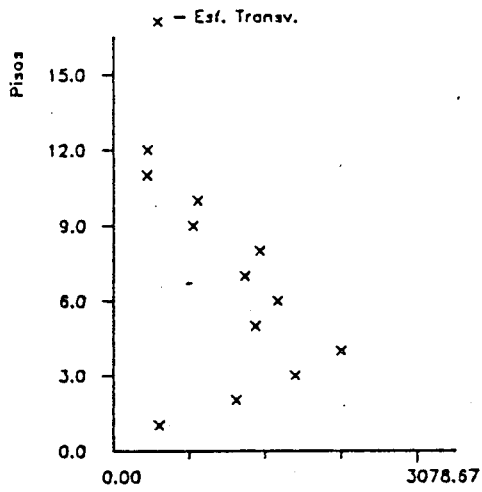


Diagrama de Esforços (Esf. Transv.)

pal12ti4

η - Parede=1.0; Portico=3.

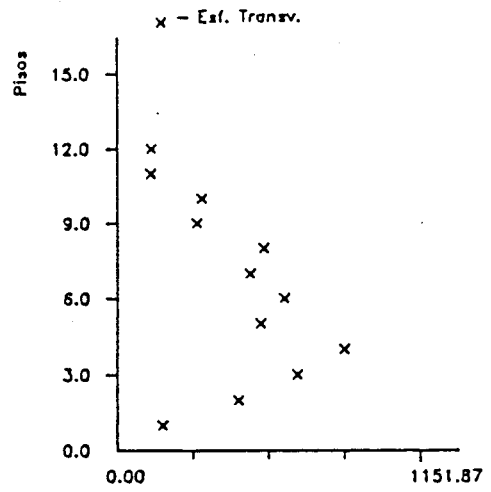


Diagrama de Esforços (Esf. Transv.)

pal12ti4

η - Parede=1.5; Portico=1.5

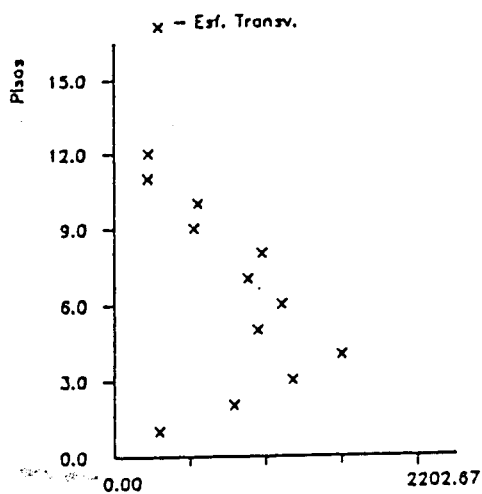


Diagrama de Esforços (Esf. Transv.)

pal12ti4

η - Parede=3.0; Portico=3.

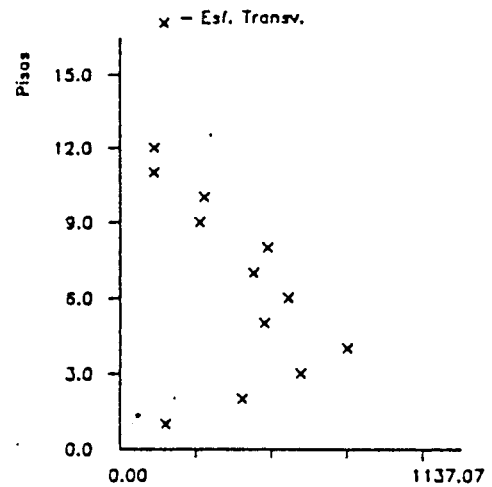
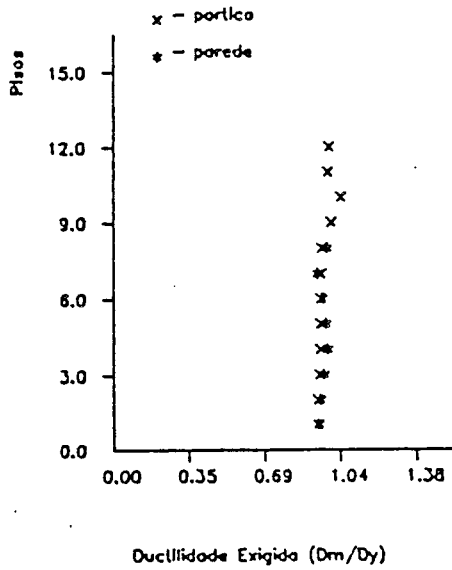


Diagrama de Esforços (Esf. Transv.)

Figura 7.18: Diagramas de esforços transversos

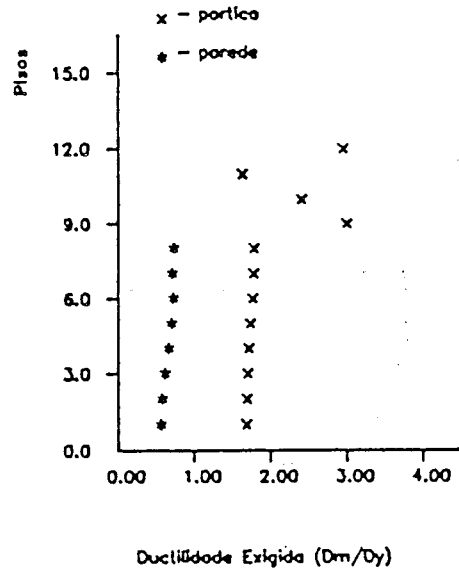
pal12ti2

η - Parede=1.0; Portico=1.



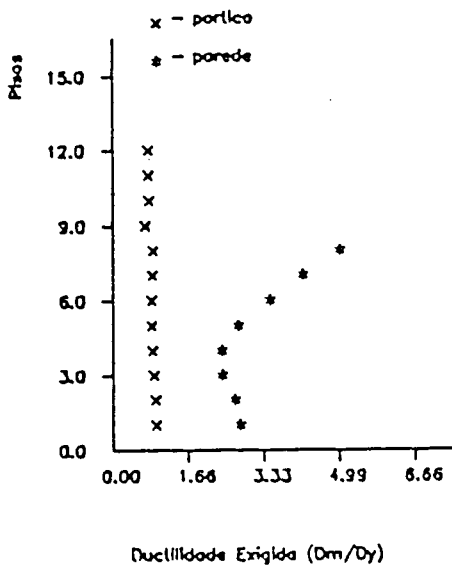
pal12ti2

η - Parede=1.0; Portico=3.



pal12ti2

η - Parede=3.0; Portico=1.



pal12ti2

η - Parede=3.0; Portico=3.

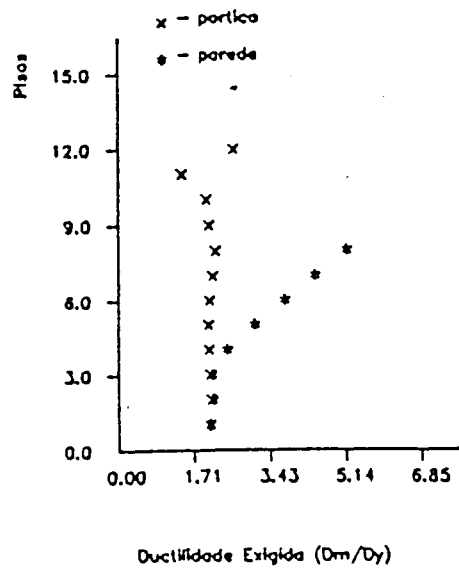
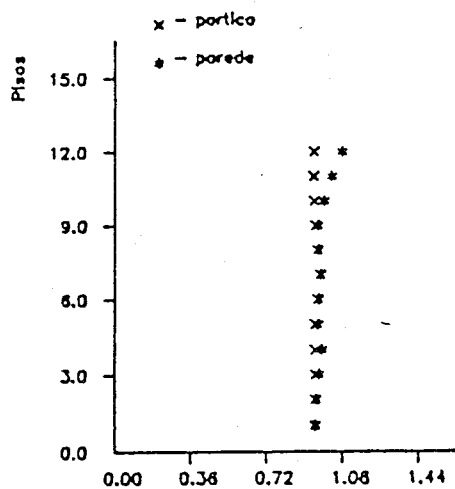


Figura 7.19: Distribuições de ductilidade em altura

pal12tr1

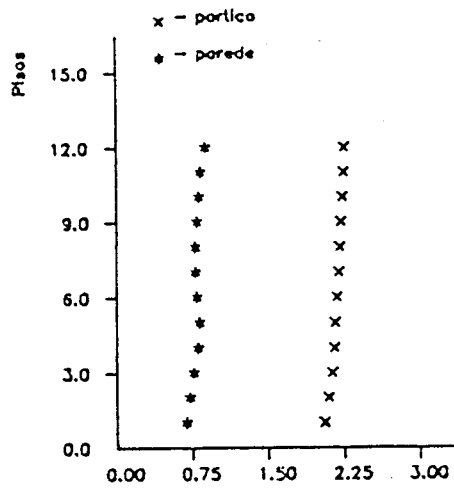
η - Parede=1.0; Portico=1.



Ductilidade Exigida (Dm/Dy)

pal12tr1

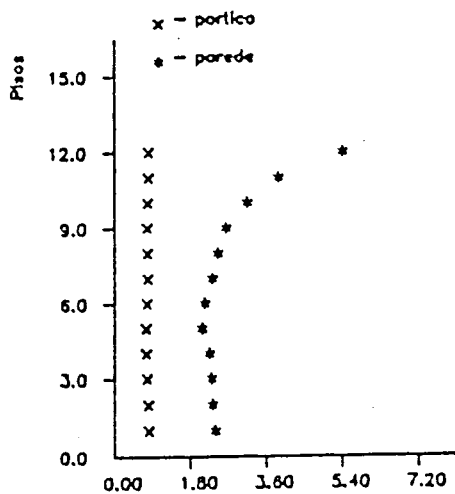
η - Parede=1.0; Portico=3.



Ductilidade Exigida (Dm/Dy)

pal12tr1

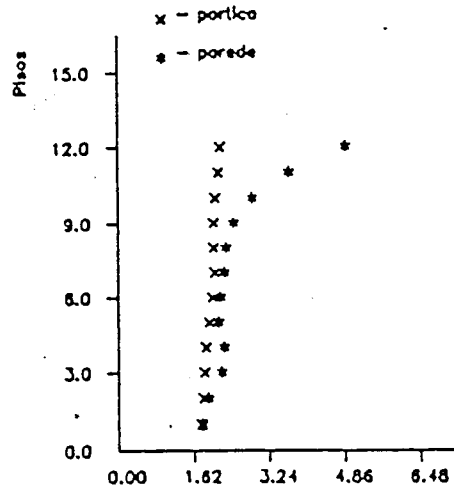
η - Parede=3.0; Portico=1.



Ductilidade Exigida (Dm/Dy)

pal12tr1

η - Parede=3.0; Portico=3.

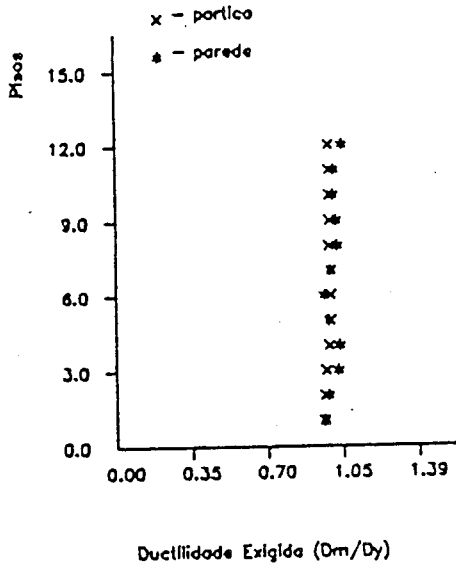


Ductilidade Exigida (Dm/Dy)

Figura 7.20: Distribuições de ductilidade em altura

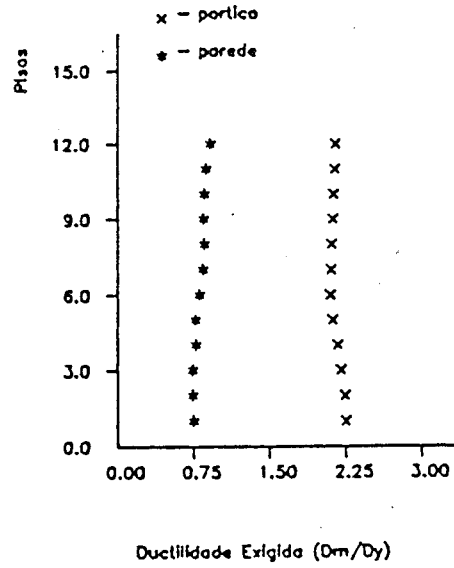
pal12ti3

η - Parede=1.0; Portico=1.



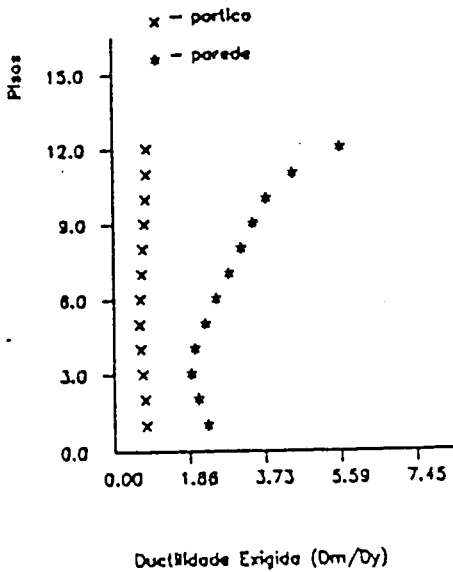
pal12ti3

η - Parede=1.0; Portico=3.



pal12ti3

η - Parede=3.0; Portico=1.



pal12ti3

η - Parede=3.0; Portico=3.

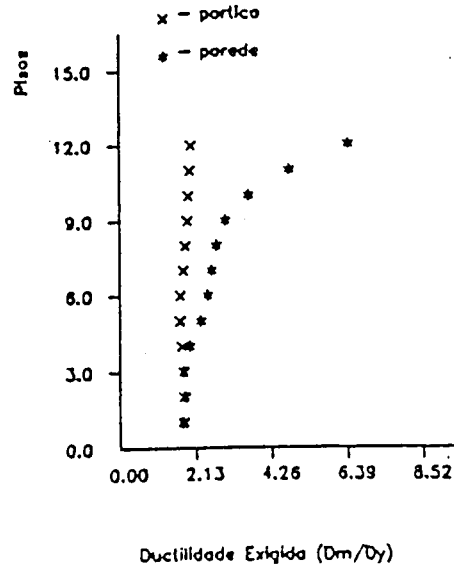


Figura 7.21: Distribuições de ductilidade em altura

7.5 CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

No cálculo destes coeficientes utilizou-se a metodologia apresentada no Cap. 5. Para o efeito foram definidas as funções de vulnerabilidade para cada edifício. Nesta definição optou-se por uma função global, que relaciona o valor da acção com o valor máximo da exigência de ductilidade independentemente do local onde é obtida. Esta primeira questão associada ao valor da rigidez a usar na relação força-deslocamento generalizado, levou a uma análise prévia de um dos edifícios, no caso o NC12TR1. Assim, as funções de vulnerabilidade locais (por piso) e a rigidez usada em cada piso são apresentadas no Quadro 7.1. Definiu-se uma outra função de vulnerabilidade global com os valores máximos e em que a rigidez foi tomada unitária. Estas funções de vulnerabilidade pretendem ter em conta a variabilidade da acção sísmica, sendo obtidas através da resposta da estrutura para uma acção que é multiplicada por um coeficiente que pretende levar em conta essa variabilidade. É de notar que o limite elástico é definido para $\xi = 1.0$. A análise dos resultados permitiu tirar as seguintes conclusões:

- Em face da metodologia proposta é indiferente o valor da rigidez
- Os resultados da função de vulnerabilidade global são abrangentes dos que se obtêm quando se usa as funções de vulnerabilidade locais.

A partir destes resultados definiram-se as funções de vulnerabilidade de todos os edifícios, das quais se apresentam na Fig. 7.22 as correspondentes aos edifícios de 12 pisos. Com base nas funções de vulnerabilidade referidas calcularam-se as probabilidades de colapso e os coeficientes de comportamento em força e deslocamento, bem como a função de autoconvolução em função do coeficiente de ductilidade da estrutura e da capacidade dúctil (ductilidade disponível) admitindo-se uma distribuição normal para os deslocamentos últimos e variações do desvio padrão entre 0.1 e 0.8 com incrementos de 0.1.

Mais uma vez o grande número de resultados obtidos, obriga a um trabalho de síntese e de apresentação dos valores principais, não se deixando de se referir o tratamento que se deu a esses resultados. Assim, através dos cálculos referidos obtêm-se resultados, dos quais se exemplifica na Fig. 7.23 as diversas variáveis em jogo e o tipo de resultados obtidos. Nessa figura aparece o valor do coeficiente de majoração das acções (γ^*) que toma os seguintes valores, $\gamma^* = 1.5; 1.75$ e 2.0 . A capacidade dúctil (μ) variou entre 1.0 e 6.5 com incrementos de 0.5 e o coeficiente de ductilidade (η) entre 1.0 e 4.5 com incrementos de 0.5. Cada tabela existente nessa figura, apresenta na 1ª e 2ª colunas os diversos valores do desvio padrão e do coeficiente de variação da distribuição dos deslocamentos últimos (a variável é o desvio padrão obtendo-se o coeficiente de variação respectivo). Na 3ª e 6ª colunas apresentam-se os valores dos coeficientes de comportamento em força e deslocamento respectivamente. Na 4ª coluna apresenta-se o valor característico referido ao eixo das acções. O γ_0 é apresentado na 5ª coluna. Nas colunas 8 a 12 é apresentada a zona da função de autoconvolução referindo-se os valores de 5%, 50% e 95% da sua distribuição e também a relação destes valores com o valor correspondente à entrada no regime não linear adoptado para a estrutura. Finalmente na última coluna aparece a probabilidade de colapso.

Quadro7.1: Valores da função de vulnerabilidade por piso para o edifício NC12TR1

PISO	K_0	ξ	$V(\xi)$
1	5.33E8	1.0	0.94
		1.5	1.14
		2.0	1.33
		2.5	1.59
		3.0	1.79
2	5.33E8	1.0	0.94
		1.5	1.16
		2.0	1.36
		2.5	1.69
		3.0	1.95
3	5.33E8	1.0	0.91
		1.5	1.35
		2.0	1.64
		2.5	2.10
		3.0	2.38
4	5.33E8	1.0	0.93
		1.5	1.41
		2.0	1.85
		2.5	2.40
		3.0	2.75
5	4.26E8	1.0	0.94
		1.5	1.26
		2.0	1.81
		2.5	2.3
		3.0	2.85
6	4.26E8	1.0	0.95
		1.5	1.21
		2.0	1.62
		2.5	2.1
		3.0	2.68

PISO	K_0	ξ	$V(\xi)$
7	4.26E8	1.0	0.94
		1.5	1.28
		2.0	1.46
		2.5	1.90
		3.0	2.34
8	4.26E8	1.0	0.91
		1.5	1.29
		2.0	1.45
		2.5	1.91
		3.0	2.25
9	4.26E8	1.0	0.89
		1.5	1.26
		2.0	1.64
		2.5	2.15
		3.0	2.60
10	4.26E8	1.0	0.89
		1.5	1.28
		2.0	1.95
		2.5	2.57
		3.0	3.50
11	4.26E8	1.0	0.90
		1.5	1.42
		2.0	2.42
		2.5	3.28
		3.0	4.90
12	4.26E8	1.0	0.90
		1.5	1.65
		2.0	3.08
		2.5	4.16
		3.0	6.64

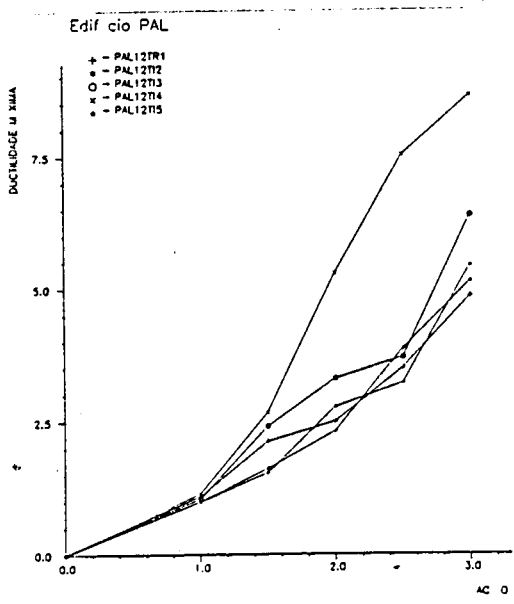
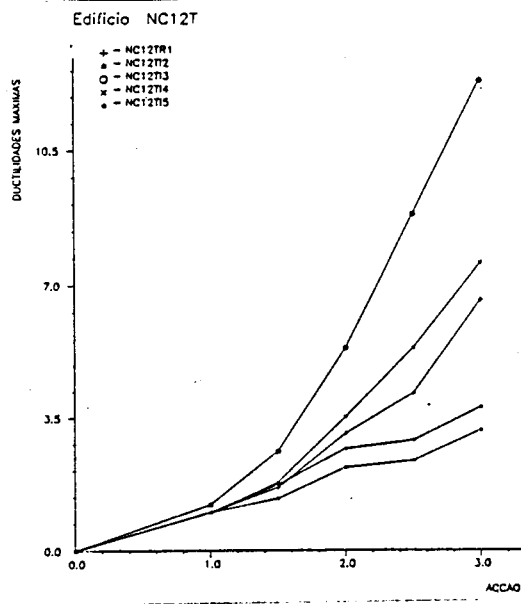
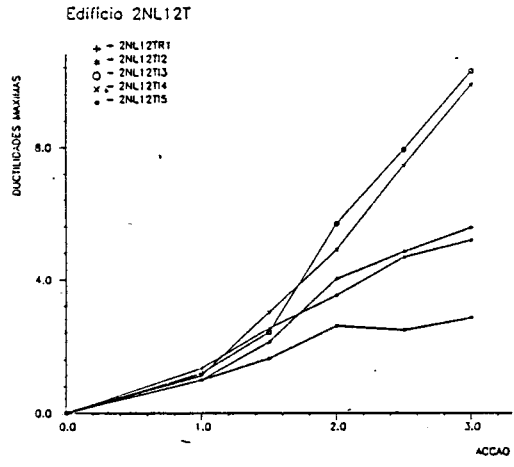


Figura 7.22: Funções de vulnerabilidade para os edifícios de 12 pisos

***** COEFICIENTE DE MAJORACAO DAS ACCOES = 1.50 *****

***** CAPACIDADE DUCTIL = 4.00 *****

***** COEF. DE DUCTILIDADE = 2.00 *****

Desv. Padr.	C. Var. Res.	C. C. For.	Xs(95%)	Gama0	C. Cum. Des.	Y(5x)	Y(5x)/Yce	Y(50x)	Y(50x)/Yce	Y(95x)	Y(95x)/Yce	Pro. RuI
0.100	0.033	2.372	1.423	4.377	1.530	4.180	4.053	4.338	4.212	4.499	4.369	1.481E-06
0.200	0.043	2.411	1.423	4.535	1.553	4.150	4.031	4.527	4.395	4.861	4.720	8.585E-07
0.300	0.051	2.439	1.423	4.692	1.573	4.154	4.031	4.664	4.529	5.149	5.000	5.348E-07
0.400	0.078	2.455	1.423	5.150	1.591	4.176	3.958	4.748	4.610	5.417	5.260	3.558E-07
0.500	0.092	2.466	1.423	5.403	1.599	3.948	3.834	4.804	4.665	5.631	5.467	2.520E-07
0.600	0.106	2.461	1.423	5.605	1.595	3.725	3.617	4.776	4.637	5.817	5.648	1.899E-07
0.700	0.116	2.453	1.423	5.923	1.587	3.438	3.338	4.720	4.583	5.943	5.771	1.526E-07
0.800	0.129	2.422	1.423	6.100	1.566	3.033	2.945	4.581	4.448	6.039	5.863	1.320E-07

***** CAPACIDADE DUCTIL = 4.00 *****

***** COEF. DE DUCTILIDADE = 2.50 *****

Desv. Padr.	C. Var. Res.	C. C. For.	Xs(95%)	Gama0	C. Cum. Des.	Y(5x)	Y(5x)/Yce	Y(50x)	Y(50x)/Yce	Y(95x)	Y(95x)/Yce	Pro. RuI
0.100	0.038	2.384	1.542	3.553	1.539	3.337	4.074	3.516	4.267	3.679	4.465	5.028E-05
0.200	0.052	2.433	1.542	3.811	1.574	3.357	4.074	3.707	4.499	4.013	4.876	2.914E-05
0.300	0.074	2.467	1.542	4.068	1.599	3.331	4.042	3.846	4.668	4.343	5.271	1.820E-05
0.400	0.092	2.436	1.542	4.326	1.615	3.253	3.948	3.931	4.772	4.619	5.606	1.215E-05
0.500	0.109	2.500	1.542	4.584	1.625	3.101	3.764	3.939	4.841	4.841	5.875	8.643E-06
0.600	0.124	2.493	1.542	4.841	1.620	2.903	3.525	3.960	4.806	5.002	6.071	6.543E-06
0.700	0.137	2.480	1.542	5.099	1.609	2.579	3.130	3.903	4.737	5.134	6.231	5.297E-06
0.800	0.149	2.440	1.542	5.356	1.579	2.073	2.516	3.734	4.532	5.233	6.352	4.650E-06

***** CAPACIDADE DUCTIL = 4.00 *****

***** COEF. DE DUCTILIDADE = 3.00 *****

Desv. Padr.	C. Var. Res.	C. C. For.	Xs(75%)	Gama0	C. Cum. Des.	Y(5x)	Y(5x)/Yce	Y(50x)	Y(50x)/Yce	Y(95x)	Y(95x)/Yce	Pro. RuI
0.100	0.033	2.393	1.693	3.004	1.545	2.799	4.077	2.959	4.310	3.123	4.549	5.259E-04
0.200	0.051	2.451	1.693	3.262	1.588	2.826	4.116	3.151	4.590	3.467	5.050	3.050E-04
0.300	0.035	2.491	1.693	3.519	1.619	2.773	4.039	3.293	4.796	3.800	5.535	1.910E-04
0.400	0.106	2.514	1.693	3.777	1.637	2.696	3.926	3.379	4.922	4.053	5.902	1.280E-04
0.500	0.134	2.530	1.693	4.034	1.649	2.545	3.705	3.438	5.007	4.281	6.235	9.136E-05
0.600	0.140	2.522	1.693	4.292	1.643	2.327	3.390	3.409	4.965	4.462	6.527	6.947E-05
0.700	0.154	2.457	1.693	4.550	1.630	1.990	2.898	3.350	4.880	4.619	6.727	5.653E-05
0.800	0.156	2.459	1.693	4.807	1.594	1.515	2.206	3.179	4.631	4.688	6.827	4.993E-05

Figura 7.23: Resultados obtidos no cálculo das probabilidades de colapso

Tomando como base estes resultados, desenvolveram-se programas de desenho que permitem cruzar as diferentes variáveis. De entre os desenhos que foram realizados para permitir a análise dos resultados apresentam-se alguns ilustrativos. Assim na Fig. 7.24 relaciona-se o coeficiente de majoração (γ^*) com a probabilidade de colapso para os diversos valores do coeficiente de ductilidade. Este tipo de figuras permitiu concluir que quanto maior é o coeficiente de majoração menor é a probabilidade de colapso.

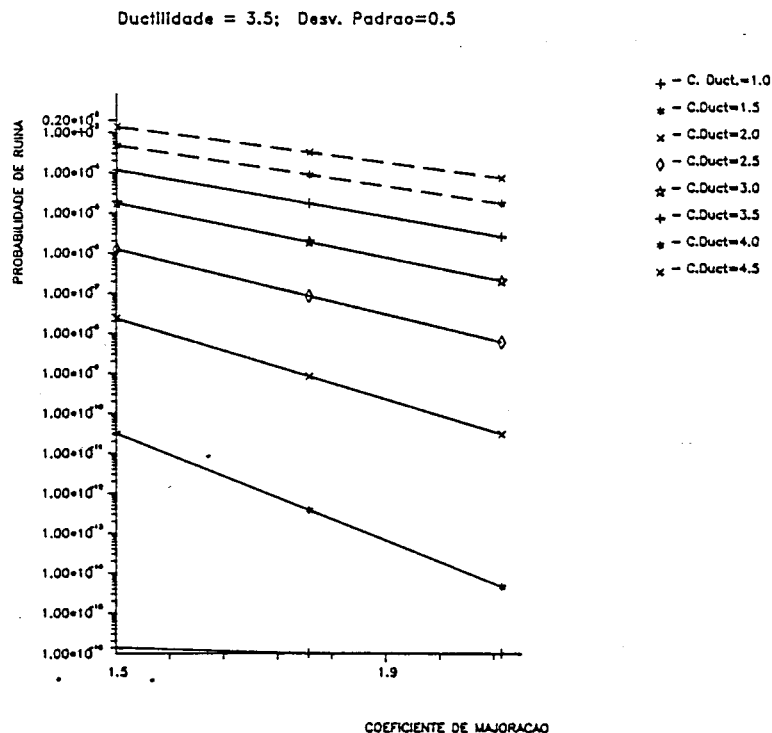


Figura 7.24: Relação entre γ^* e a probabilidade de colapso para diversos valores do coeficiente de ductilidade e para uma capacidade dúctil de 3.5.

A variação do coeficiente de comportamento em força com a capacidade dúctil para os diversos valores do coeficiente de ductilidade, admitindo um valor de $\gamma^* = 1.5$ e um desvio padrão de 0.5 é apresentada na Fig. 7.25.

Esta relação permite concluir que quanto maior é o coeficiente de comportamento a usar numa determinada estrutura, maior terá de ser a sua capacidade dúctil e pela análise do tipo de curva esta exigência é cada vez maior quanto maior é o coeficiente de comportamento.

Uma das relações mais importantes é a que relaciona o coeficiente de ductilidade com a capacidade dúctil em função da probabilidade de colapso. Esta relação de que se apresenta um exemplo na Fig. 7.26, para um desvio padrão de 0.5 e para $\gamma^* = 1.5$, permite definir a relação entre o coeficiente de ductilidade e a capacidade dúctil, a probabilidade de colapso constante, chegando-se às curvas que se apresentam na Fig. 7.27.

Mais uma vez se nota que a um acréscimo no valor do coeficiente de ductilidade corresponde um acréscimo no valor da capacidade dúctil, sendo este tanto maior quanto maior for o coeficiente de ductilidade.

PROBABILIDADES DE RUINA - ACCAO SISMICA

Desv. Padrao=0.5; Coef. Majoracao=1.5

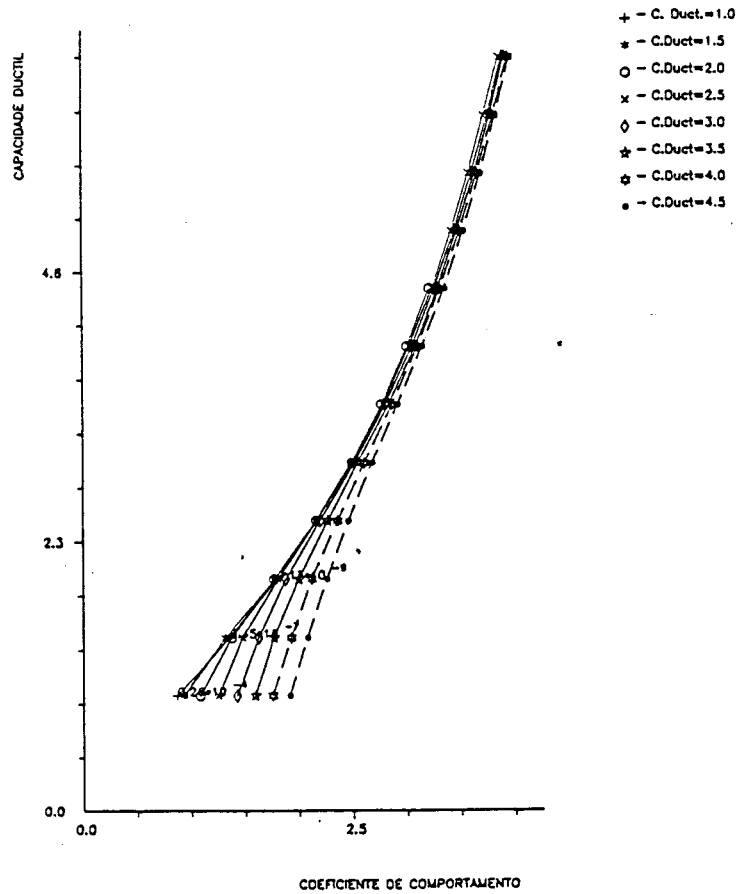


Figura 7.25: Relação entre o coeficiente de comportamento (ν) e a capacidade dúctil (μ) para diversos valores do coeficiente de ductilidade (η).

A partir destas curvas e das relações entre o coeficiente de ductilidade (η) e a capacidade dúctil (μ) com o coeficiente de comportamento (ν) é possível tirar os valores destes coeficientes (ν e η) para uma probabilidade de colapso constante e para uma determinada capacidade dúctil da estrutura.

Pressupondo que a capacidade dúctil (μ) dos diversos edifícios analisados é de 4.0 e que o desvio padrão é de 0.5 e para um coeficiente de majoração (γ^*) de 1.5, obtiveram-se os valores de ν e η constantes do Quadro 7.2 para todos os edifícios em estudo.

A análise do Quadro 7.2 permite-nos concluir que para as hipóteses formuladas os valores encontrados são razoáveis, não se notando grandes discrepâncias entre os edifícios regulares e os irregulares. É de notar que as irregularidades do tipo I2 e I5 conduzem normalmente a valores superiores aos dos edifícios regulares, enquanto as irregularidades I3 e I4 conduzem a valores inferiores, estes resultados salientam mais uma vez a importância das paredes estruturais no comportamento estrutural dos edifícios. Para os edifícios mais altos (20 pisos) os edifícios irregulares apresentam valores mais altos que os regulares, aparecendo o mesmo no edifício PAL16T (16 pisos) que é o menos rígido.

Desvio Padrao = 0.5

Gama * = 1.50

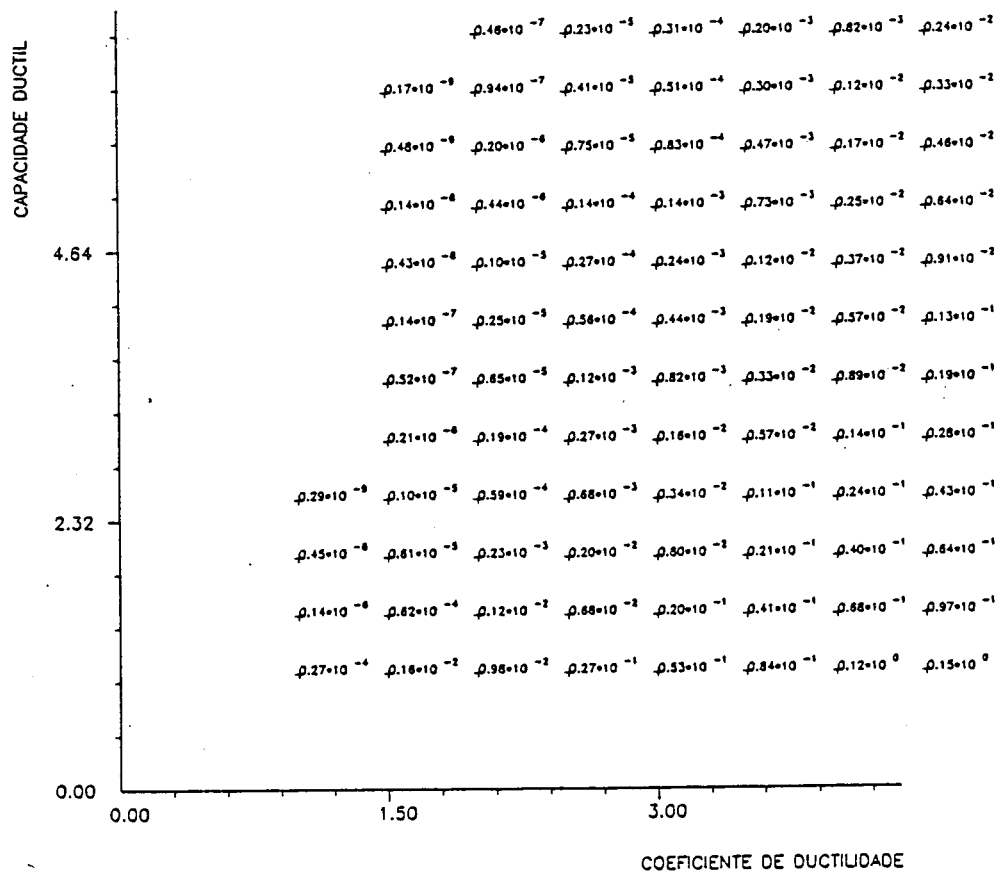


Figura 7.26: Relação entre coeficiente de ductilidade (η) e a capacidade dúctil (μ) para várias probabilidades de colapso.

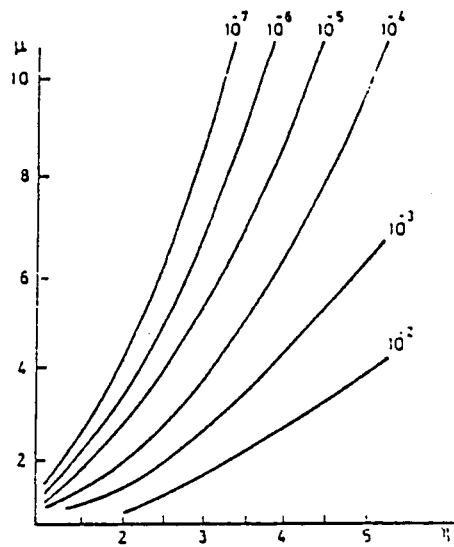
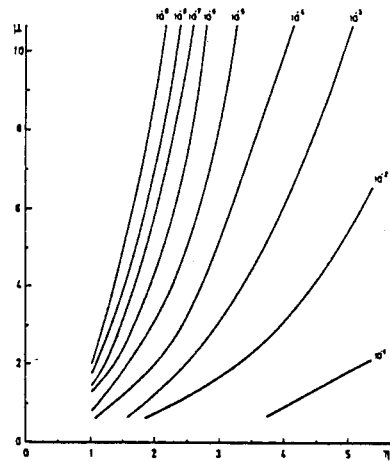


Figura 7.27: Relação entre coeficiente de ductilidade (η) e a capacidade dúctil (μ) para várias probabilidades de colapso e para um coeficiente de segurança $\gamma^* = 1.5$.

Quadro 7.2: Valores do coeficiente de comportamento (ν) e do coeficiente de ductilidade (η) para uma probabilidade de colapso de 10^{-5} e para uma capacidade dúctil (μ) de 4.

EDIFÍCIO	ν	η
2NL12TR1	2.35	2.75
2NL12TI2	2.75	5.00
2NL12TI3	1.86	2.30
2NL12TI4	1.85	2.20
2NL12TI5	2.44	2.75
NC12TR1	2.20	3.00
NC12TI2	2.90	2.20
NC12TI3	1.76	2.50
NC12TI4	2.07	5.00
NC12TI5	3.20	2.75
PAL12TR1	2.53	3.10
PAL12TI2	2.47	3.00
PAL12TI3	2.22	2.75
PAL12TI4	1.97	2.40
PAL12TI5	2.50	3.00
2NL16TR1	2.25	2.75
2NL16TI2	2.30	2.80
2NL16TI3	1.49	1.75
2NL16TI4	1.52	1.80
2NL16TI5	2.74	3.30
NC16TR1	2.76	3.30
NC16TI2	2.76	3.30
NC16TI3	2.04	2.40
NC16TI4	2.00	2.75
NC16TI5	1.94	2.30
PAL16TR1	2.50	3.00
PAL16TI2	2.63	3.20
PAL16TI3	2.95	3.80
PAL16TI4	2.95	3.80
PAL16TI5	3.10	3.60
2NL20TR1	1.58	1.90
2NL20TI2	2.60	3.10
2NL20TI3	2.25	2.75
2NL20TI4	1.91	2.25
2NL20TI5	1.84	2.20
NC20TR1	1.75	2.50
NC20TI2	2.10	2.70
NC20TI3	1.88	2.30
NC20TI4	1.63	2.00
NC20TI5	1.91	2.20
PAL20TR1	1.71	2.25
PAL20TI2	2.40	2.80
PAL20TI3	2.04	2.40
PAL20TI4	1.79	2.25
PAL20TI5	2.50	3.00

Capítulo 8

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Um trabalho desta natureza, em que foram desenvolvidos programas de análise sísmica e metodologias para tratamento dos resultados dessa análise no sentido de se quantificarem, com base na segurança estrutural, coeficientes de comportamento de uma determinada classe de edifícios, deixa sempre muitos pontos em aberto e só permite tirar conclusões relativas aos edifícios estudados e para as hipóteses formuladas, não se podendo, portanto, fazer extrapolações para outros casos que não foram contemplados. É sempre difícil ao terminar um trabalho desta natureza fazer uma síntese das principais conclusões, apesar disso e apesar de ao longo do trabalho se terem apresentado algumas observações e conclusões ir-se-à tentar sintetizar as principais conclusões.

Em primeiro lugar é necessário salientar que a gama de edifícios estudados, com alturas variando entre os 12 e 20 pisos tem as suas frequências fundamentais contidas no intervalo de 0.7 a 1.5 Hertz, estando situadas no ramo de velocidades constantes do espectro de resposta da acção sísmica, não devendo alguns resultados obtidos serem extrapolados directamente para outras situações, principalmente para edifícios mais baixos com frequências mais elevadas (caindo no ramo das acelerações constantes). Neste caso, uma pequena variação no coeficiente de ductilidade conduz a elevadas exigências de ductilidade, pelo que se deve utilizar valores de coeficientes de comportamento que tendam para a unidade com o aumento da frequência.

Além disso, o tipo de dimensionamento usado, considerando as resistências dos elementos estruturais iguais aos valores máximos dos esforços que se obtiveram na análise linear, condiciona muito os resultados e o aproveitamento destes em termos de generalização para os edifícios que se constroem, dado que normalmente os esforços resistentes não apresentam uma variação do tipo da adoptada (peça de igual resistência) mas sim valores superiores, o que como se sabe nem sempre é favorável em termos de comportamento sísmico.

Este trabalho permitiu estabelecer uma metodologia que trata de forma global a análise estrutural para acções sísmicas, o projecto do edifício e a verificação da sua segurança.

O comportamento das estruturas irregulares não indicou qualquer comportamento dinâmico não usual devido à presença dessas irregularidades.

O modelo estrutural desenvolvido apresenta uma capacidade de resposta muito elevada e bem adaptado à análise sísmica deste tipo de edifícios. Apesar disso é um modelo que é limitado nos seguintes aspectos:

- é um modelo plano, não entrando com os efeitos de torção
- considera o piso infinitamente rígido no seu plano
- o comportamento não linear é analisado ao nível do elemento, não considerando portanto o que se passa ao nível das secções
- só permite a análise de edifícios em que se pressupõe os elementos estruturais do tipo viga forte - coluna fraca. Ou seja o mecanismo que se admite em termos de rotura é o mecanismo de formação de rótulas nas extremidades dos pilares.

O modelo hysterético de comportamento de elementos estruturais sujeitos à flexão é suficientemente geral e pode ser aplicado a uma gama muito vasta de casos. Assim, pode ser usado para simular o comportamento de todos os elementos que compõem um edifício (paredes estruturais, pilares, vigas, paredes de alvenaria, nós, etc), desde que os seus parâmetros definidores sejam devidamente calibrados com base em ensaios experimentais ou a partir de modelos mais sofisticados, como sejam os modelos fibrosos.

A acção sísmica foi definida através de um método que gera acelerogramas compatíveis com determinado espectro de resposta pré-estabelecido. Mas as incertezas em torno da definição desta acção levam à necessidade de se estudar melhor a variabilidade associada ao risco sísmico em Portugal. Este estudo permitiria um melhor conhecimento desta acção e a definição da sua função de distribuição, que se torna indispensável quando se pensa em termos de segurança estrutural.

Para a verificação da segurança estrutural foi desenvolvida uma metodologia que pretende relacionar a acção (com base na sua distribuição estatística), com a resistência (com base na distribuição estatística das ductilidades disponíveis) através das funções de vulnerabilidade, que são definidas para cada edifício. Neste ponto, muitas questões estão em aberto, nomeadamente:

- melhor definição da distribuição das acções
- definição da distribuição das ductilidades disponíveis
- tipificação de edifícios para os quais seja possível definir funções de vulnerabilidade. Ou, dentro de outro ponto de vista, classificar os edifícios em determinadas classe, sendo essa classe a mesma para os edifícios que apresentam funções de vulnerabilidade semelhantes.

Esta verificação de segurança que é feita no espaço do efeito das acções (como é habitual) é feita convolucionando a distribuição da acção, transformada através da função de vulnerabilidade

em efeito de acção, com a distribuição das resistências, obtendo-se assim a probabilidade de colapso em função de determinadas variáveis de controlo. Com esta metodologia consegue-se relacionar o projecto estrutural, (através do dimensionamento) com a segurança estrutural do edifício (através das disposições e detalhes construtivos) em função de uma determinada probabilidade de colapso para o edifício.

Os cálculos não lineares efectuados permitem concluir que os coeficientes de comportamento devem ser variáveis com a frequência e para além disso, permitem salientar que devem ser referidos ao nível do elemento estrutural.

Para finalizar tecem-se alguns comentários sobre o trabalho desenvolvido e sobre trabalhos futuros que deverão ser realizados neste domínio.

A metodologia global desenvolvida e os resultados obtidos permitem uma melhor compreensão do comportamento sísmico de estruturas de edifícios e permitem salientar que o uso deste tipo de metodologia deve ser usada para uma maior gama de edifícios, já que permite explorar de uma forma intensiva o comportamento não linear desses edifícios e fazer a verificação da sua segurança estrutural. Essa exploração poderá permitir no futuro calibrar melhor os coeficientes de comportamento a usar no dimensionamento de estruturas de edifícios, desde que se definam classes de edifícios e se use coeficientes de comportamento variáveis com a frequência. Para o efeito será necessário varrer todo o espectro seleccionando edifícios que o cubram totalmente.

Além disso, deveriam ser encaradas várias hipóteses de dimensionamento dessas estruturas de edifícios no sentido de se conhecer, para cada uma dessas hipóteses, o comportamento sísmico dessas estruturas e assim obter indicações sobre a melhor forma de as projectar.

O modelo global desenvolvido pode ser aplicado a parques habitacionais existentes, modelando as estruturas de edifícios e calculando a sua probabilidade de colapso em função de variáveis de controlo, que poderão ser estudadas e calibradas para cada edifício, em função das suas características geométricas e mecânicas, através de modelos analíticos ou de ensaios experimentais. Este tipo de estudo associado a medições periódicas das características dinâmicas desses mesmos edifícios permitiria conhecer e prever o seu comportamento sísmico.

A exploração de outros tipos de irregularidades em altura e em planta associadas a vários dimensionamentos deverá ser um dos passos seguintes, para se verificar até que ponto as irregularidades traduzem um comportamento sísmico anormal nas estruturas. Isto permitiria também clarificar melhor o termo irregularidade. O uso do modelo desenvolvido em aplicações desta natureza ou doutra deve continuar, já que a sua capacidade de resposta é excelente. Contudo, pensa-se que é importante prosseguir a investigação no desenvolvimento de modelos de comportamento não linear que possam conduzir, a exemplo do já se faz na estática não linear, à análise do comportamento sísmico ao nível da secção dos elementos estruturais.

Finalmente, haverá que estender a análise sísmica aos problemas espaciais. Para tal, é necessário desenvolver modelos de comportamento que levem em conta a flexão desviada, ou de uma forma directa ou através da sua consideração como duas flexões compostas planas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ambraseys, N.N.[1988a] - "Dogansehir-Golbasi", Earthquakes Engineering Soils e Dynamics, Vol. 17,no.1, pp. 1 -106.
- Ambraseys, N.N.[1988b] - "Report of Earthquake Field Training Unit(EFTO)", Bulletin of the European Association for Earthquake Engineering, Vol 9, n.1.
- Anagnostopoulos, S.A.[1972] - "Non-Linear Dynamic Response and Ductility Requirements of Buildings Structures Subjected to Earthquakes", Thesis, Research Report R72-54, MIT Cambridge.
- Anderson, J.C.; Townsend, W.H.[1977] - "Models for R/C Frames with Degrading Stiffness", Journal of the Structural Division, ASCE.
- Anderson, J.C.; Bertero, V.V.[1987] - "Uncertainties in Establishing Design Earthquakes", Journal of Structural Engineering, Vol.113, no.8, ASCE.
- Andriono, T.; Park, R.[1986] - "Seismic Design Considerations of the Properties of New Zealand Manufactural Steel Reinforcing Bars", Bulletin of New Zealand Nacional Society for Earthquake Engineering, Vol.19, no.3, September.
- Aninic, D.[1988] - "The Spitak (Arménia, USSR) Earthquake of 7 December 1988", Bulletin of the European Association for Earthquake Engineering, Vol 9, n.1.
- Aoyama, H.; Sugano, T.[1968] - "A Generalized Inelastic Analysis of R/C Structures Based on the Tests of Members", Recent Researches of Structural Mechanics, Contributions in Honour of the 60-th Birthday of Prof. Y. Tsubi, pp. 15-30, Tokyo.
- Aoyama, H.; Noguchi, H.[1979] - "Mechanical Properties of Concrete Under Load Cyclic Idealizing Seismic Actions", AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete under Seismic Actions, CEB Bulletin d'Information no.131, April.
- Arzomanidis, S.G.; Meyer, C.[1981] - "Modelling R/C Beams Subjected to Cyclic Loads", Technical Report n° NSF-PGR-792 4695-CU.-1, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Columbia.
- Aranda, H.[1984] - "Ductility Demands for R/C Frames Irregular in Elevation", Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering (8WCEE), São Francisco.
- Asu, L.W.[1974] - "Behaviour of Multistory R/C Wall During Earthquakes", Ph. D. Dissertation, University of Illinois.
- Bannon, H.; Biggs, J.M.[1980] - "Prediction of Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", Research Report no.R80-16, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge.

- Bazzi, G.; Anderheggen, E.[1982] - "The ρ -Family of Algorithms for Time-Step Integration With Improved Numerical Dissipation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, pp. 537-550.
- Benjamim, J.R.; Cornell, C.A.[1970] - "Probability, Statistics and Design for Civil Engineers", McGraw-Hill Book Company.
- Bennet, E.W.; Raju, N.K.[1971] - "Cumulative Fatigue Damage of Plain Concrete in Compression", Solid Mechanics and Engineering Design, pp. 1089-1102, Wiley-Interscience, Londres.
- Bertero, V.V.; Popov, E.[1977] - "Seismic Behaviour of Ductile Moment - Resisting Reinforced Concrete Frames", ACI Publication SP-53, Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, Detroit.
- Bertero, V.V.[1979] - "Seismic Behaviour of Structural Concrete Linear Elements (Beams, Columns) and Their Connections", AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete under Seismic Actions, CEB Bulletin d'Information no.131, April.
- Bertero, V.V.; Moazzami, S.[1985] - "U.S. - Japan Cooperative Earthquake Research Program: General Implications of Research Results for the 7-Story Reinforced Concrete Test Structure on the State of U.S.. Practice in Earthquake Resistant Design of Frame-Wall Structural Systems", Proceedings Sixth US-Japan Joint Technical Coordinating Committee, Hawai.
- Bertero, V.V.[1986] - "Lessons Learned from Recent Earthquakes and Research and Implications for Earthquake-Resistant Design of Building Structures in United States", Earthquake Spectra, Vol.2, no.4, pp. 825-857.
- Blume, J.A.; Newmark, N.M.; Corning, L.H.[1961] - "Design of Multistory Reinforced Concrete Building for Earthquake Motions", Portland Cement Association, Chicago.
- Blume, J.A.; Jhaveri, D.P.[1969] - "Time-History Response of Buildings with Unusual Configurations", Proceedings of the 4WCEE, Vol. 3, Chile.
- Bolt, B.A.[1973] - "Duration of Strong Ground-Motion", Proceedings of the 5WCEE, Rome, Italy.
- Borges, J.F.[1956] - "Stochastic Estimate of Seismic Loading", V Congress, Int. Assoc. for Bridge and Structural Engrg., Preliminary Publication, Lisboa.
- Borges, J.Ferry; Castanheta, M.[1971] - "Structural Safety", Curso 101, 1ª Edição, LNEC, Lisboa.
- Borges, J.F.[1973] - "Structural Behaviour under Repeated Loading", Working Group on Resistance of Structures, European Association for Earthquake Engineering (EAEE), Lisboa.

- Borges, J.Ferry; Castanhetà, M.[1985] - "Structural Safety", Curso 101, 2ª Edição, LNEC, Lisboa.
- Bresler, B.; Pister, K.S.[1958] - "Strength of Concrete Under Combined Stress", Journal ACI, Vol.55, no.3, Septiembre.
- Carvalho, E.C.[1980] - "Comportamento Sísmico de Edifícios com Estrutura em Pórtico ou Mista", Tese, LNEC, Lisboa.
- Carvalho, E.C.; Coelho, E.[1984] - "Análise Sísmica de Estruturas Segundo a Nova Regulamentação", Estruturas S322, Relatório, LNEC, Lisboa.
- Castanhetà, M.[1985] - "Critérios Gerais de Verificação da Segurança", Curso sobre Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções dos Sismos, LNEC, Novembro.
- CEB[1983] - "Response of R.C. Critical Regions Under Large Amplitude Reserved Actions", CEB, B.I.161, August.
- Chan, W.L.[1955] - "The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks", Magazine of Concrete Research, Vol.7, no.21, Novembre.
- Charney, A.F.; Bertero, V.V.[1982] - "An Evaluation of the Design and Analytical Seismic Response of a Seven-Story Reinforced Concrete Frame-Wall Structure", UCB/EERC-82/08, Berkeley.
- Chappuis, P.[1987] - "Modélisation Non Lineaire Du Comportement du Béton Sous Des Sollicitations Dynamiques", CIP-Kurztitelaufnahme der Deutschen Bibliothek, Basel.
- Cheung, V.W.-T.; Tso, W.K.[1987] - "Lateral Load Analysis for Buildings with Setback", Journal of Structural Engineering, Vol.113, no.2, ASCE.
- Ciampi, V.; Carlisimo, L.[1986] - "A Nonlinear Beam Element for Seismic Analysis of Structures", Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
- Clough, R.W.; Benuska, K.L.; Wilson, E.L.[1965] - "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings", Proceedings of the 3WCEE, Vol. 2, Session 2, New Zealand.
- Clough, R.W.; Johnston, S.B.[1966] - "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", Proceedings Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo.
- Clough, R.W.; Penzien, J.[1975] - "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York.
- Costa, A.G.; Costa, A.C.[1987] - "Modelo Histerético das Relações Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas", Relatório, LNEC.
- Costa, A.G.; Costa, A.C., Duarte, R.T.[1988a] - "Influência da Distribuição de Resistências nas Exigências de Ductilidade de Pórticos de Betão Armado", Jornadas Sobre a Aplicação da Nova Regulamentação de Estruturas, FEUP, Porto.

- Costa, A.G.; Oliveira, S.O.[1988c] - "Métodos de Geração de Acelerogramas Artificiais Adequados à Análise Sísmica de Estruturas", Relatório, LNEC.
- Costa, A.G.; Oliveira, S.O.; Duarte, R.T.[1988b] - "Influence of Vertical Irregularities on Seismic Response of Buildings", Proceedings of the 9WCEE, ToKyo-Kyoto.
- Delgado, R.M.[1989] - "Comunicação Pessoal", Porto.
- Desai, C.S.; Kujawski, J.; Miedzialowski, W.; Ryzynski, W.[1987] - "Improved Time Integration of Nonlinear Dynamic Problems", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 62, pp. 155-168.
- Dipasquale, E.; Cakmak, A.S.[1989] - "Detection of Seismic Structural Damage Using Parameter-Based Global Damage Indices", Paper submitted to Earthquake Engineering Structural Dynamics.
- Donovan, N.C.[1972] - "Earthquake Hazard for Buildings", Proceedings National Workshop on Buildings Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, Boulder, Colorado.
- Doob, J.L.[1953] - "Stochastic Processes", John Wiley & Sons, New York.
- Duarte, R.T.[1973] - "Idealização de Consolas Equivalentes a Estruturas de Edifícios", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Duarte, R.T.[1978] - "Uma Teoria Linear do Comportamento Dinâmico das Estruturas Sujeitas às Acções Sísmicas", Tese, LNEC, Lisboa.
- Duarte, R.T.[1980] - "Definition of Seismic Actions with Multi-parameter Intensity Measures", CSNI Specialist Meeting on Probabilistic Methods in Seismic Risk Assessment for Nuclear Power Plants, Lisboa.
- Duarte, R.T.[1981] - "O Sismo de El Asnam de 10 de Outubro de 1980", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), Ano IV, nº 11
- Duarte, R.T.[1982] - "Metodologia para a Análise Dinâmica de Estruturas de Edifícios Sujeitos a Acções Sísmicas", Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
- Duarte, R.T.[1983] - "Princípios e Métodos da Dinâmica Aplicada à Engenharia de Estruturas", (versão preliminar), Seminário 265, LNEC, Lisboa.
- Duarte, R.T.[1987] - "An Essay on Design Methods and Regulations in Earthquake Engineering", Programa de Investigação, Estruturas, LNEC, Lisboa.
- Duarte, R.T.; Costa, A.C.[1987] - "Geração de Séries Estacionárias e Não Estacionárias", Relatório, LNEC.

- Duarte, R.T.; Costa, A.C.[1988a] - "Earthquake Behaviour of Reinforced Concrete Frame Structures Infilled with Masonry Panels", Relatório LNEC, Lisboa.
- Duarte, R.T.; Oliveira, C.S.; Costa, A.C.; Pinto, A.V.; Costa, A.G.; Vaz, C.T.[1988b] - "Characterization of Earthquake Ground Motion for the Assessment of its Structural Severity", Seminar on Prediction of Earthquakes, LNEC, Lisboa.
- Duarte, R.T.; Oliveira, C.S.; Costa, A.C.; Costa, A.G.[1988c] - "Comportamento Sísmico Não-Linear de Estruturas de Edifícios", Relatório 283/88-NDA, LNEC, Lisboa.
- Duarte, R.T.; Oliveira, C.S.; Costa, A.C.; Costa, A.G.[1989a] - "A Nonlinear Model for Seismic Analysis, Design and Safety Assessment of Reinforced Concrete Buildings", editado por A. Koridze, Omega Scientific, Wallingford.
- Duarte, R.T.; Oliveira, C.S.[1989b] - "Vocabulário de Engenharia Sísmica", Versão provisória.
- Duarte, R.T.; Oliveira, C.S.; Costa, A.C.; Costa, A.G.[1989c] - "Cálculo de Coeficientes de Comportamento", Encontro Nacional de Engenharia Sísmica, LNEC, Lisboa.
- Elnashai, A.S.; Pilakoutas, K.; Ambraseys, N.N.; Lefos, I.D.[1987] - "Lessons Learnt from the Kalamata (Greece) Earthquake of 13 September 1986", European Earthquake Engineering, Vol. 1, no.1, pp. 11-19.
- Emori, K.; Schnobrich, W.C.[1978] - "Analysis of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures for Strong Motion Earthquakes", Report no.UILU-ENG 78-2025, Urbana, Illinois.
- Esteva, L.; Rosenblueth, E.[1964] - "Espectros de Temblores a Distâncias Moderadas y Grandes", Bol. Soc. Mex. Ing. Sísmica, Vol.2, pp. 1-18.
- Esteva, L.[1987] - "Earthquakes Engineering Research and Practice in Mexico After the 1985 Earthquake", Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.20, no.3, September.
- Eto, H.; Takeda, T.[1980] - "Dynamic Collapse Tests of Reinforced Concrete Frame Structures with a Column Subjected to High Compression Stress", Proceedings of the 7WCEE, Istanbul.
- Fardis, M.[1985] - "Non Dynamic Analysis of RC Structures", 12th Regional Seminar on Earthquake Engineering, Halkidiki, Greece.
- Figueiras, J.[1983] - "Ultimate Load Analysis of Anisotropic and Reinforced Concrete Plates and Shells", Thesis, Swansea.
- Figueiras, J.[1986] - "Practical Approach for Modelling The Nonlinear Response of RC Shells", State-of-the Art on Finite Element Modelling of Concrete Structures, Pineridge Press, Swansea.

- Fu, Y-A.[1987] - "Earthquakes and Earthquake Engineering in China", Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.20, no.4, pp. 275-281.
- Gilbertson, M.F.[1967] - "The Response of Nonlinear Multistory Structures Subjected to Earthquake Excitation", Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Goel, S.C.; Berg, G.V. [1968] - "Inelastic Earthquake Response of Tall Steel Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No ST8, pp. 1907-1934.
- Goodsir, W.J.; Paulay, T.; Carr, A.J.[1983] - "A Study of the Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Coupled Frame - Shear Wall Structures", Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.16, no.3, September.
- Heidebrecht, A.C.; Nausmoski, N.[1988] - "North Nahami River", Earthquake Engineering Soils Dynamics, Vol. 16, no.5, pp. 675-690.
- Hilber, M.A.; Hughes, T.J.R.; Taylor, R.L.[1977] - "Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.5, pp. 283-292.
- Hilber, M.A.; Hughes, T.J.R.;[1978] - "Collocation, Dissipation and Overshoot for Time Integration Schemes in Structural Dynamics", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.6, pp. 99-117.
- Hoff, C.; Pahl, P.J.[1988] - "Practical Performance of the θ_1 - Method and Comparison With Other Dissipative Algorithms in Structural Dynamics", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 67, pp. 87-110.
- Holmen, J.O.[1982] - "Fatigue on Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading", Fatigue on Concrete Structures, Editor Shah S.P., ACI SP-75.
- Housner, G.W.[1947] - "Characteristics of Strong-Motion Earthquakes", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 37, pp. 19-31.
- Housner, G.W.[1965] - "Intensity of Ground Shaking Near the Causative Fault", Proceedings of the 3WCEE, New Zealand.
- Housner, G.W.[1970] - "Strong Ground Motion", Earthquake Engineering, Prentice Hall, England.
- Hsu, L.W.[1974] - "Behavior of Multistory R/C Walls During Earthquakes", Ph.D. Dissertation, Illinois.
- Humar, J.L.; Wright, E.W.[1977] - "Earthquake Response of Steel-Framed Multistory Buildings with Setbacks", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5.

- Idriss, I.M.;[1978] - "Characteristics of Earthquake Ground Motions", Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, California, June.
- Jhaveri, D.P.[1967] - "Earthquake Forces in Tall Buildings With Setbacks", Ph. D., University of Michigan.
- Jennings, P.[1963] - "Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitation", Thesis, Pasadena, California.
- Kabeyasawa, T.; Otani, S.; Aoyama, H.[1983] - "Nonlinear Earthquake Response Analyses of R/C Wall-Frame Structures", Transactions of Japan Concrete Institute, Vol.5, pp. 277-284.
- Kabeyasawa, T.; Shiohara, H.; Otani, S.; Aoyama, H.[1984] - "Analysis of the Full-Scale-Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure", Journal of the Faculty of Engineering, Vol.37, no.2, Tokyo.
- Kanai, K.[1957] - "Semi-Empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground", Bull. Earth. Res. Inst. Tokyo.
- Katayama, T.; Sato, N.[1987] - "Chiboken-Toho-Oki 1987", BERSRC, no. 20.
- Kato, B.; Akiyama, H.; Yamanouchi, Y.[1973] - "Predictable Properties of Material Under Incremental Cyclic Loading", Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Reports of Working Commissions, Vol.13, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisboa.
- Kent, D.C.; Park, R.[1971] - "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, ST7.
- Keshavarzian, M.; Schnobrich, W.C.[1983] - "Analytical Model for the Nonlinear Analysis of R/C Structures", Apresentado na Annual Convention, ACI, Los Angeles, California.
- Keshavarzian, M.; Schnobrich, W.C.[1984] - "Computed Nonlinear Seismic Response of R/C Wall-Frame Structures", Structural Research Series no.515, University of Illinois, Urbana, May.
- Klaiber, F.W.; Lee, D-Y[1982] - "The Effect of Air Content, Water-Cement Ratio, and Aggregate Type on the Flexural Fatigue Strength of Plain Concrete", Fatigue of Concrete Structures, Editor Shah S.P., ACI, SP-75.
- Korkurt, K.[1984] - "Research on the Seismic Behaviour of Structures With Mass Concentrations or With Variable Width", Bainingenieur, Vol 59.
- Lai, P. S-S[1980] - "On Inelastic Response Spectra for Aseismic Design", Evaluation of Seismic Safety of Buildings, Report n^o12, MIT R78-18, Cambridge.

- Leger, P.; Wilson, E.L.; Clough, R.W.[1986] - "The Use of Load Dependent Vectors for Dynamic and Earthquake Analysis", Report UCB/EERC-86/04, Berkeley.
- Leporati, E.[1979] - "The Assessment of Structural Safety. A Comparative Statistical Study of the Evolution and Use of Level 3, Level 2 and Level 1", Research Studies Press, Forest Grove, Oregon.
- LNEC[1985] - "Estruturas de Betão Armado Sujeitas à Ação dos Sismos", Curso LNEC, Lisboa.
- Luyties III, W.H.; Anagnostopoulos, S.A.; Biggs, J.M.[1976] - "Studies on the Inelastic Dynamic Analysis and Design of Multi-Story Frames", Report no.R76-29, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge.
- Macchi, G.[1979] - "Nonlinear Analysis of Concrete Structures/Code Problems and Applications", CEB Bulletin d'Information n° 134, Paris.
- Mahin, S.A.; Bertero, V.V.[1976] - "Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System", Journal Structural Division, ASCE, Vol.102, no.ST9.
- Mahin, S.A.[1986] - "Observations from Recent Earthquakes Regarding the Design of Buildings", Course Notes on Reinforced Concrete Buildings, Berkeley.
- Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R.[1988] - "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", J. Structural Engineering, ASCE, 114(8).
- Mascarenhas, A.T.[1980] - "Segurança Estrutural e Cálculo em Betão Armado", Memória n°527, LNEC, Lisboa.
- Mathew, R.G.; Watstein, D.[1961] - "Investigation of Bond and Beam Pull-Out Specimens with High-Yield-Strength Deformed Bars", Journal ACI, Vol.57, no.9, May.
- Medland, I.C; Taylor, D.A.[1971] - "Flexural Rigidity of Concrete Column Sections", Journal Structural Division, ASCE, Vol. 97, n° ST2, pp. 573-586.
- Menegotto, M.; Pinto, P.E.[1974] - "Strength of Reinforced or Prestressed Concrete Slender Columns under Biaxial Loads", Symposium on Design and Safety of R.C. Compression Members, IABSE Reports, Vol. 16, Quebec.
- Moehle, J.P.[1986] - "Recent Advances in Earthquake-Resistant Design", Course Notes on Reinforced Concrete Buildings, Berkeley.
- Moehle, J.P.; Alarcon, L.F.[1986] - "Seismic Analysis Methods for Irregular Buildings", Journal of Structural Engineering, Vol.112, no.1, ASCE.
- Monteiro, V.[1965] - "Deformabilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos à Flexão", Tese, LNEC, Lisboa.

- Monteiro, V.[1985] - "Disposições Regulamentares Relativas à Ductilidade", Curso sobre Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções dos Sismos, LNEC, Novembro.
- Monteiro, V.; Carvalho, E.C.[1985] - "Comportamento de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Repetidas e Alternadas", Curso sobre Estruturas de Betão Armado Sujeitas a Acções dos Sismos, LNEC, Novembro.
- Newmark, N.M.; Rosenblueth, E.[1971] - "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, England.
- Nielsen, N.N.; Imbeault, F.A.[1971] - "Vality of Various Hysteretic Systems", Proceeding, Third Japan National Conference on Earthquake Engineering, Japão.
- Okamoto, S.; Nakata, S.; Kitagawa, Y.; Yoshimura, M.; Kaminosono, T.[1982] - "A Progress Report on the Full-Scale Seismic Experiment of a Seven Story Reinforced Concrete Building - Part of the US-JAPAN Cooperative Program", ISSN 0453-4972, BRI Research Paper no.94.
- Oliveira, C.S.; Royo, J.M.R.[1970] - "Análise Dinâmica de Estruturas de Edifícios Redutíveis a Consolas em Regime Linear e Não Linear", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, C.S.[1971] - "Programas de Cálculo Dinâmico VVPONL, ONLIGRAL 71, CONVERSÃO, ESTATISMAX e CARTA SÍSMICA", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, C.S.[1977] - "Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico. Aplicações em Portugal", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, C.S.[1979] - "O Risco Sísmico em Portugal e a sua Influência na Segurança Estrutural das Construções", Tese, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, C.S.[1983] - "Acções Desenvolvidas pelo LNEC no Âmbito do Programa para Minimização do Risco Sísmico na Área de Lisboa em 1981 e 1982", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, C.S.[1987] - "Acção Sísmica e Minimização do Risco - Reflexões sobre Metas a Attingir", Programa de Investigação, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, C.S.; Costa, A.C.[1987] - "Definição da Acção Sísmica para o Projecto do Novo Hospital de Grotinha, Ponta Delgada", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, C.S.[1989] - "Comunicação Pessoal", Lisboa.
- Otani, S.[1974] - "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures", Journal of Structural Division, Vol.100, ST7.
- Otani, S.[1981] - "Hysteretic Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo, Tokyo.

- Park, R.; Kent, D.C.; Sampson, R.A.[1972] - "R/C Members with Cyclic Loading", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.98, July.
- Park, R.; Paulay, T.[1979] - "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México.
- Park, R.; Priestley, M.J.N.; Gill, W.D.[1982] - "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", ASCE, Vol. 108, ST4.
- Park, Y.J.; Ang, A.H-S.; Eeri, M.; Wen, K.Y.[1987] - "Damage - Limiting Aseismic Design of Buildings", Earthquake Spectra, Vol.3, no.1, pp. 1-26.
- Paulay, T.; Goodsir, W.J.[1985] - "The Ductility of Structural Walls", Bulletin of New Zealand Nacional Society for Earthquake Engineering, Vol.10, no.3, September.
- Paulay, T.; Goodsir, W.J.[1986] - "The Capacity Design of Reinforced Concrete Hybrid Structures for Multistory Buildings", Bulletin of New Zealand Nacional Society for Earthquake Engineering, Vol.19, no.1, March.
- Pekau, O.A.; Green, R.[1974] - "Inelastic Structures with Setbacks", Proceedings of the 5WCEE, Vol 2, Itália.
- Pender, M.J.[1987] - "Edgecumbe - March 2, 1987", Bulletin of New Zealand Nacional Society for Earthquake Engineering, Vol. 20, no. 1.
- Penzien, J.; Chopra, A.K.[1965] - "Earthquake Response for Appendage on a Multistory Building", Proceedings of the 3WCEE, Vol 2, Nova Zelândia.
- Penzien, J.[1969] - "Earthquake Response of Irregularly Shaped Buildings", Proceedings of the 4WCEE, Vol 2, Chile.
- Pereira, J.[1974] - "Métodos Probabilísticos em Engenharia Sísmica", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Pique, J.R.; Roesset, J.M.[1976] - "On the Use of Simple Models in Nonlinear Dynamic Analysis", Report no.R76-43, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge.
- Popov, E.P.; Bertero, V.V.; Krawinkler, H.[1972] - "Cyclic Behavior of Three R.C. Flexural Members with High Shear", EERC 72-5, Berkeley.
- Popov, E.P.[1987] - "Observation on the Mexico Earthquake of 19 September 1985", Eng. Struct., Vol.9, April.
- Priestley, M.J.N.[1969] - "A Computer Programme for Dynamic Inelastic Analysis of Cantilevers Subjected to Earthquake Excitation", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Quirino, M.[1970] - "Programa Algol para a Análise Dinâmica em Regime Não Linear de Consolas Sujetas a Acelerações Aplicadas na Base", Relatório, LNEC, Lisboa.

- Ravara, A.[1972] - "Conceitos Básicos de Dinâmica de Estruturas e de Engenharia Sísmica", Relatório, LNEC.
- Ravara, A.[1973] - "Comportamento Sísmico de Edifícios com Estrutura Parede", Tese, Memória no.423, LNEC, Lisboa.
- Ravara, A.; Duarte, R.T.; Carvalho, E.C.[1984] - "Engenharia Sísmica de Pontes", Relatório, LNEC, Lisboa.
- REBAP[1985] - "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado", Lisboa.
- Rehm, G.[1968] - "The Basic Principles of the Bond Between Steel and Concrete", Traduc. no.134, Cement and Concrete Association, Londres.
- Rilem, Technical Committee 36-RD2[1984] - "Long Term Random Dynamic Loading of Concrete Structures", Materials and Structures, no.97, Jan-Feb.
- Rosenblueth, E.[1980] - "Design of Earthquake Resistant Structures", Pentech Press, London.
- Roufaiel, M.S.L.; Meyer, C.[1987] - "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames", Journal of Structural Engineering, Vol 113, n^o3.
- RSA[1983] - "Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes", Lisboa.
- Saatcioglu, M; Derecho, A.T.; Corley, W.G. [1980] - "Coupled Walls in Earthquake - Resistant Buildings, Modeling and Dynamic Analysis", Cement Association.
- Saiidi, M.; Sozen, M.A.[1979] - "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of R/C Structures", Civil Engineering Studies, Structural Research Series, no.465, University of Illinois, Urbana.
- Salta, A.; Mata, C.S.; Costa, A.C.[1989] - "Ruído e Vibrações do Centro Operacional e Informático do Banco Comercial e Português. Parecer sobre a Incomodidade para Moradores do Edifício Palma", Relatório, LNEC, Lisboa.
- Saragoni, G.R.; Hart, G.C.[1973] - "Time Variation of Ground Motion Frequency Content: Characterization and Relevance", Proceedings of the 5WCEE, Vol. 1, pp. 1262-1265.
- Shah, H.C.; Zsutty, T.C.[1978] - "Commentary on a Seismic Resistant Design Procedure for Guatemala", Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Shahrooz, B.M.; Moethe, J.P [1987] - "Experimental Study of Seismic Response of R.C. Setback Buildings", UCB/EERC-87/16, Berkeley.
- Sheikh, S.A.; Uzumeri, S.M.[1980] - "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", Journal of the Structural Division, Vol 106, ST5.

- Shepherd, R.[1987] - "The October 1, 1987 Whittier Narrows Earthquake", Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 20, no. 4, pp. 255-264.
- Sinha, B.P.; Gerstle, K.H.; Tulin, L.G.[1964] - "Stress-Strain Relationships of Concrete Under Cyclic Loading", Journal ACI, Vol.61, no.2.
- Skinner, R.I.; Skilton, D.W.C.; Laws, D.A.[1965] - "Unbalanced Buildings and Buildings with Light Towers Under Earthquakes Forces", Proceedings of the 3WCEE, Vol. 2, Nova Zelândia.
- Soesianawati, M.T.[1986] - "Limited Ductility Design of Reinforced Concrete Columns", Research Report, Canterbury, New Zealand.
- Soleimani, D.[1978] - "Reinforced Concrete Ductile Frames Under Earthquakes Loadings with Stiffness Degradation", Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Sues, R.H.; Wen, Y.K.; Ang, A.H-S.[1983] - "Stochastic Seismic Performance Evaluation of Buildings", Structural Research Series no.506, Illinois.
- Suko, M.; Adams, P.F.[1971] - "Dynamic Analysis of Multibay Multistory Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, no.ST10, October.
- Stanton, J.F.; McNiven, H.D.[1979] - "The Development of a Mathematical Model to Predict the Flexural Response of R/C Beams to Cyclic Loads Using System Identification", Report no.EERC 79-2, Berkeley, January.
- Takayanagi, T.; Schnobrich, W.C.[1976] - "Computed Behaviour of Reinforced Concrete Coupled Shear Walls", Structural Research Series, no.434, Illinois.
- Takeda, T.; M.A. Sozen; N.N. Nielsen[1970] - "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", Journal Structural Division, ASCE, Vol.36, No.ST.12.
- Thompson, K.J.; Park, R.[1978] - "Stress-Strain Model for Grade 275 Reinforcing Steel with Cyclic Loading", Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.11, no.2, June.
- Trifunac, M.D.[1971] - "Response Envelope Spectrum and Interpretation of Strong Earthquake Ground Motion", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.61, pp. 343-356.
- Trifunac, M.D.; Brady, A.G.[1975] - "A Study of the Duration of Strong Earthquake Ground Motion", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, June, pp. 581-626.
- Trifunac, M.D.; Brady, A.G.[1976] - "Correlation of Peak Acceleration, Velocity and Displacement with Earthquake Magnitude, Distance and Site Conditions", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 4, July-September, pp. 455-472.

- Umemura, H.; Aoyama, H.; Takizawa, H.[1973] - "Analysis of Reinforced Concrete Structures During Strong Earthquakes Based on Empirical Estimation of Inelastic Restoring Force Characteristics of Members", Proceedings of the 5WCEE, Session 6, Roma.
- Umemura, H.; Takizawa, H.[1980] - "Dynamic Response of R/C Buildings", Structural Engineering Documents 2, IABSE, Zurich.
- Veletsos, A.S.; Newmark, N.M.[1960] - "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", Proceedings of the 2WCEE, Vol II, p.p 895-912.
- Vulcano, A.; Bertero, V.V.[1987] - "Analytical Models for Predicting the Lateral Response of R/C Shear Walls: Evaluation of their Reliability", UBC/EERC, November, Berkeley.
- Walpole, W.R.; Shephard, R.[1969] - "Elasto-Plastic Seismic Response of R/C Frame", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol95, ST10, pp. 2031-2055.
- Wang, M.-L.; Shah, S.P.[1987] - "Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.15, pp. 993-1003.
- Wood, S.L.[1986] - "Experiments to Study the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames with Setbacks", Thesis, Illinois, Urbana.
- Zahn, F.A.; Park, R.; Priestley, M.J.N.; Chapman, H.E.[1986] - "Development of Design Procedures for the Flexural Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridges Columns", Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 19, no.3, September.
- Zissiadis, A.; Ioannidis, K.; Kountonis, G.; Sbokos, I.[1988] - "Damage Assessment from the Earthquakes of September 1986 in Kalamata", International Workshop on Natural Disasters in European-Mediterranean Countries, Perugia, Italy.

ANEXO A

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA
DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRICO					PAREDE						
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
η_{por}												
1.0	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	1.1	2.1	2.5	2.8	5.4		
1.5	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.1	2.1	2.6	2.8	4.9	P	
2.0	1.6	1.7	1.6	1.5	1.4	1.0	2.0	2.5	3.0	5.1	A	
2.5	1.9	2.0	1.8	1.7	1.7	0.9	1.9	2.8	3.5	5.1	L	
3.0	2.2	2.3	2.1	2.1	2.2	0.9	1.8	2.5	3.4	4.9	1	
3.5	2.7	2.7	2.6	2.6	2.6	0.8	1.6	2.1	3.4	4.9	2	
4.0	3.2	3.1	3.0	3.0	3.0	0.9	1.5	2.0	3.1	4.5	T	
4.5	3.6	3.6	3.4	3.3	3.5	0.9	1.6	2.0	3.2	4.5	R	
5.0	4.2	4.0	3.7	3.6	4.0	0.9	1.6	2.0	2.9	4.5	1	
1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.8	2.8	4.0	5.0		
1.5	1.9	1.8	1.6	1.3	1.4	0.9	1.6	2.5	3.7	4.7	P	
2.0	2.4	2.4	2.3	2.1	1.8	0.8	1.4	2.3	3.5	4.3	A	
2.5	2.7	2.7	2.6	2.4	2.2	0.7	1.3	2.6	3.9	4.9	L	
3.0	3.0	3.1	2.9	2.8	2.6	0.7	1.2	2.5	3.8	5.1	1	
3.5	3.7	3.7	3.5	3.4	3.2	0.7	1.1	2.1	3.4	4.4	2	
4.0	4.6	4.6	4.3	4.0	3.8	0.7	1.1	1.9	3.0	4.4	T	
4.5	5.6	5.5	5.1	4.7	4.4	0.7	1.1	1.9	2.8	3.9	I	
5.0	7.2	7.0	6.4	5.7	5.2	0.7	1.1	1.8	2.8	4.0	2	
1.0	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	1.0	2.4	3.7	3.8	5.6		
1.5	1.4	1.3	1.3	1.2	1.3	1.0	2.4	3.6	3.8	5.8	P	
2.0	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.0	2.3	3.3	3.6	5.4	A	
2.5	2.0	2.0	1.9	1.8	1.8	1.0	1.9	3.0	3.7	5.1	L	
3.0	2.2	2.3	2.1	2.1	2.0	0.9	1.6	2.9	3.8	6.4	1	
3.5	2.5	2.5	2.4	2.3	2.4	0.9	1.4	2.7	3.6	5.6	2	
4.0	2.9	2.8	2.7	2.6	2.7	0.9	1.4	2.4	3.6	5.6	T	
4.5	3.3	3.2	3.0	2.9	3.0	0.8	1.4	2.3	3.3	5.3	I	
5.0	3.7	3.5	3.3	3.3	3.4	0.8	1.3	2.3	3.2	5.0	3	
1.0	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	1.2	2.4	5.0	7.6	8.6		
1.5	1.3	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	2.7	8.0	7.8	8.7	P	
2.0	1.6	1.6	1.7	1.7	1.6	1.2	2.5	5.3	7.8	8.7	A	
2.5	1.9	2.0	2.1	2.0	1.9	1.2	2.6	5.5	7.5	8.4	L	
3.0	2.3	2.3	2.3	2.3	2.1	1.2	2.8	5.1	7.4	8.7	1	
3.5	2.6	2.7	2.6	2.5	2.4	1.2	2.5	5.1	6.9	8.3	2	
4.0	3.0	3.0	2.8	2.8	2.7	1.2	2.7	4.7	6.9	8.4	T	
4.5	3.4	3.4	3.2	3.1	3.0	1.2	2.9	4.9	6.9	8.3	I	
5.0	3.9	3.9	3.6	3.5	3.4	1.2	2.9	4.9	6.6	8.0	4	
1.0	1.0	1.0	0.9	1.0	1.0	1.0	1.8	2.7	3.6	4.3		
1.5	1.4	1.4	1.3	1.4	1.4	0.9	1.5	2.9	3.7	4.6	P	
2.0	2.1	2.0	1.7	1.7	1.6	0.8	1.4	2.8	4.2	5.1	A	
2.5	2.9	2.8	2.5	2.2	2.0	0.7	1.1	1.9	3.2	4.9	L	
3.0	3.6	3.5	3.3	3.2	3.0	0.8	1.2	2.0	3.5	5.0	1	
3.5	4.7	4.6	4.4	3.9	3.6	0.8	1.2	2.0	3.6	5.3	2	
4.0	5.8	5.8	5.2	4.7	4.4	0.8	1.2	2.0	3.5	5.3	T	
4.5	6.6	6.3	5.8	5.2	4.7	0.8	1.3	2.1	3.3	4.8	I	
5.0	7.1	6.9	6.2	6.0	5.1	0.8	1.3	2.2	3.2	4.8	5	

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRTICO					PAREDE						
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
η_{por}												
1.0	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.7	3.4	5.5	7.7		
1.5	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	1.7	3.1	5.0	6.9	N	
2.0	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6	0.8	1.7	3.1	4.5	6.8	C	
2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	0.8	1.5	2.8	4.2	6.6	1	
3.0	2.5	2.4	2.5	2.4	2.4	0.8	1.3	2.5	4.2	6.6	2	
3.5	3.0	2.9	2.8	2.8	2.7	0.9	1.3	2.4	3.7	6.0	T	
4.0	3.4	3.2	3.1	3.0	3.0	0.9	1.3	2.2	3.4	5.9	R	
4.5	3.8	3.6	3.4	3.3	3.2	0.9	1.3	2.0	3.1	5.5	1	
5.0	4.2	4.0	3.7	3.6	3.5	0.9	1.3	1.9	2.8	5.2		
1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	2.3	3.0	3.5		
1.5	1.5	1.4	1.3	1.3	1.4	0.8	1.7	2.5	3.1	3.6	N	
2.0	2.0	2.0	1.8	1.7	1.7	0.7	1.1	2.7	4.1	4.2	C	
2.5	2.6	2.6	2.5	2.1	1.9	0.6	0.9	1.6	2.9	4.6	1	
3.0	3.2	3.2	3.2	2.9	2.5	0.6	0.8	1.3	2.4	3.8	2	
3.5	3.6	3.6	3.6	3.5	3.1	0.5	0.8	1.1	2.0	3.0	T	
4.0	4.1	4.1	4.0	3.9	3.7	0.5	0.7	1.0	1.4	2.7	I	
4.5	4.5	4.5	4.5	4.3	4.1	0.5	0.7	0.9	1.2	2.1	2	
5.0	5.2	5.2	5.1	4.9	4.3	0.4	0.7	0.9	1.2	1.8		
1.0	1.0	0.9	0.8	0.8	0.8	1.2	2.6	5.5	7.5	10.1		
1.5	1.4	1.4	1.2	1.2	1.1	1.2	2.6	5.0	6.8	9.8	N	
2.0	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.3	3.0	5.4	7.8	11.1	C	
2.5	2.0	1.9	1.8	1.8	1.8	1.5	3.5	5.9	8.9	12.0	1	
3.0	2.3	2.2	2.0	2.0	2.2	1.4	3.4	5.9	8.6	12.4	2	
3.5	2.5	2.5	2.3	2.4	2.6	1.4	3.4	6.0	9.1	12.5	T	
4.0	2.9	2.8	2.7	2.8	2.9	1.3	3.5	6.1	9.3	12.9	I	
4.5	3.3	3.1	3.1	3.1	3.3	1.3	3.6	6.5	9.2	12.5	3	
5.0	3.7	3.6	3.5	3.5	3.7	1.2	3.6	6.6	9.1	12.6		
1.0	1.0	0.9	0.8	0.7	0.7	1.0	1.9	3.9	5.7	7.8		
1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	1.8	3.6	5.4	7.3	N	
2.0	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	0.9	1.7	3.5	5.3	7.3	C	
2.5	1.9	1.9	1.7	1.7	1.6	0.9	1.5	3.5	5.4	7.6	1	
3.0	2.2	2.2	2.0	1.9	2.0	0.8	1.4	2.9	5.4	7.6	2	
3.5	2.5	2.5	2.3	2.2	2.4	0.8	1.3	2.9	4.9	7.0	T	
4.0	2.7	2.8	2.6	2.6	2.7	0.8	1.3	2.6	4.2	7.1	I	
4.5	3.1	3.1	3.0	2.9	3.0	0.8	1.3	2.2	4.2	6.9	4	
5.0	3.5	3.5	3.4	3.3	3.4	0.8	1.2	2.1	4.1	6.9		
1.0	1.0	0.9	0.9	0.8	0.9	1.0	1.7	2.5	3.4	4.4		
1.5	1.3	1.4	1.5	1.4	1.3	0.7	1.3	2.3	3.3	4.6	N	
2.0	1.9	1.9	1.8	1.9	1.7	0.7	1.2	2.2	3.3	4.7	C	
2.5	2.7	2.7	2.3	2.0	2.0	0.6	1.0	1.6	2.4	3.4	1	
3.0	3.8	3.8	3.6	3.1	2.5	0.6	0.9	1.6	2.3	3.2	2	
3.5	4.7	4.7	4.4	4.0	3.8	0.6	0.9	1.6	2.2	3.0	T	
4.0	6.1	6.1	5.7	5.0	4.8	0.6	0.9	1.6	2.0	2.9	I	
4.5	7.4	7.4	6.8	5.7	5.5	0.6	0.9	1.5	1.8	2.5	5	
5.0	8.5	8.5	7.7	6.3	6.0	0.6	0.9	1.4	1.6	2.3		

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRTICO					PAREDE						
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
η_{por}												
1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	0.7	1.0	2.6	4.2	5.3	9.1		
1.5	1.4	1.4	1.3	1.1	1.1	1.0	2.1	3.9	4.9	6.0	2	
2.0	1.8	1.8	1.7	1.5	1.4	0.9	1.9	4.0	4.9	5.8	N	
2.5	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	0.9	1.5	3.8	4.8	5.8	L	
3.0	2.6	2.5	2.3	2.1	2.0	0.9	1.5	3.6	4.5	5.6	1	
3.5	3.0	2.9	2.7	2.4	2.4	0.9	1.7	3.2	4.4	5.9	2	
4.0	3.4	3.3	3.1	2.8	2.7	0.9	1.6	3.0	4.5	5.6	T	
4.5	3.8	3.7	3.4	3.1	3.1	0.9	1.4	2.9	4.6	6.1	R	
5.0	4.3	4.1	3.8	3.4	3.4	0.9	1.4	3.1	4.5	6.4	1	
1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.0	2.5	3.9	5.4	7.0		
1.5	1.3	1.4	1.5	1.8	1.9	0.9	1.6	3.6	5.5	7.1	2	
2.0	1.6	1.6	1.7	1.9	2.2	0.8	1.1	2.6	4.5	6.7	N	
2.5	2.0	1.9	2.0	1.9	2.0	0.7	1.0	1.4	2.5	4.2	L	
3.0	2.3	2.5	2.5	2.5	2.2	0.6	0.9	1.2	1.6	2.8	1	
3.5	2.8	2.8	2.8	2.9	2.8	0.5	0.8	1.1	1.5	2.6	2	
4.0	3.4	3.4	3.4	3.2	3.3	0.5	0.8	1.1	1.6	2.0	T	
4.5	3.9	3.9	3.9	3.4	3.8	0.5	0.8	1.1	1.6	2.0	I	
5.0	4.6	4.6	4.4	4.6	4.5	0.6	0.8	1.2	1.7	2.1	2	
1.0	1.0	0.9	0.8	0.8	0.8	1.0	2.2	5.7	8.3	11.0		
1.5	1.4	1.3	1.2	1.2	1.2	1.0	2.4	5.5	8.4	11.3	2	
2.0	1.7	1.8	1.6	1.6	1.5	1.0	3.2	5.7	8.6	10.8	N	
2.5	2.1	2.1	2.0	1.9	1.8	1.0	3.0	5.8	7.9	10.5	L	
3.0	2.5	2.6	2.4	2.2	2.2	1.0	2.9	5.8	7.9	10.3	1	
3.5	2.9	3.0	2.8	2.4	2.6	1.0	2.6	5.3	8.5	10.4	2	
4.0	3.4	3.5	3.1	2.8	2.9	1.0	2.4	5.0	8.1	10.3	T	
4.5	3.9	3.9	3.5	3.2	3.2	1.0	2.6	5.3	8.2	10.1	I	
5.0	4.3	4.3	3.9	3.6	3.6	1.0	2.7	5.4	8.1	6.9	3	
1.0	1.0	0.9	0.8	0.8	0.7	1.0	2.8	4.9	7.1	9.2		
1.5	1.3	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	3.0	5.2	7.2	10.0	2	
2.0	1.7	1.7	1.7	1.5	1.4	1.0	3.3	5.5	7.8	10.1	N	
2.5	2.0	2.1	2.0	1.8	1.7	0.9	3.1	4.9	7.5	9.5	L	
3.0	2.4	2.5	2.4	2.0	2.0	0.9	2.2	5.5	7.0	9.9	1	
3.5	2.9	3.0	2.7	2.4	2.3	0.9	2.6	4.6	6.9	10.2	2	
4.0	3.3	3.4	3.0	2.6	2.7	1.0	6.9	3.9	13.4	9.5	T	
4.5	3.7	3.9	3.3	3.0	3.1	1.0	2.5	6.5	7.8	10.2	I	
5.0	4.2	4.3	3.6	3.3	3.4	1.1	2.7	4.3	6.9	9.5	4	
1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	1.0	1.3	2.4	3.5	4.6	5.7		
1.5	1.4	1.3	1.4	1.4	1.5	0.9	2.5	3.8	4.6	5.6	2	
2.0	1.8	1.7	1.7	1.8	1.9	0.8	2.2	3.5	4.9	5.6	N	
2.5	2.1	2.1	2.1	2.3	2.3	0.7	1.0	3.3	4.7	5.6	L	
3.0	2.8	2.8	2.9	2.7	2.7	0.7	1.0	2.5	3.8	5.2	1	
3.5	3.4	3.3	3.0	2.8	3.0	0.7	1.0	1.8	3.0	4.5	2	
4.0	4.0	3.9	3.6	3.3	3.3	0.7	1.0	1.9	3.3	5.0	T	
4.5	4.5	4.5	4.2	3.9	3.6	0.7	1.0	1.4	3.1	4.5	I	
5.0	5.0	5.0	4.7	4.5	3.9	0.7	1.0	1.4	2.8	4.0	5	

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRICO			PAREDE			
	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	
η_{por}							
1.0	1.0	1.0	0.9	1.0	1.6	2.5	
1.5	1.3	1.3	1.2	0.9	1.5	2.4	P
2.0	1.6	1.6	1.5	0.9	1.5	2.5	A
2.5	1.9	1.9	1.8	0.8	1.4	2.2	L
3.0	2.3	2.2	2.1	0.8	1.2	2.1	1
3.5	2.7	2.6	2.5	0.8	1.2	2.0	6
4.0	3.1	3.0	2.9	0.8	1.2	1.9	T
4.5	3.5	3.5	3.4	0.8	1.3	1.8	R
5.0	3.9	4.0	3.9	0.8	1.3	1.8	1
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.7	3.0	
1.5	1.4	1.3	1.3	0.9	1.6	3.0	P
2.0	1.8	1.7	1.5	0.9	1.5	2.4	A
2.5	2.4	2.2	2.0	0.9	1.4	2.0	L
3.0	3.0	2.9	2.6	0.8	1.3	1.9	1
3.5	3.7	3.4	3.1	0.8	1.2	1.7	6
4.0	4.5	4.2	3.7	0.8	1.2	1.7	T
4.5	5.5	5.2	4.6	0.8	1.3	1.8	I
5.0	6.7	6.3	5.5	0.8	1.3	1.8	2
1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	1.5	2.0	
1.5	1.3	1.3	1.3	0.9	1.4	2.0	P
2.0	1.5	1.6	1.6	0.8	1.3	2.2	A
2.5	1.8	1.8	1.8	0.8	1.3	1.9	L
3.0	2.1	2.1	2.1	0.7	1.1	1.7	1
3.5	2.4	2.4	2.2	0.7	1.1	1.5	6
4.0	2.8	2.7	2.5	0.7	1.2	1.6	T
4.5	3.2	3.1	3.0	0.8	1.2	1.6	I
5.0	3.6	3.5	3.5	0.8	1.3	1.6	3
1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	1.8	2.4	
1.5	1.3	1.3	1.3	0.9	1.8	2.3	P
2.0	1.6	1.6	1.5	0.8	1.4	2.2	A
2.5	1.9	1.9	1.8	0.8	1.2	2.0	L
3.0	2.2	2.2	2.0	0.8	1.2	1.6	1
3.5	2.6	2.6	2.3	0.8	1.2	1.6	6
4.0	2.9	2.9	2.6	0.8	1.2	1.6	T
4.5	3.2	3.2	3.1	0.8	1.3	1.7	I
5.0	3.7	3.6	3.6	0.8	1.3	1.7	4
1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	1.7	2.7	
1.5	1.4	1.4	1.5	0.8	1.4	2.1	P
2.0	1.8	1.8	1.7	0.8	1.2	1.7	A
2.5	1.8	1.8	1.8	0.7	1.2	1.7	L
3.0	2.3	2.2	2.2	0.7	1.2	1.8	1
3.5	2.6	2.6	2.6	0.8	1.3	2.0	6
4.0	3.1	2.9	3.0	0.8	1.5	2.1	T
4.5	3.8	3.5	3.5	0.9	1.6	2.1	I
5.0	4.8	4.3	4.1	0.9	1.6	2.1	5

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINACÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRTICO			PAREDE			
	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	
η_{por}							
1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	1.8	2.8	
1.5	1.3	1.3	1.2	0.9	1.7	2.6	
2.0	1.7	1.6	1.5	0.8	1.4	2.3	N
2.5	2.0	2.0	1.9	0.8	1.3	1.7	C
3.0	2.4	2.4	2.3	0.8	1.2	1.6	1
3.5	2.7	2.7	2.6	0.8	1.2	1.7	6
4.0	3.2	3.3	3.1	0.8	1.3	1.7	T
4.5	3.7	3.8	3.4	0.8	1.4	1.7	R
5.0	4.3	4.3	3.8	0.9	1.4	1.8	1
1.0	1.0	0.9	0.8	1.0	1.6	2.8	
1.5	1.4	1.3	1.2	0.9	1.5	2.8	
2.0	1.9	2.0	1.7	0.7	1.2	2.3	N
2.5	2.8	2.8	2.7	0.7	1.2	1.8	C
3.0	3.6	3.6	3.5	0.7	1.1	1.7	1
3.5	4.2	4.2	4.2	0.7	1.1	1.7	6
4.0	4.6	4.6	4.6	0.7	1.0	1.7	T
4.5	5.1	5.1	5.1	0.6	1.0	1.6	I
5.0	5.9	5.9	5.9	0.6	0.9	1.5	2
1.0	1.0	0.8	0.8	1.0	2.0	3.1	
1.5	1.3	1.2	1.2	1.0	2.3	3.1	
2.0	1.6	1.6	1.5	1.0	2.2	3.2	N
2.5	1.8	1.8	1.8	0.9	2.3	3.4	C
3.0	2.0	2.1	2.1	0.9	2.1	3.1	1
3.5	2.4	2.4	2.3	0.9	1.9	2.8	6
4.0	2.6	2.7	2.6	0.8	1.8	2.9	T
4.5	3.0	3.0	2.9	0.8	1.8	2.8	I
5.0	3.3	3.3	3.1	0.8	1.8	2.7	3
1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	1.5	2.9	
1.5	1.2	1.2	1.3	0.9	1.7	3.2	
2.0	1.6	1.7	1.7	0.9	1.9	2.9	N
2.5	2.0	2.1	2.1	0.8	1.6	2.8	C
3.0	2.2	2.3	2.3	0.8	1.2	2.5	1
3.5	2.5	2.6	2.5	0.8	1.2	2.4	6
4.0	2.8	2.9	2.8	0.8	1.2	2.1	T
4.5	3.2	3.2	3.2	0.8	1.2	2.0	I
5.0	3.5	3.6	3.5	0.8	1.2	1.7	4
1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	1.7	3.4	
1.5	1.3	1.3	1.3	0.9	1.7	3.4	
2.0	1.6	1.5	1.5	0.8	1.5	3.5	N
2.5	2.3	2.2	1.9	0.7	1.4	3.5	C
3.0	3.1	3.0	2.7	0.7	1.2	3.0	1
3.5	3.9	3.8	3.4	0.7	1.0	2.3	6
4.0	4.7	4.5	4.1	0.7	1.0	1.9	T
4.5	5.5	5.3	4.8	0.7	1.1	1.7	I
5.0	6.3	6.1	5.5	0.7	1.0	1.5	5

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRTICO			PAREDE			
	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	
η_{por}							
1.0	0.9	0.9	0.8	1.0	2.0	3.5	
1.5	1.3	1.2	1.2	0.9	1.9	3.3	2
2.0	1.6	1.6	1.5	0.9	1.8	2.8	N
2.5	1.9	1.9	1.9	0.9	2.0	2.9	L
3.0	2.2	2.2	2.3	0.9	2.0	3.1	1
3.5	2.6	2.6	2.6	0.9	2.4	3.3	6
4.0	3.1	3.0	2.8	0.9	1.9	3.3	T
4.5	3.6	3.4	3.3	0.9	1.8	3.4	R
5.0	4.1	3.9	3.4	0.8	1.8	3.4	1
1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	2.4	3.9	
1.5	1.4	1.3	1.3	0.8	1.3	2.9	2
2.0	1.8	1.7	1.6	0.8	1.1	2.0	N
2.5	2.1	2.1	2.0	0.7	1.1	1.4	L
3.0	2.7	2.7	2.7	0.7	1.0	1.5	1
3.5	3.7	3.7	3.4	0.7	1.0	1.5	6
4.0	5.0	5.0	4.6	0.7	1.0	1.5	T
4.5	6.1	6.0	5.6	0.7	1.1	1.6	I
5.0	7.3	7.2	6.6	0.7	1.1	1.6	2
1.0	0.9	0.8	0.8	1.0	3.1	7.6	
1.5	1.2	1.2	1.2	0.9	2.9	7.3	2
2.0	1.5	1.5	1.6	0.9	3.0	7.0	N
2.5	1.9	1.8	2.0	0.9	3.1	7.1	L
3.0	2.3	2.2	2.3	1.0	3.1	7.2	1
3.5	2.7	2.5	2.6	1.0	3.0	6.9	6
4.0	3.1	2.9	2.9	1.0	3.1	6.5	T
4.5	3.4	3.3	3.2	1.0	2.7	6.2	I
5.0	3.7	3.6	3.6	1.0	2.7	6.2	3
1.0	0.9	0.8	0.8	1.0	2.7	6.9	
1.5	1.3	1.2	1.1	0.9	2.8	6.7	2
2.0	1.6	1.5	1.5	0.9	2.9	6.6	N
2.5	2.0	1.9	1.9	0.9	2.9	6.6	L
3.0	2.4	2.3	2.2	0.9	2.7	6.5	1
3.5	2.7	2.7	2.6	0.9	2.5	6.1	6
4.0	3.1	3.0	2.9	0.9	2.6	5.8	T
4.5	3.5	3.3	3.2	0.9	2.4	5.9	I
5.0	3.9	3.8	3.5	0.9	2.4	5.9	4
1.0	1.0	1.0	0.9	1.0	1.6	2.8	
1.5	1.4	1.3	1.4	0.8	1.4	2.5	2
2.0	1.9	1.6	1.6	0.8	1.3	2.3	N
2.5	2.6	2.6	2.4	0.8	1.3	2.2	L
3.0	3.1	3.2	2.9	0.8	1.3	1.9	1
3.5	4.1	4.1	3.8	0.8	1.2	1.8	6
4.0	4.3	4.4	4.2	0.7	1.2	1.8	T
4.5	4.7	4.6	4.4	0.7	1.2	1.8	I
5.0	5.2	5.0	4.7	0.8	1.3	1.8	5

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRTICO			PAREDE			
	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	
η_{por}							
1.0	1.0	0.9	0.9	1.3	2.4	4.0	
1.5	1.3	1.3	1.3	1.2	2.6	4.8	P
2.0	1.6	1.6	1.6	0.9	2.4	4.7	A
2.5	2.0	2.0	1.9	0.9	1.9	3.3	L
3.0	2.2	2.2	2.2	0.9	1.6	2.4	2
3.5	2.7	2.7	2.8	1.0	1.8	2.5	0
4.0	3.1	3.1	3.2	1.0	2.0	2.6	T
4.5	3.5	3.7	3.7	1.1	2.2	2.9	R
5.0	4.0	4.1	4.1	1.2	2.3	3.0	1
1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	2.0	3.0	
1.5	1.3	1.3	1.3	1.0	1.7	3.1	P
2.0	1.6	1.6	1.5	0.9	1.5	2.6	A
2.5	2.0	1.9	1.9	0.8	1.3	1.9	L
3.0	2.2	2.2	2.2	0.9	1.4	2.0	2
3.5	2.8	2.6	2.6	0.9	1.6	2.2	0
4.0	3.5	3.3	3.1	1.0	1.7	2.3	T
4.5	4.0	3.8	3.5	1.0	1.7	2.4	I
5.0	4.9	4.6	4.3	1.0	1.7	2.3	2
1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	2.4	3.7	
1.5	1.4	1.3	1.3	1.1	2.4	3.7	P
2.0	1.7	1.7	1.6	1.0	2.1	3.2	A
2.5	1.9	1.9	1.9	0.9	1.6	2.6	L
3.0	2.2	2.2	2.1	0.9	1.6	2.2	2
3.5	2.6	2.6	2.5	0.9	1.7	2.2	0
4.0	3.0	3.1	3.1	1.0	1.8	2.5	T
4.5	3.5	3.6	3.6	1.1	2.0	2.6	I
5.0	4.0	4.3	4.2	1.2	2.2	2.8	3
1.0	1.0	1.0	0.9	1.1	3.5	4.8	
1.5	1.4	1.3	1.3	1.1	3.3	5.0	P
2.0	1.7	1.7	1.5	1.1	3.0	4.2	A
2.5	1.9	1.9	1.9	1.0	2.4	4.2	L
3.0	2.2	2.1	2.1	0.9	2.0	3.5	2
3.5	2.6	2.6	2.5	0.9	1.7	3.0	0
4.0	3.0	3.1	3.1	1.0	1.9	2.7	T
4.5	3.5	3.7	3.7	1.1	2.1	2.9	I
5.0	4.0	4.3	4.3	1.2	2.3	3.1	4
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.1	3.2	
1.5	1.8	1.6	1.4	0.9	1.7	3.1	P
2.0	2.4	2.3	1.9	0.8	1.6	2.5	A
2.5	2.7	2.6	2.3	0.8	1.3	2.1	L
3.0	3.0	3.0	2.5	0.8	1.3	1.9	2
3.5	3.2	3.2	2.8	0.8	1.3	1.7	0
4.0	3.6	3.5	3.1	0.9	1.5	2.0	T
4.5	3.9	3.8	3.8	1.0	1.7	2.2	I
5.0	4.4	4.5	4.6	1.2	1.9	2.5	5

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRTICO			PAREDE			
	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	
η_{por}							
1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	2.6	3.6	
1.5	1.3	1.3	1.4	1.1	2.6	3.4	N
2.0	1.7	1.7	1.7	0.9	2.0	3.1	C
2.5	2.1	2.0	1.9	0.9	1.5	2.8	2
3.0	2.5	2.5	2.2	0.9	1.4	2.1	0
3.5	2.9	2.8	2.5	0.9	1.4	1.9	T
4.0	3.3	3.3	3.0	0.9	1.5	1.9	R
4.5	3.9	3.8	3.6	1.0	1.6	2.0	1
5.0	4.4	4.3	4.2	1.0	1.7	2.2	
1.0	1.0	1.1	1.0	1.0	2.4	3.7	
1.5	1.7	1.5	1.5	0.9	1.4	2.8	N
2.0	1.8	1.7	1.6	0.9	1.3	1.8	C
2.5	2.2	2.0	1.9	0.8	1.3	1.8	2
3.0	3.2	3.0	2.4	0.8	1.3	1.7	0
3.5	4.4	4.2	3.6	0.8	1.3	1.7	T
4.0	5.8	5.6	5.0	0.8	1.3	1.6	I
4.5	7.4	7.1	6.5	0.7	1.2	1.6	2
5.0	8.9	8.6	8.0	0.7	1.3	1.7	
1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	2.9	3.8	
1.5	1.4	1.4	1.4	1.5	3.0	3.5	N
2.0	1.6	1.6	1.5	1.2	2.7	3.7	C
2.5	1.9	1.8	1.7	0.9	2.4	4.3	2
3.0	2.2	2.1	2.0	0.9	2.2	3.6	0
3.5	2.5	2.4	2.3	0.9	2.0	3.3	T
4.0	2.9	2.9	2.7	0.9	1.7	3.2	I
4.5	3.5	3.5	3.3	0.9	1.7	3.1	3
5.0	4.0	4.1	3.9	1.0	1.6	3.1	
1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	3.3	5.7	
1.5	1.5	1.5	1.6	1.0	3.1	5.6	N
2.0	1.8	2.0	2.1	0.9	2.6	5.3	C
2.5	2.1	2.2	2.2	0.9	1.9	4.0	2
3.0	2.6	2.6	2.4	0.9	1.6	3.0	0
3.5	3.1	3.1	2.9	0.9	1.4	2.7	T
4.0	3.7	3.6	3.4	1.0	1.5	2.3	I
4.5	4.3	4.2	4.0	1.0	1.5	2.0	4
5.0	4.9	4.8	4.6	1.1	1.6	2.0	
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.8	3.9	
1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.9	5.1	N
2.0	2.1	2.1	2.1	0.9	1.6	3.6	C
2.5	2.5	2.5	2.3	0.9	1.6	2.3	2
3.0	3.1	3.0	2.7	0.9	1.6	2.4	0
3.5	3.7	3.5	3.2	0.9	1.5	2.2	T
4.0	3.9	4.1	3.6	0.9	1.6	2.3	I
4.5	4.1	4.9	4.2	1.0	1.6	2.4	5
5.0	6.0	5.5	4.8	1.0	1.7	2.5	

VALORES MÁXIMOS DA DUCTILIDADE EXIGIDA PARA DIFERENTES
COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

η_{par}	PÓRTICO			PAREDE			
	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	
η_{por}							
1.0	1.0	0.9	0.8	1.2	2.7	5.2	
1.5	1.4	1.3	1.2	1.2	3.0	5.1	2
2.0	1.7	1.6	1.5	1.1	2.8	5.8	N
2.5	1.9	1.8	1.9	0.9	2.8	5.9	L
3.0	2.3	2.3	2.3	0.9	2.5	5.9	2
3.5	2.6	2.7	2.7	0.9	2.4	6.1	0
4.0	3.1	3.0	3.1	0.9	2.4	5.8	T
4.5	3.5	3.4	3.4	0.9	2.4	5.4	R
5.0	4.1	3.9	3.9	0.9	2.4	5.2	1
1.0	1.0	1.1	1.1	1.0	2.9	4.7	
1.5	1.5	1.4	1.6	0.9	1.5	3.2	2
2.0	1.8	1.7	1.8	0.8	1.3	1.8	N
2.5	2.0	2.0	2.0	0.8	1.3	1.8	L
3.0	2.5	2.4	2.5	0.8	1.4	1.9	2
3.5	3.5	3.4	3.2	0.8	1.5	2.1	0
4.0	4.4	4.2	3.9	0.9	1.7	2.3	T
4.5	5.2	5.0	4.8	1.0	1.8	2.5	I
5.0	6.0	5.8	5.5	1.0	2.0	2.8	2
1.0	1.0	0.9	0.8	1.2	2.3	2.8	
1.5	1.3	1.2	1.2	1.3	2.4	2.7	2
2.0	1.6	1.7	1.5	1.0	2.2	2.8	N
2.5	2.0	2.0	1.8	1.0	2.3	2.8	L
3.0	2.3	2.3	2.1	1.0	2.1	2.8	2
3.5	2.7	2.7	2.5	0.9	1.9	3.3	0
4.0	3.2	3.1	3.0	0.9	1.9	3.5	T
4.5	3.7	3.5	3.5	0.9	1.8	3.5	I
5.0	4.2	4.1	3.9	0.9	1.8	3.3	3
1.0	1.0	1.0	0.8	1.4	3.2	3.2	
1.5	1.4	1.4	1.3	1.5	3.3	4.1	2
2.0	1.7	1.8	1.6	1.3	3.8	3.6	N
2.5	2.2	2.1	1.9	1.0	3.7	4.3	L
3.0	2.5	2.5	2.2	0.9	3.4	4.6	2
3.5	2.9	2.9	2.7	0.9	3.2	4.4	0
4.0	3.4	3.3	3.2	0.9	2.9	4.7	T
4.5	4.0	3.8	3.6	0.9	2.7	4.7	I
5.0	4.5	4.3	4.0	1.0	2.4	4.7	4
1.0	1.0	1.0	0.9	1.1	2.8	4.2	
1.5	1.9	1.7	1.5	0.9	2.9	4.8	2
2.0	2.5	2.4	1.9	0.9	1.7	3.9	N
2.5	3.2	2.9	2.5	0.9	1.7	3.7	L
3.0	3.8	3.7	3.2	0.9	1.6	3.9	2
3.5	4.6	4.2	3.6	0.8	1.5	4.0	0
4.0	5.6	5.1	4.3	0.8	1.5	3.6	T
4.5	7.1	6.6	5.5	0.9	1.4	3.3	I
5.0	7.9	7.3	6.2	0.9	1.3	2.9	5

ANEXO B

DISTRIBUIÇÃO EM ALTURA DAS DUCTILIDADES EXIGIDAS
PARA DIFERENTES COMBINAÇÕES DE COEFICIENTES DE
DUCTILIDADE

Neste anexo apresentam-se as exigências de ductilidade na parede e no pórtico, em altura, para diversas combinações dos coeficientes de ductilidade.

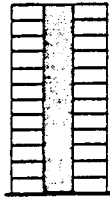
Esses resultados são apresentados através de uma representação gráfica em que os traços usados têm o seguinte significado:

_____	$\eta_{par} = 1.0$
.....	$\eta_{par} = 1.5$
_____	$\eta_{par} = 2.0$
-----	$\eta_{par} = 2.5$
.....	$\eta_{par} = 3.0$

em que η_{par} representa o coeficiente de ductilidade na parede. Faz-se notar que no caso dos edifícios de 12 pisos este valor varia de 1.0 a 3.0 e no caso dos edifícios de 16 e 20 pisos varia de 1.0 a 2.0.

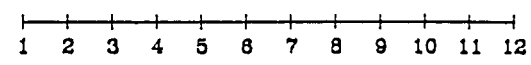
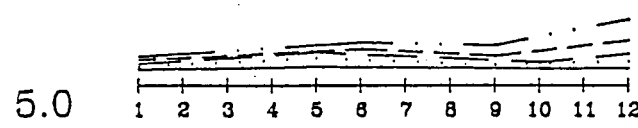
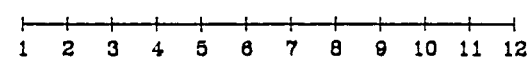
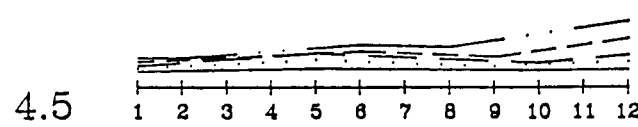
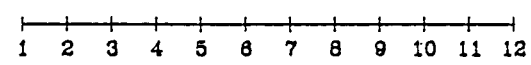
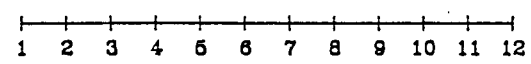
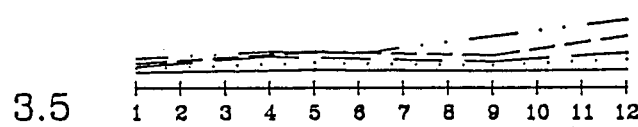
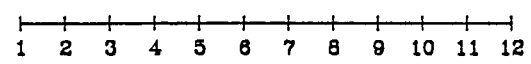
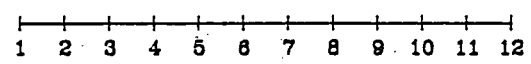
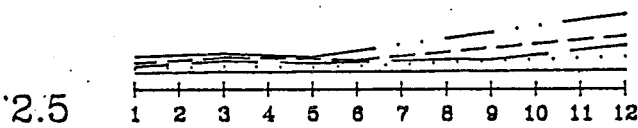
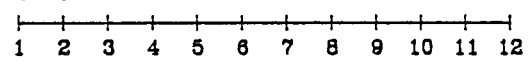
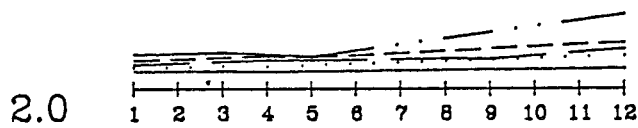
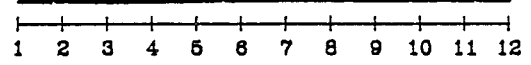
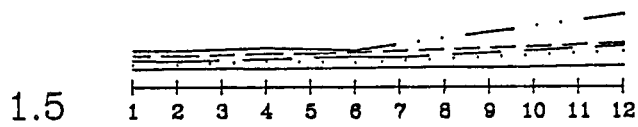
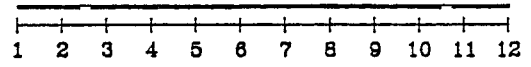
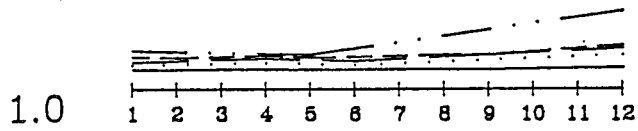
Os números apresentados em coluna de 1.0 a 5.0 são os coeficientes de ductilidade nos pórticos que têm estes valores para todos os edifícios.

Edificio
PAREDE

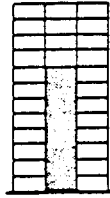


pal12tr1
PORTICO

$\mu=5$

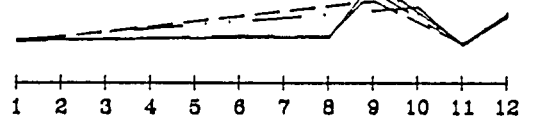
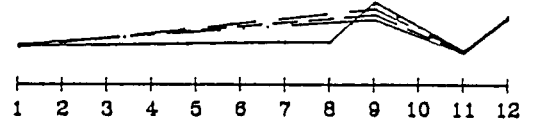
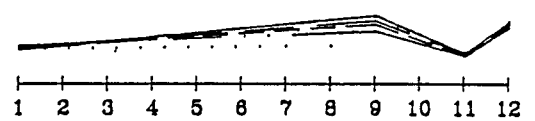
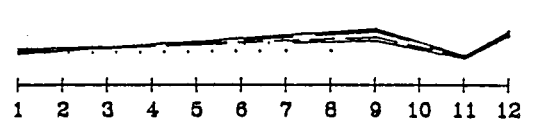
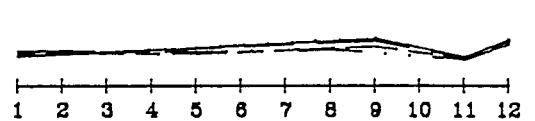
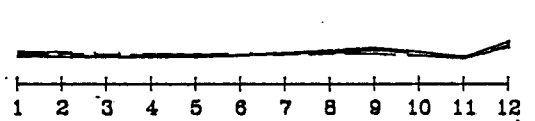
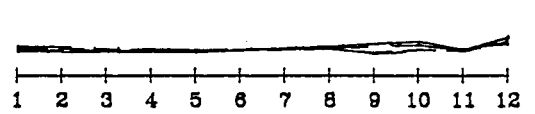
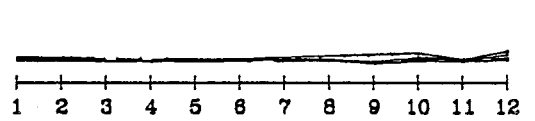
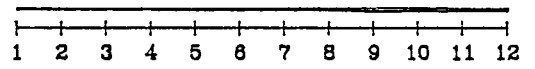
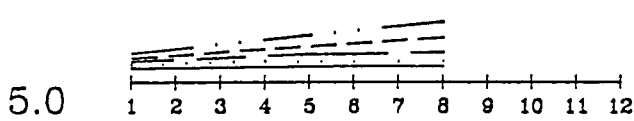
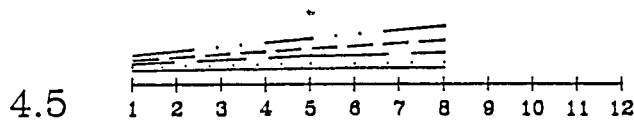
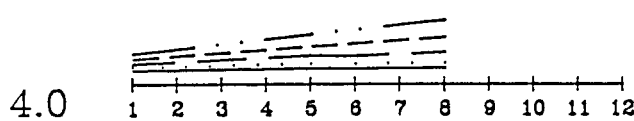
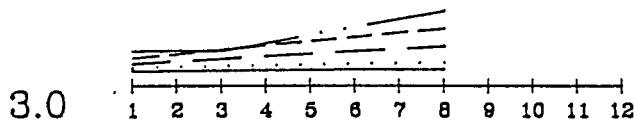
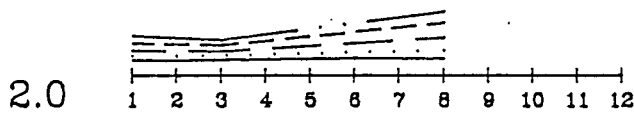
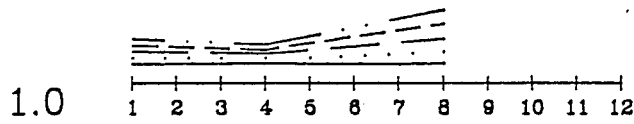


Edificio
PAREDE

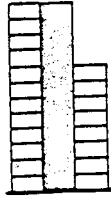


pal12ti2
PORTICO

$\mu=5$

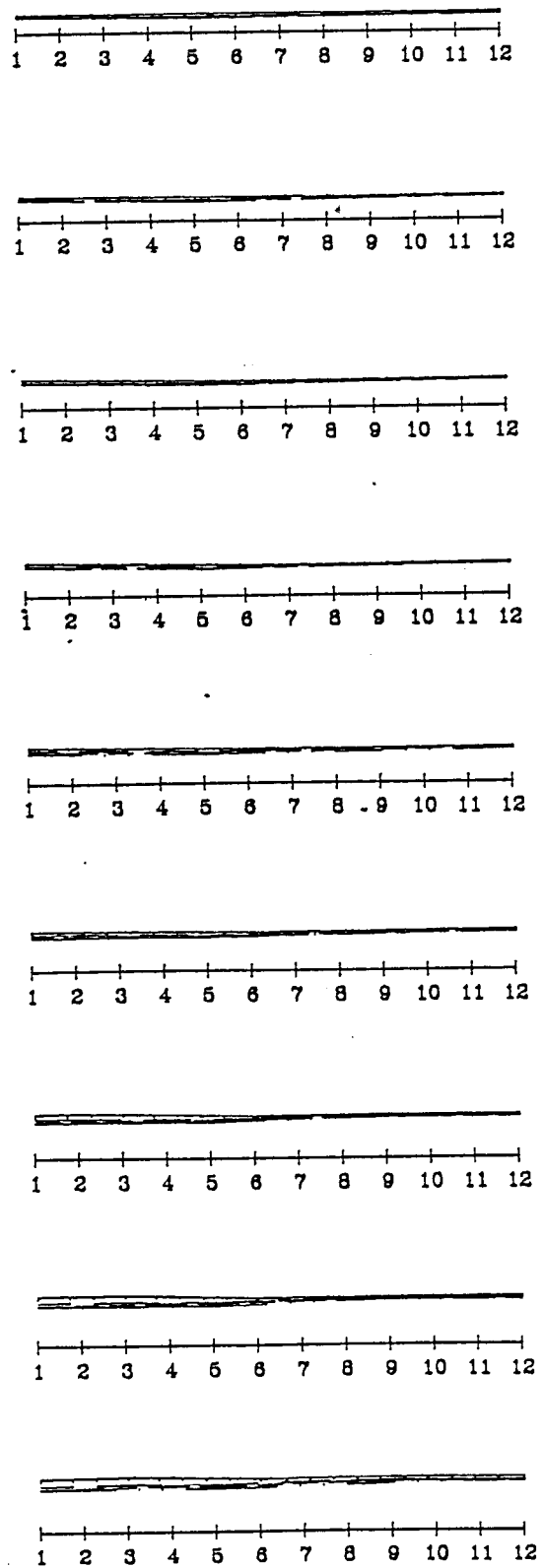
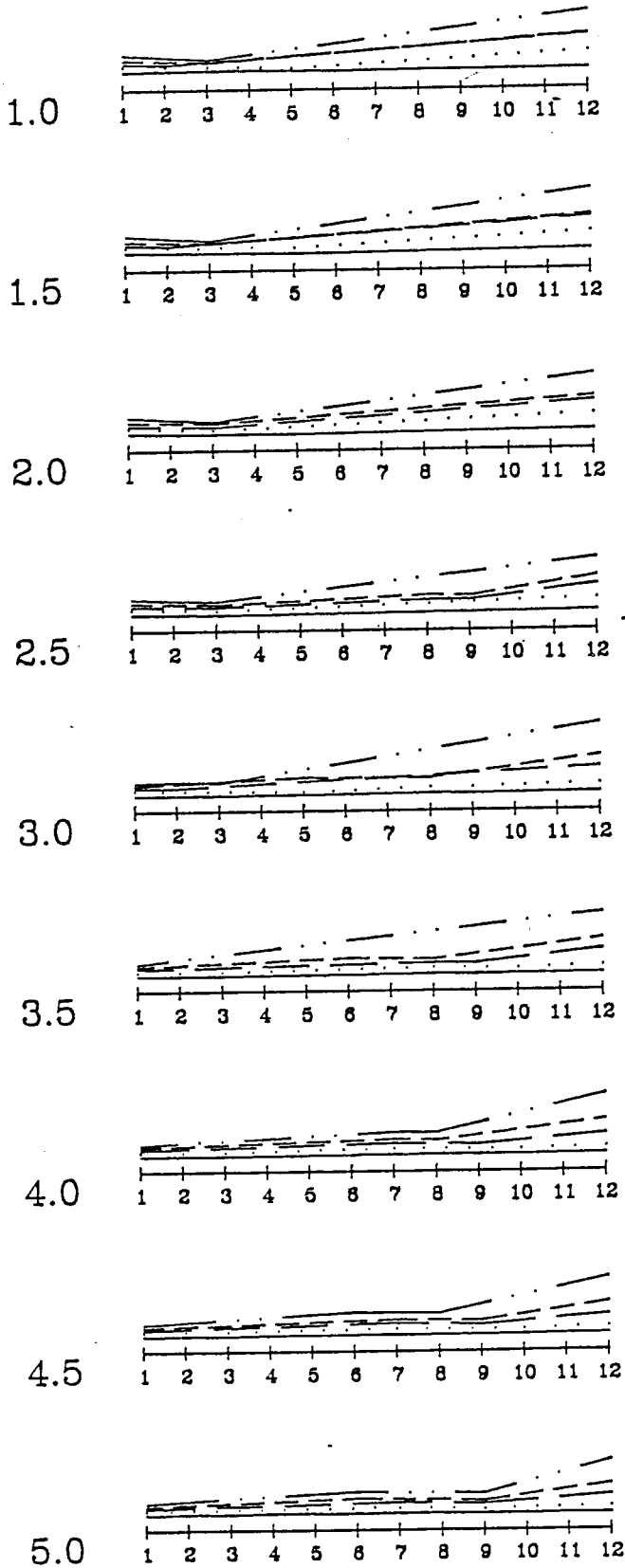


Edificio
PAREDE

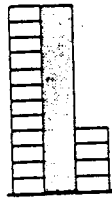


pal12ti3
PORTICO

$\mu=5$

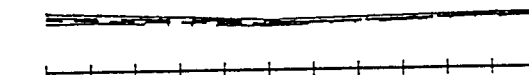
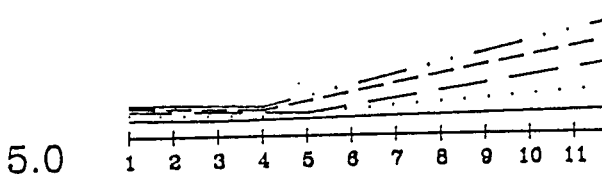
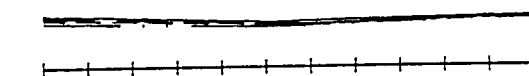
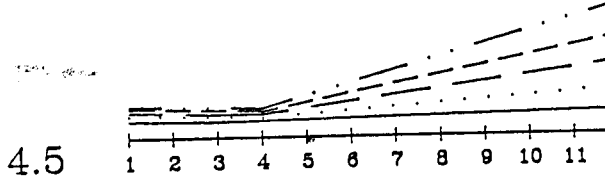
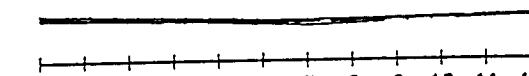
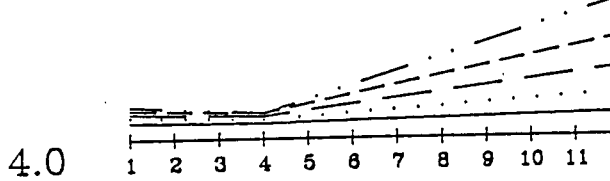
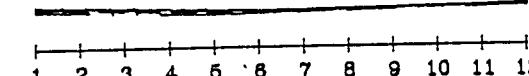
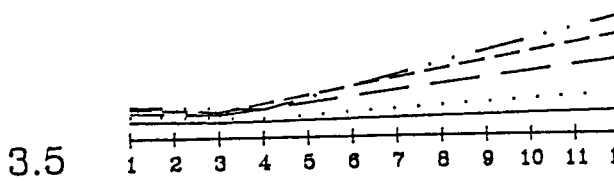
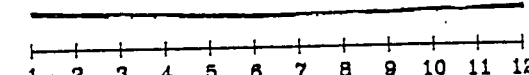
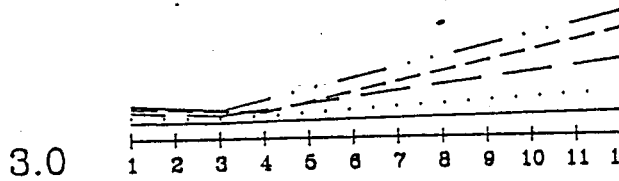
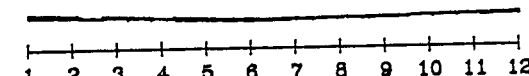
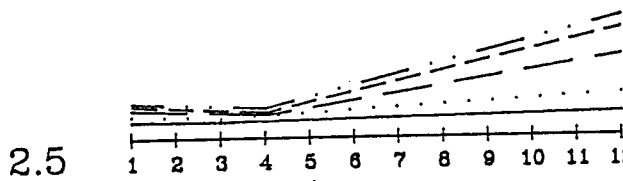
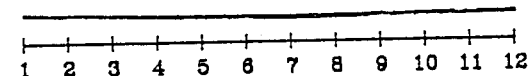
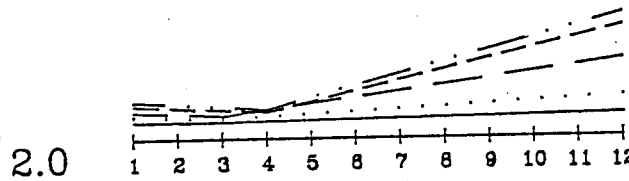
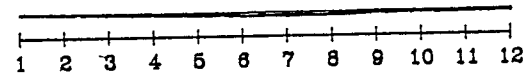
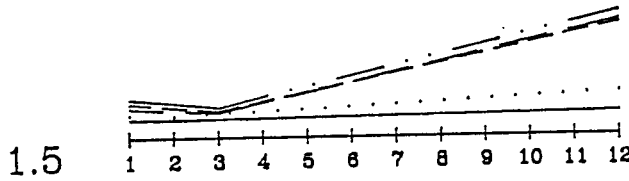
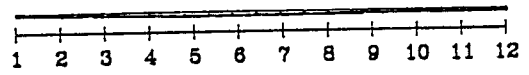
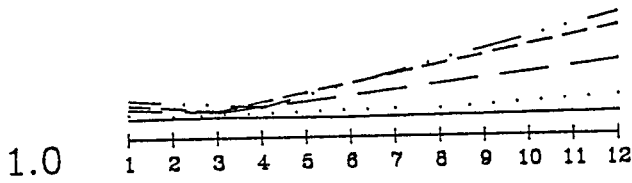


Edificio
PAREDE

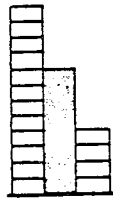


pal12ti4
PORTICO

$\mu=5$

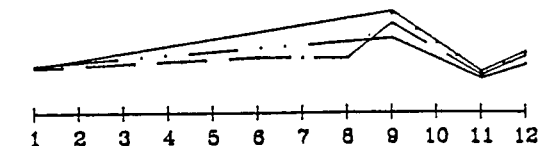
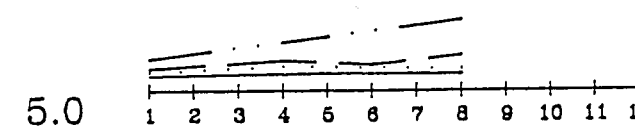
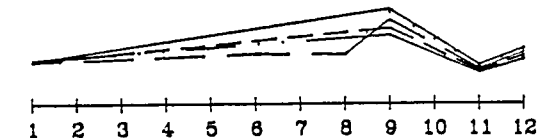
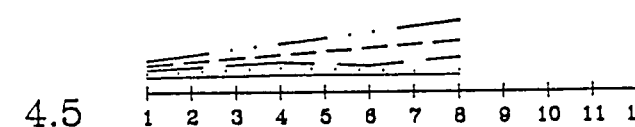
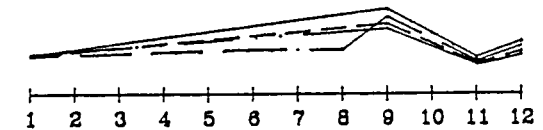
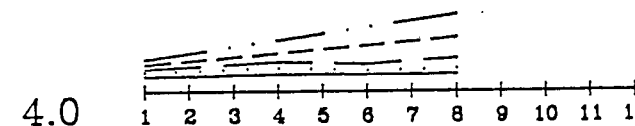
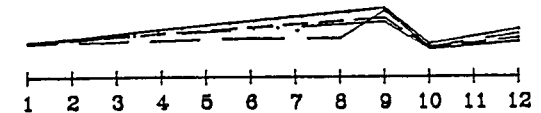
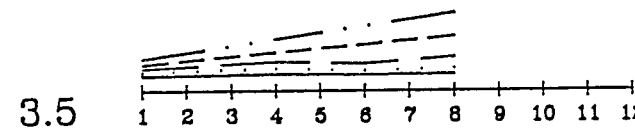
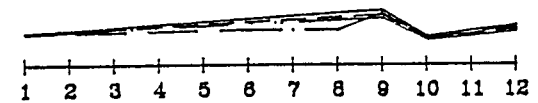
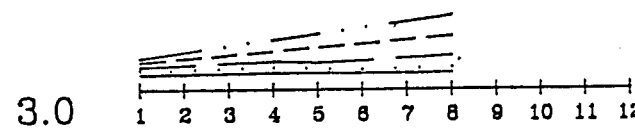
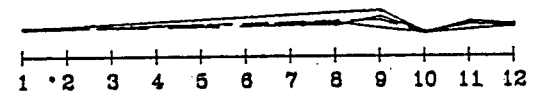
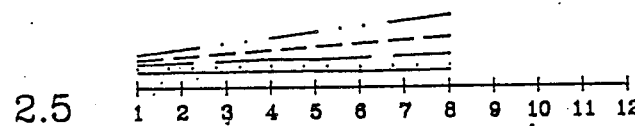
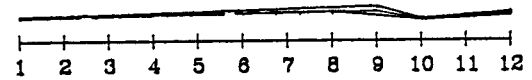
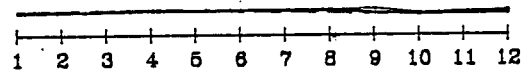
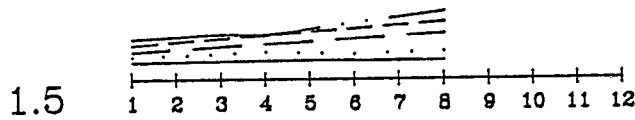
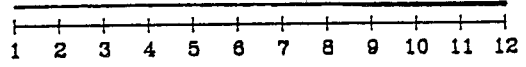
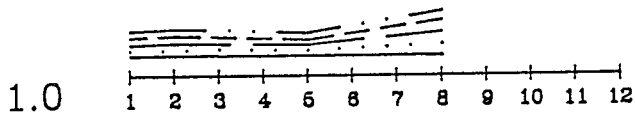


Edificio
PAREDE



pal12ti5
PORTICO

$\mu=5$

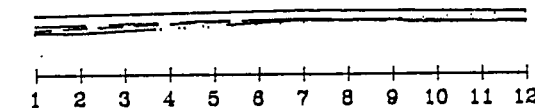
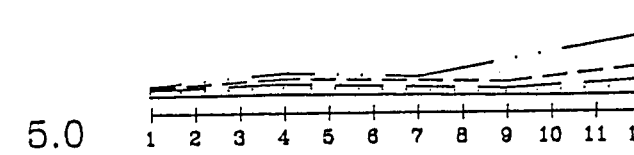
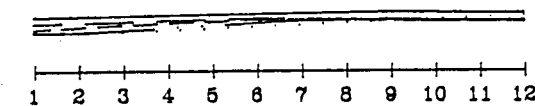
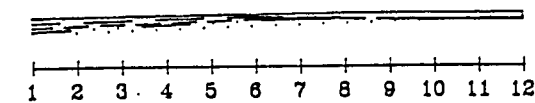
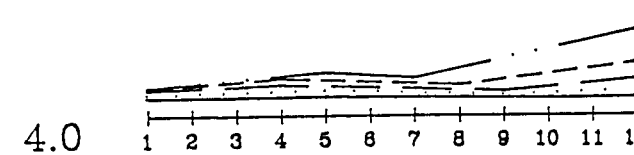
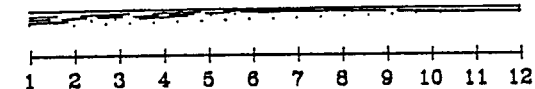
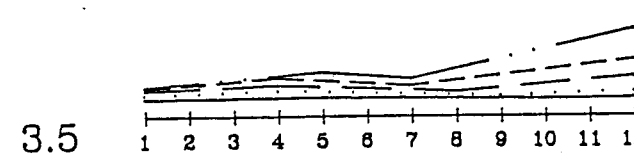
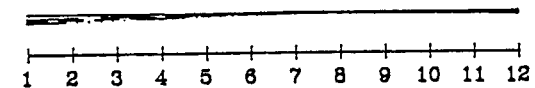
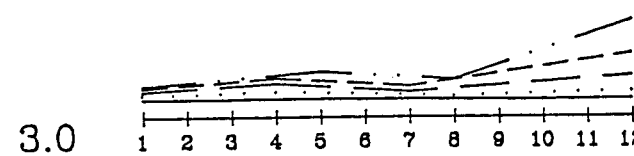
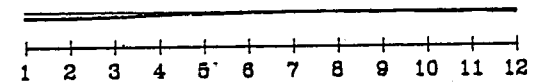
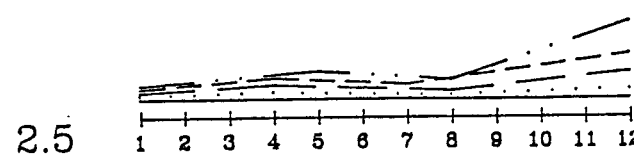
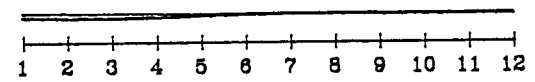
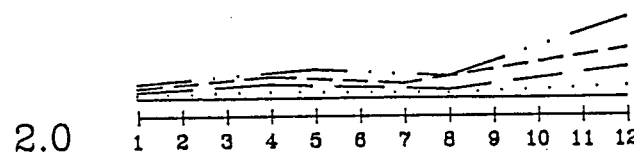
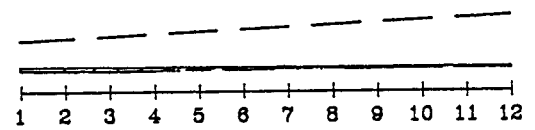
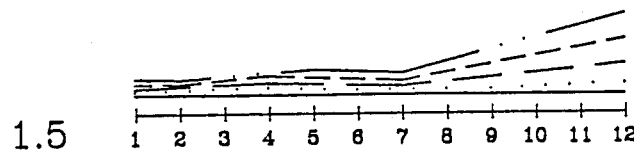
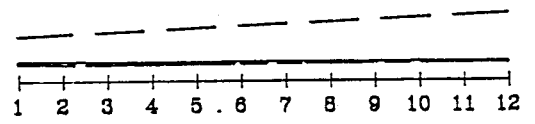
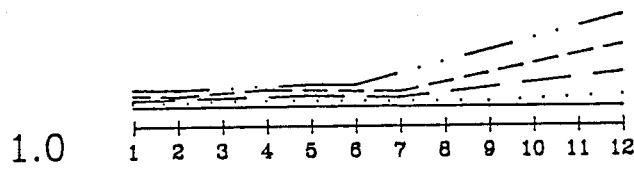


Edificio
PAREDE

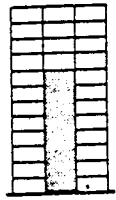


NC12TR1
PORTICO

$\mu=5$

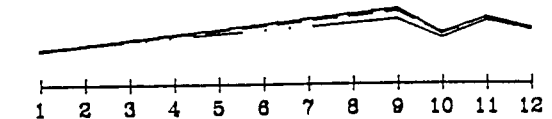
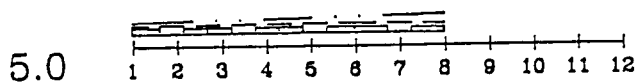
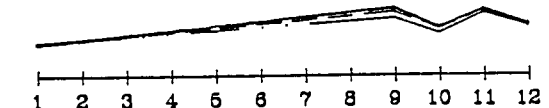
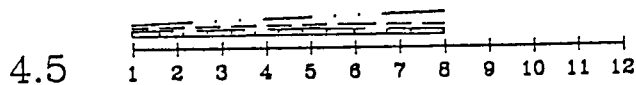
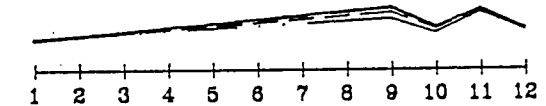
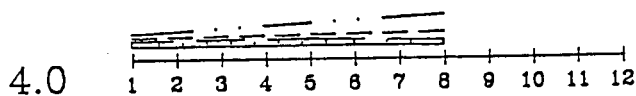
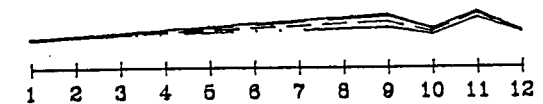
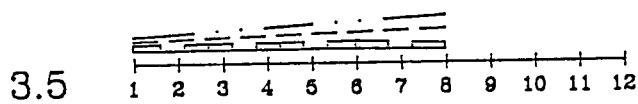
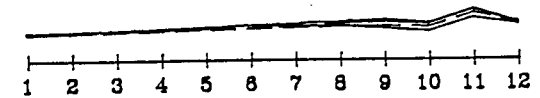
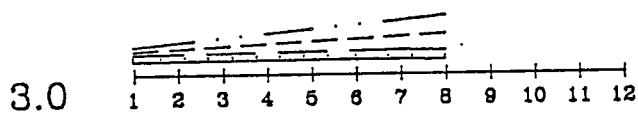
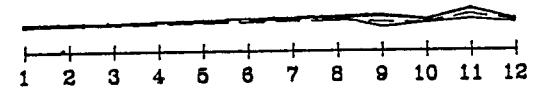
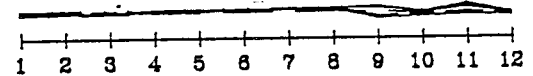
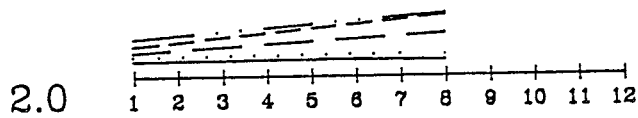
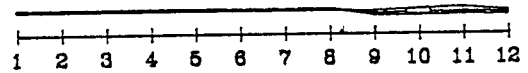
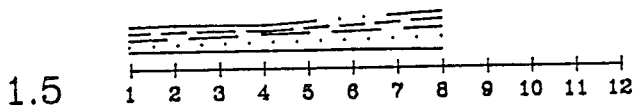
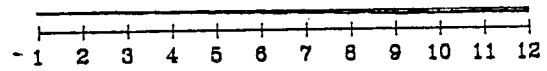
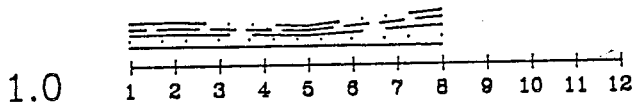


Edificio
PAREDE

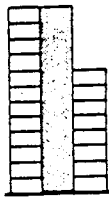


NC12T12
PORTICO

$\mu=5$

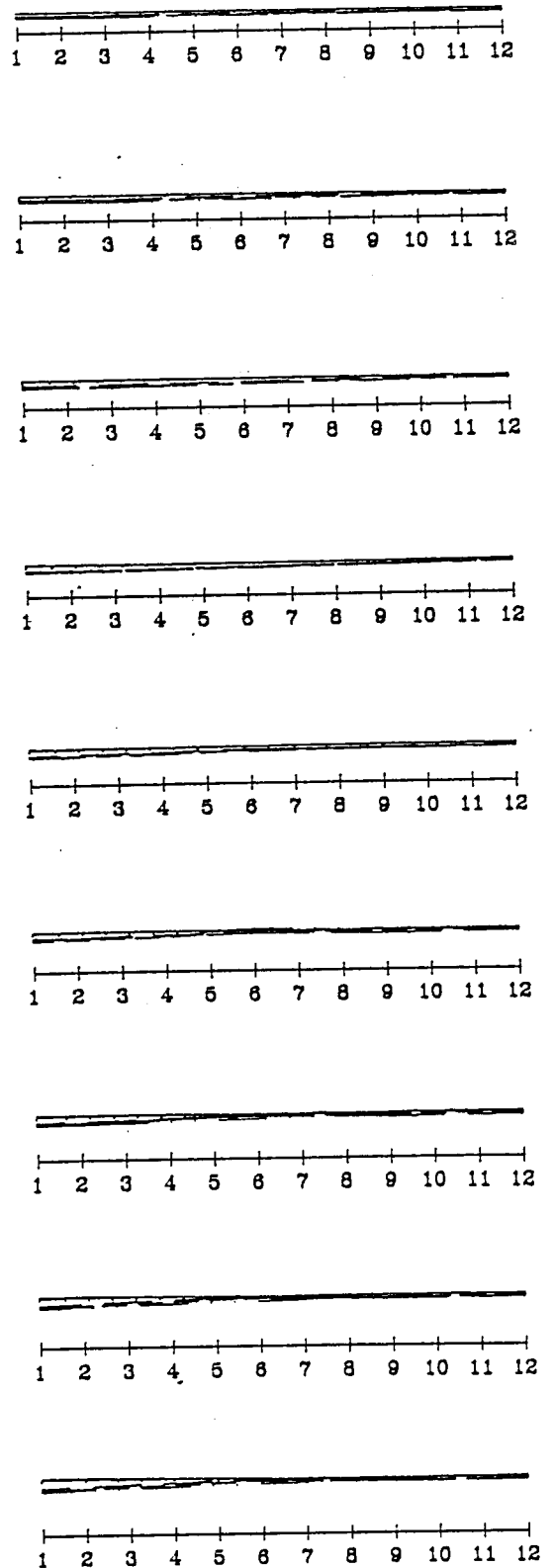
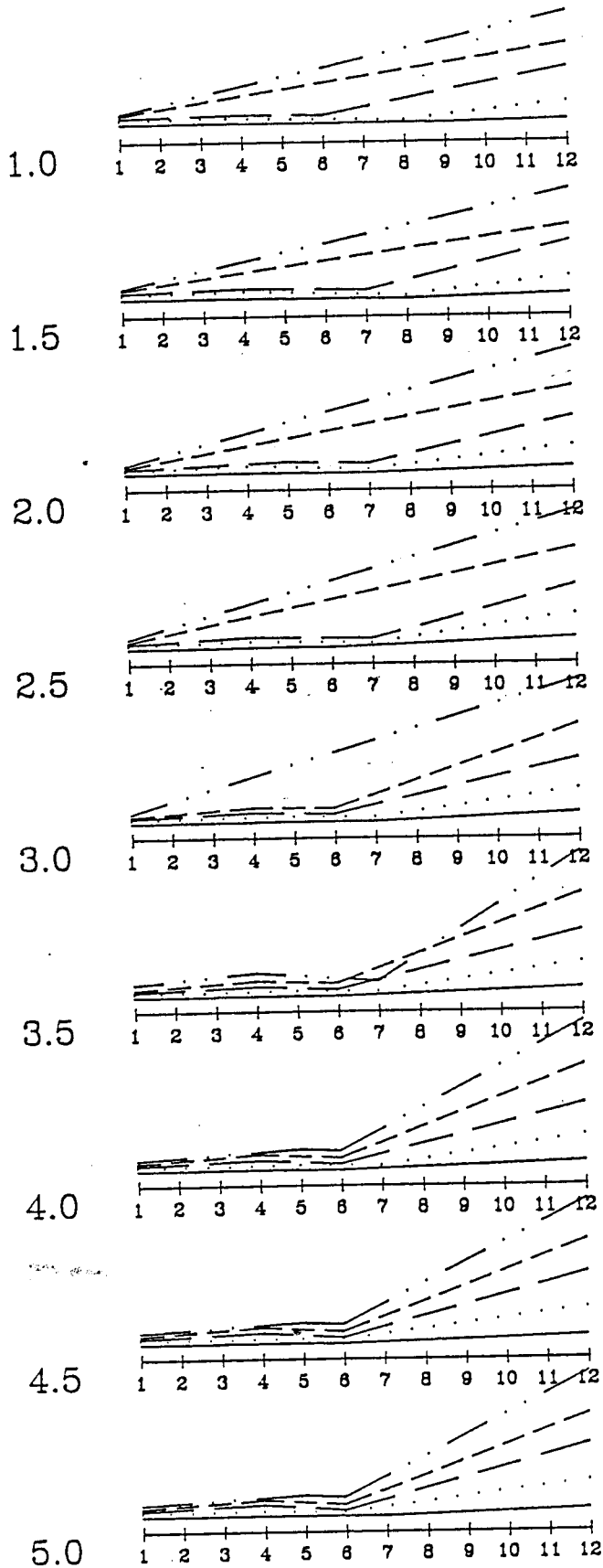


Edificio
PAREDE

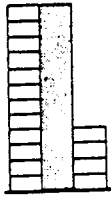


NC12T13
PORTICO

$\mu=5$

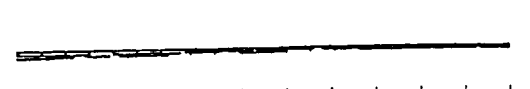
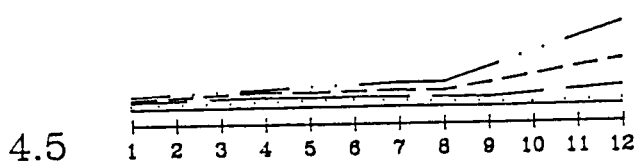
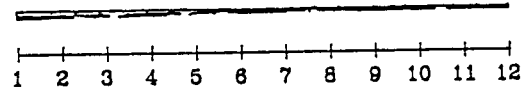
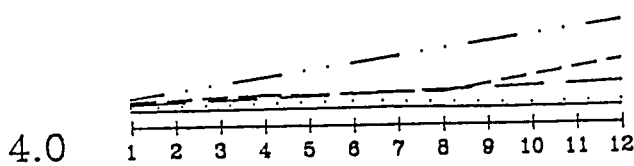
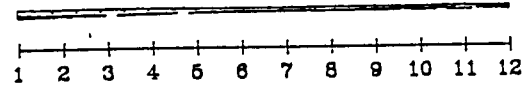
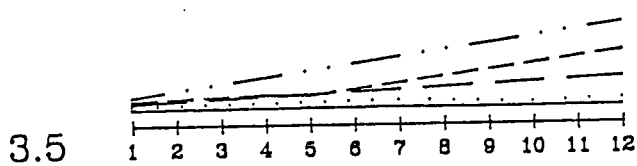
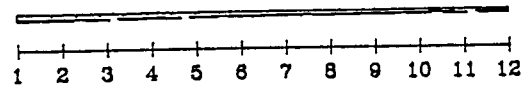
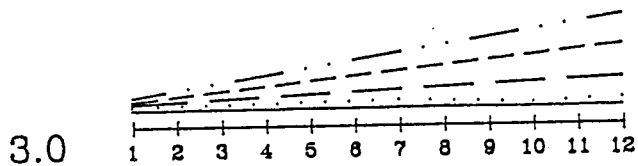
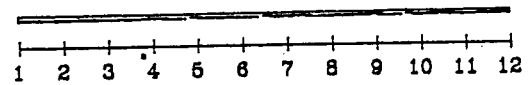
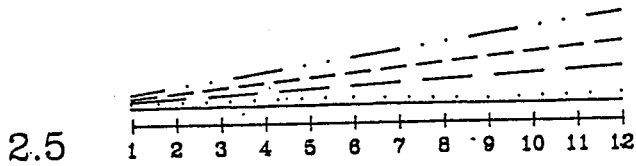
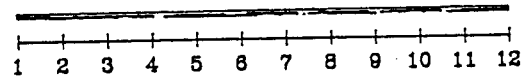
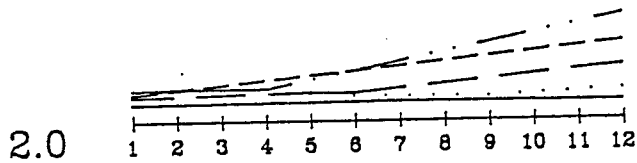
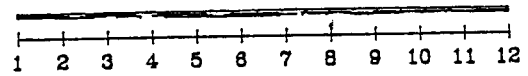
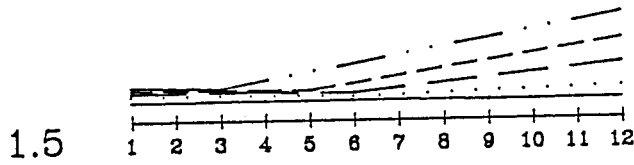
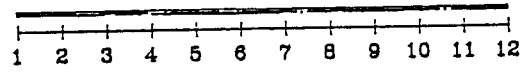
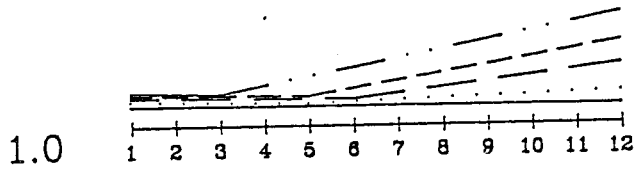


Edificio
PAREDE

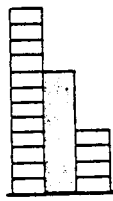


NC12Ti4
PORTICO

$\mu=5$

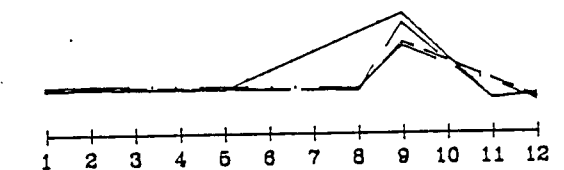
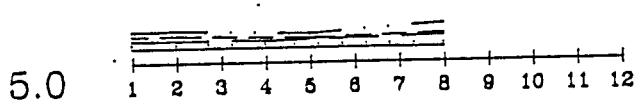
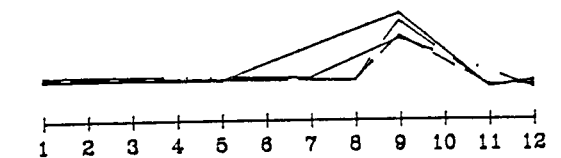
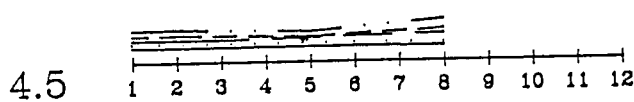
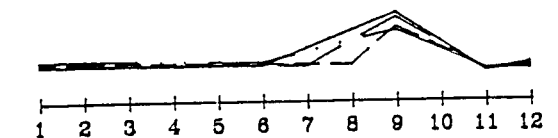
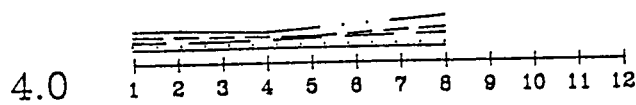
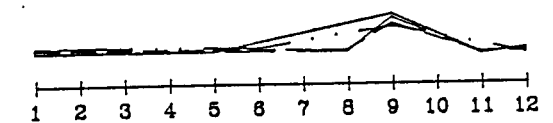
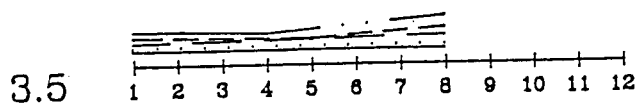
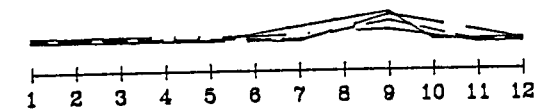
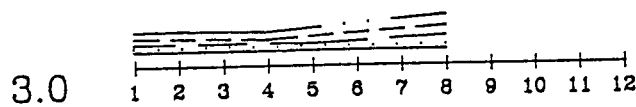
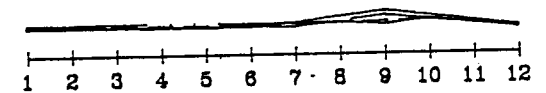
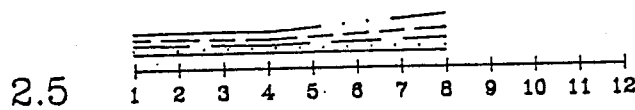
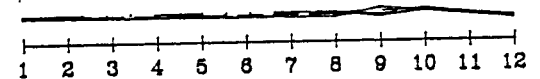
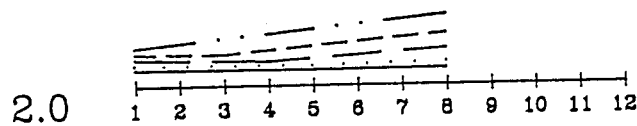
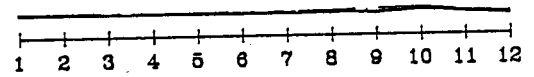
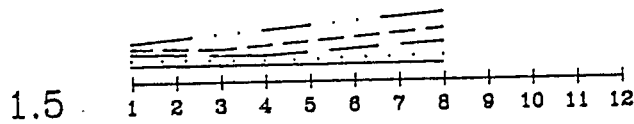
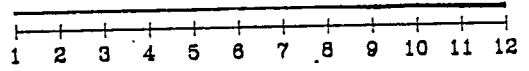
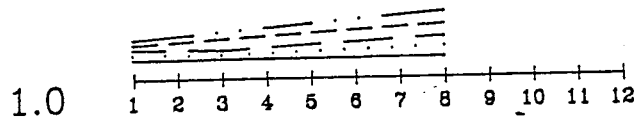


Edificio
PAREDE

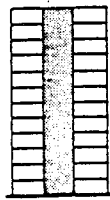


NC12T15
PORTICO

$\mu=5$

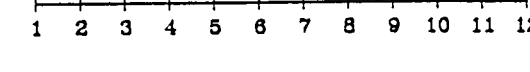
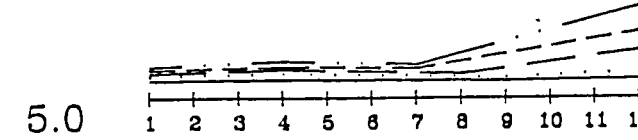
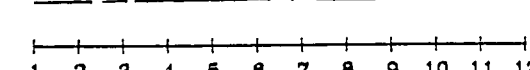
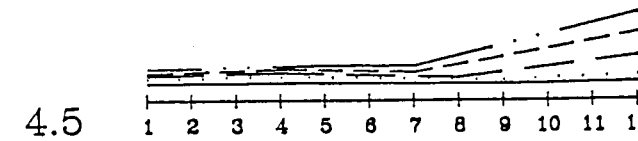
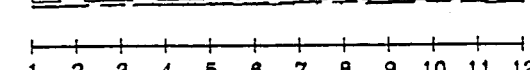
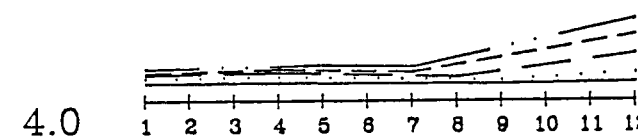
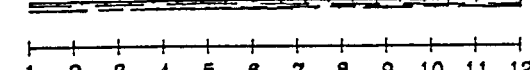
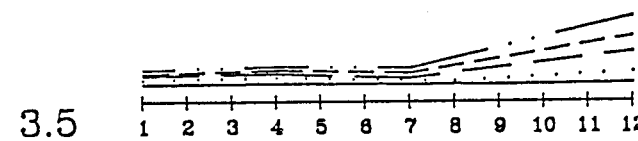
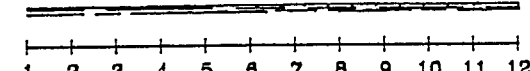
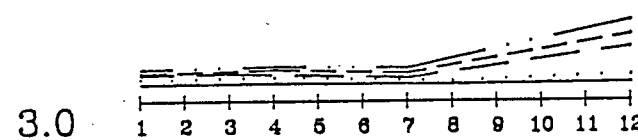
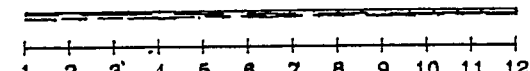
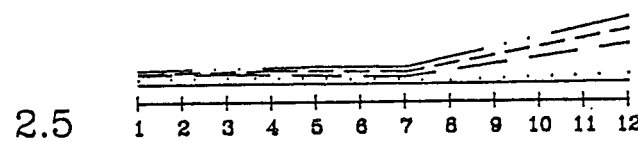
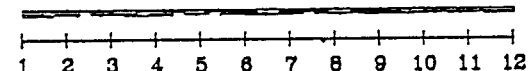
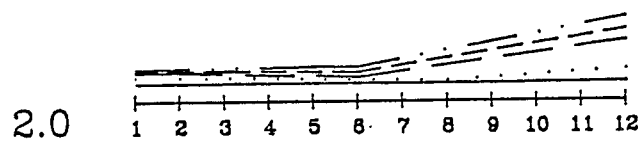
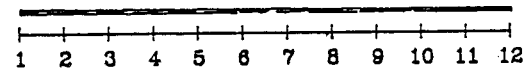
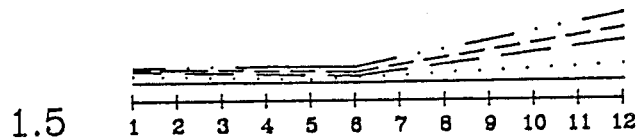
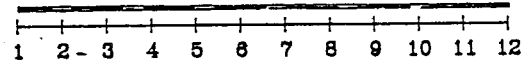
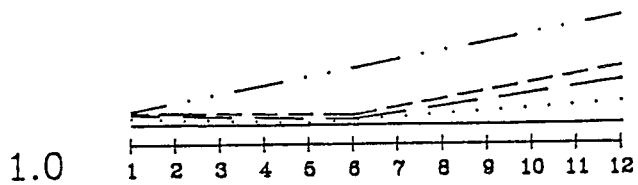


Edificio
PAREDE

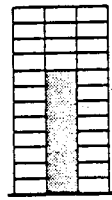


2n112tr1
PORTICO

$\mu=5$

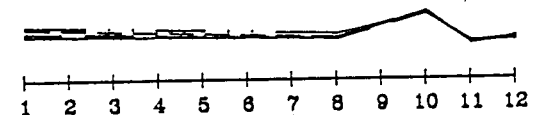
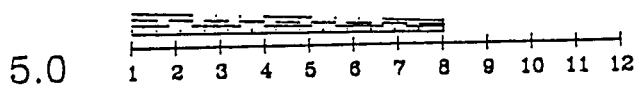
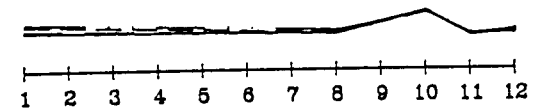
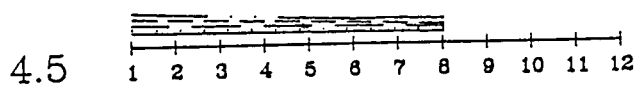
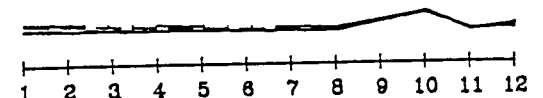
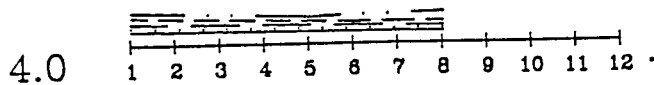
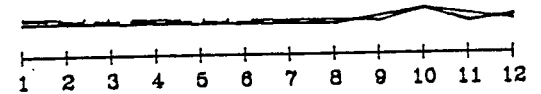
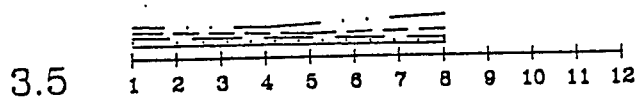
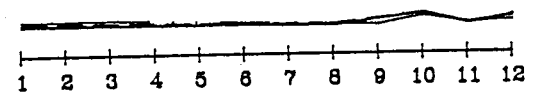
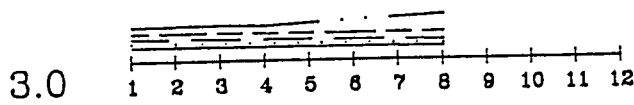
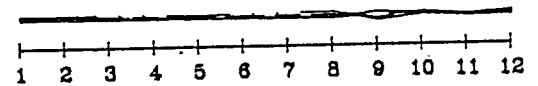
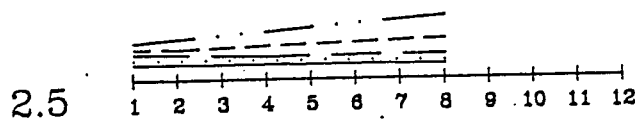
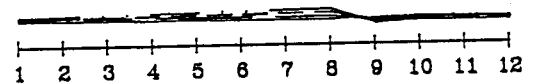
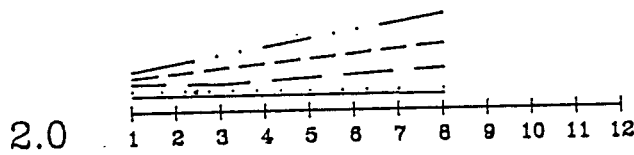
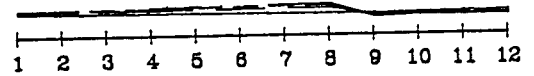
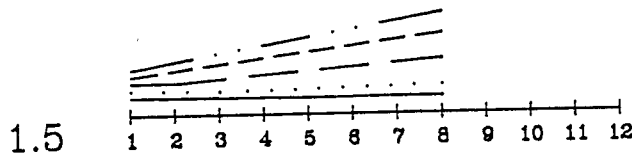
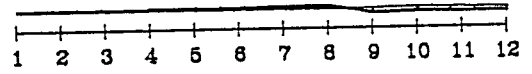
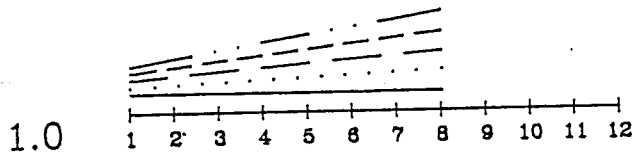


Edificio
PAREDE

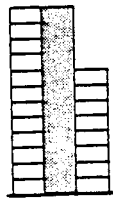


2n112ti2
PORTICO

$\mu=5$

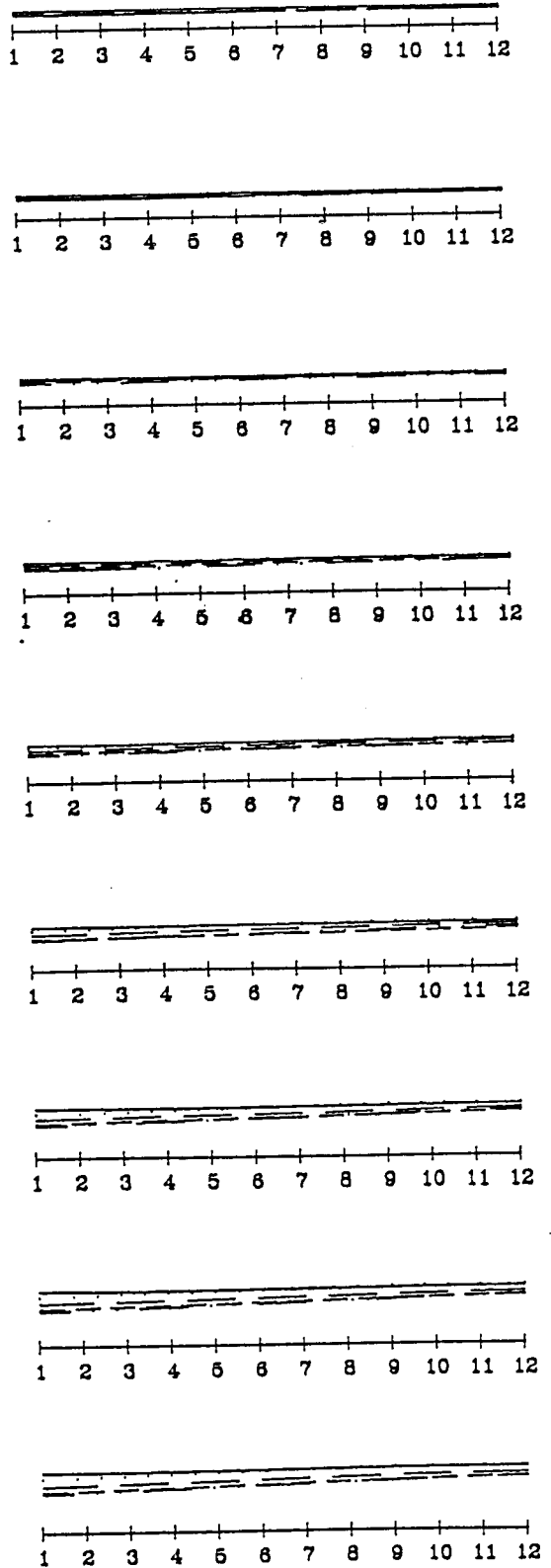
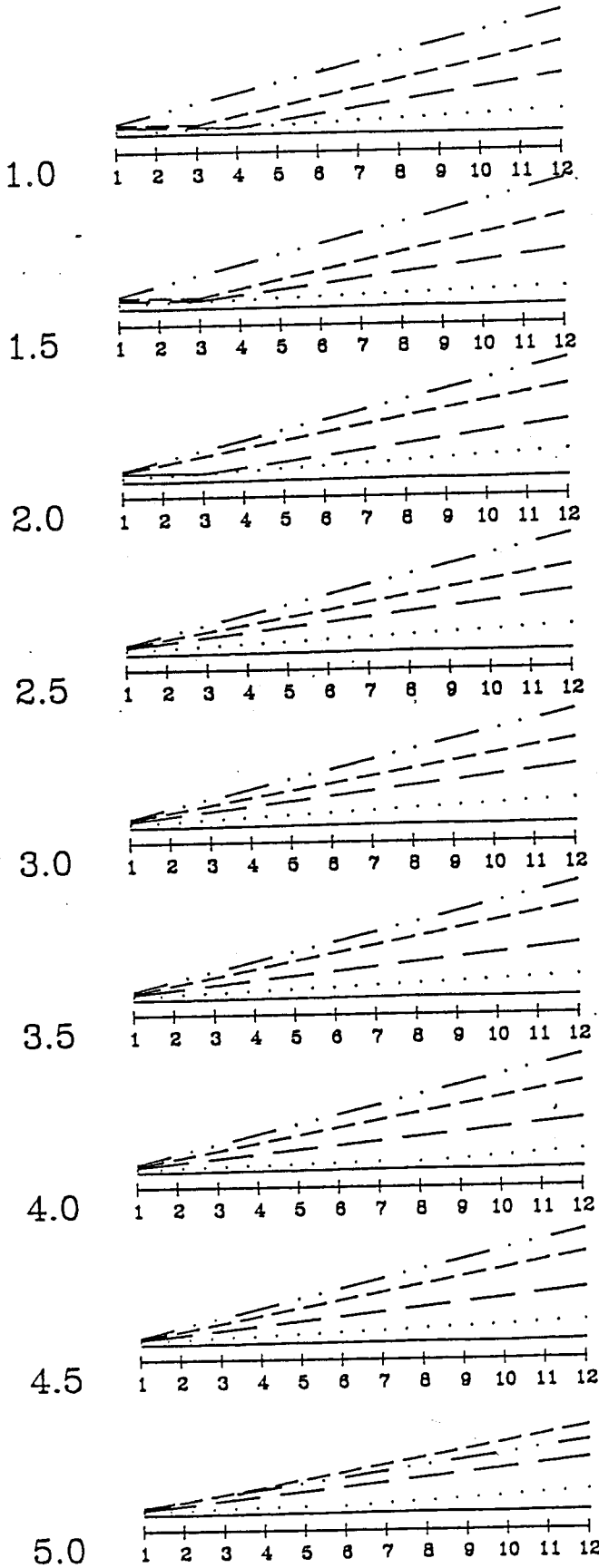


Edificio
PAREDE

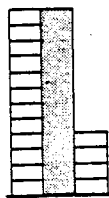


2n12ti3
PORTICO

$\mu=5$

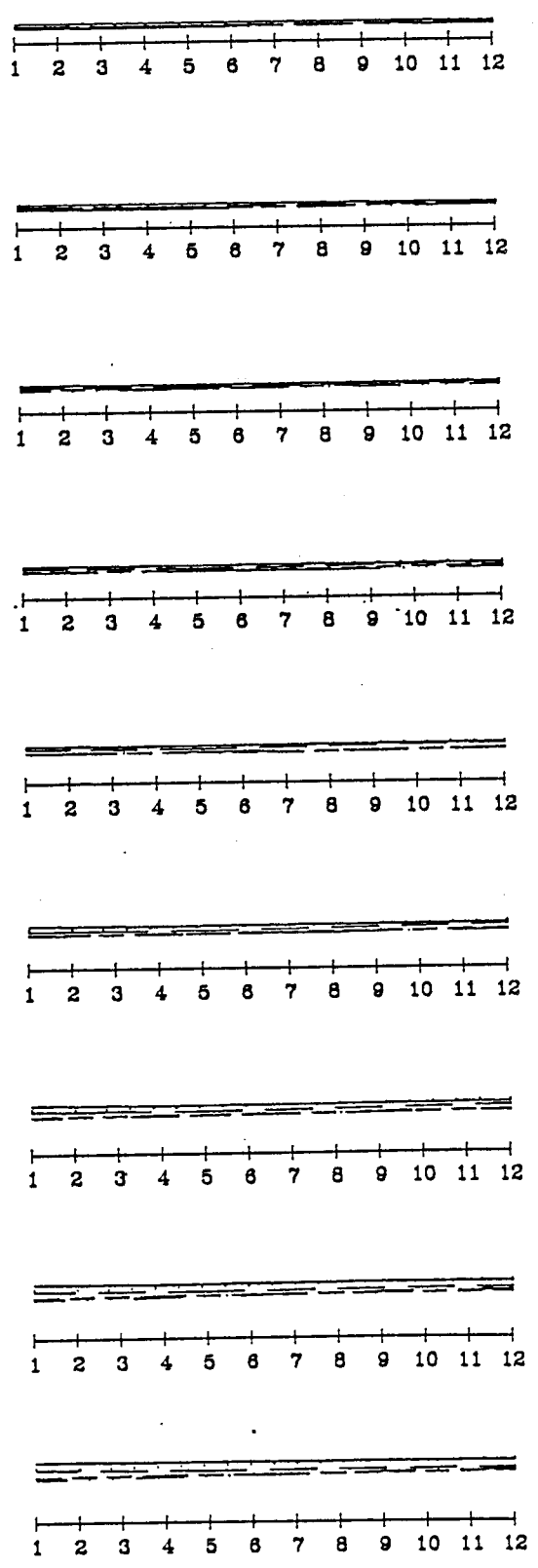
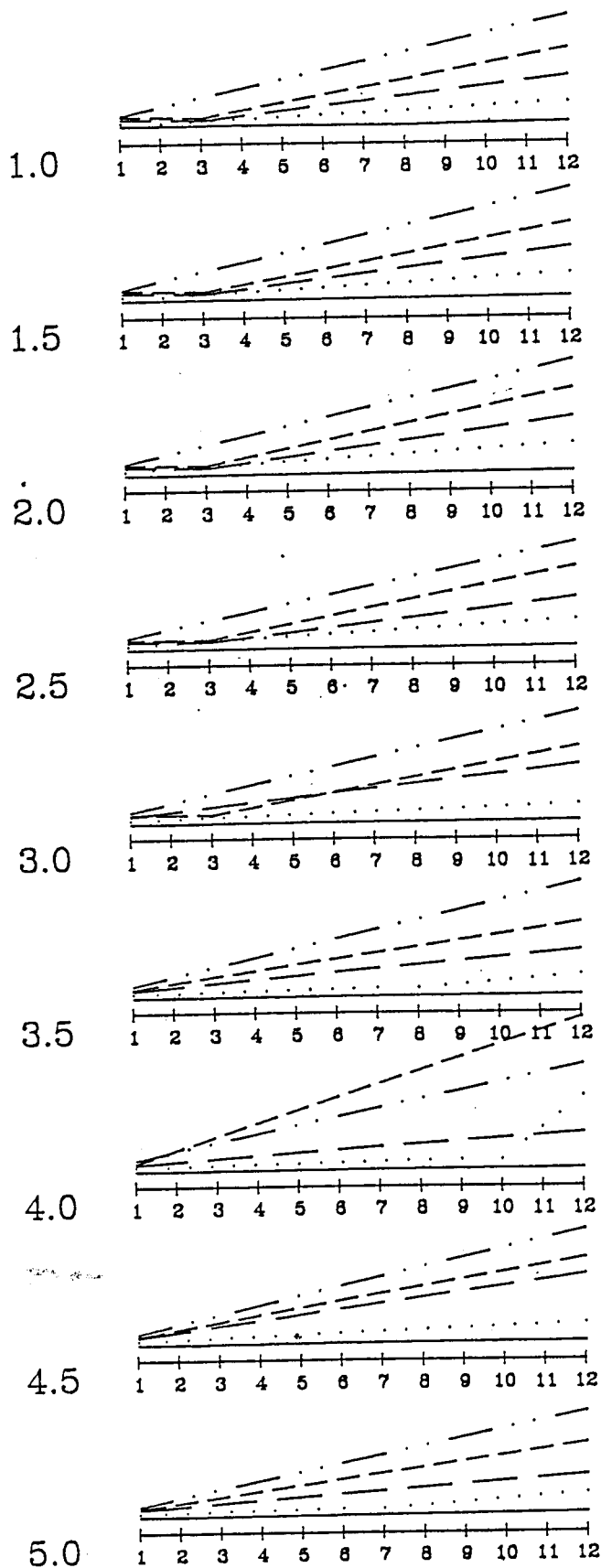


Edificio
PAREDE

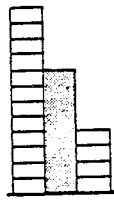


2n112ti4
PORTICO

$\mu=5$

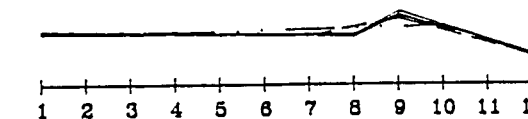
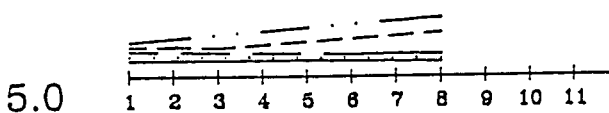
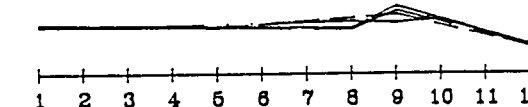
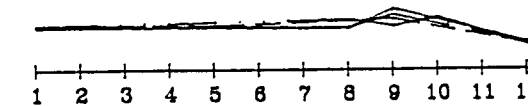
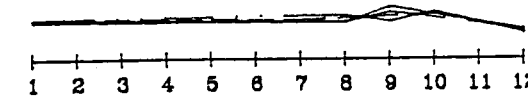
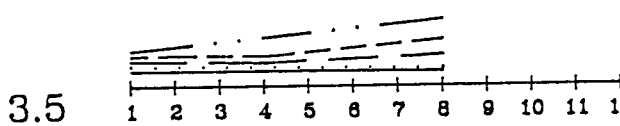
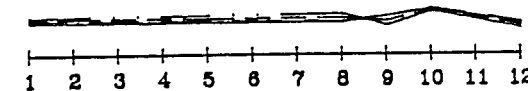
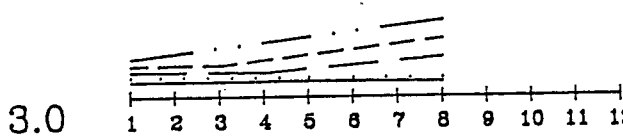
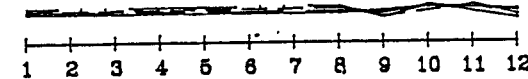
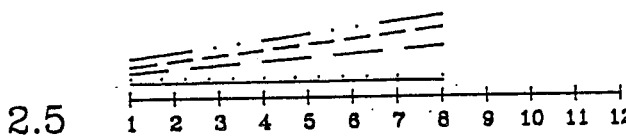
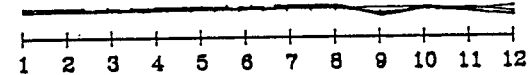
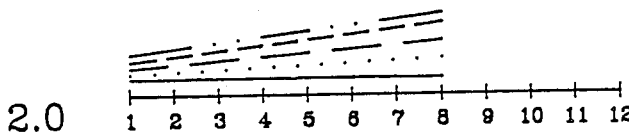
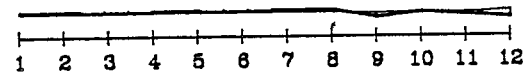
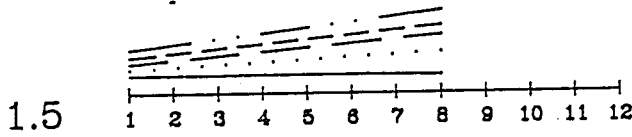
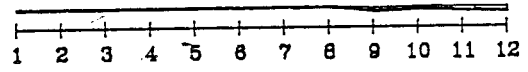
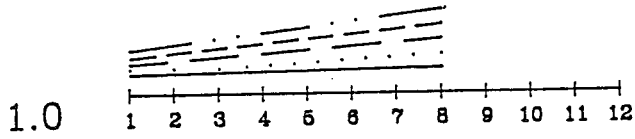


Edificio
PAREDE

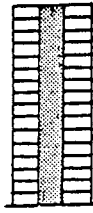


2n112ti5
PORTICO

$\mu=5$

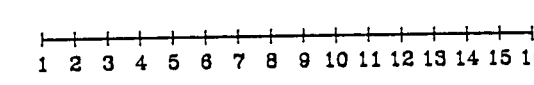
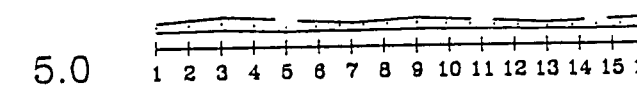
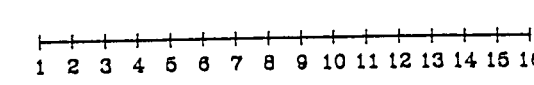
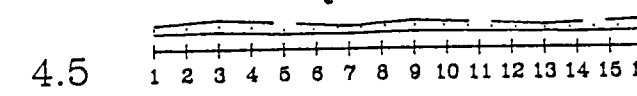
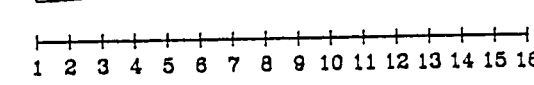
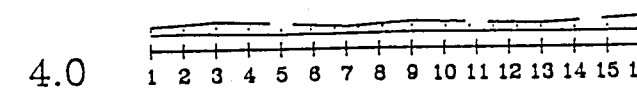
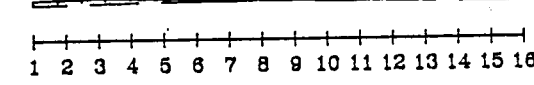
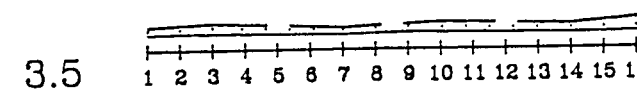
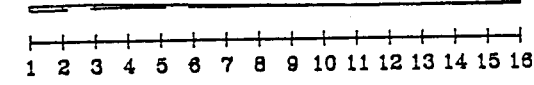
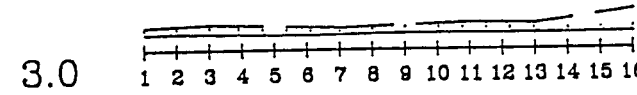
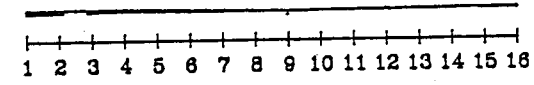
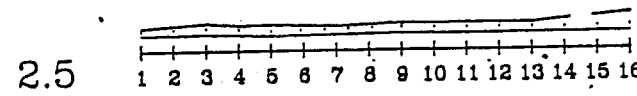
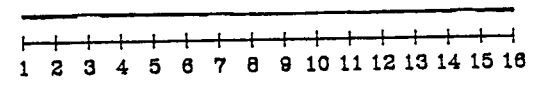
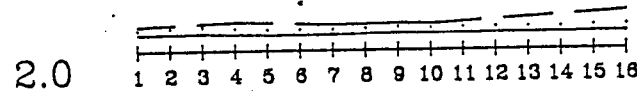
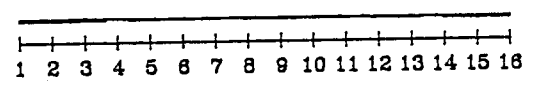
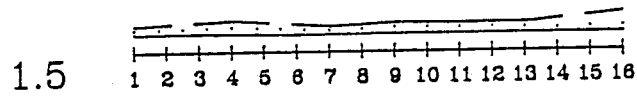
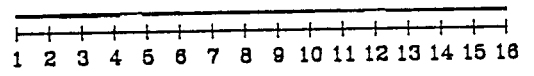
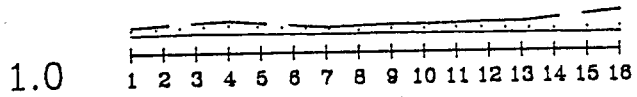


Edificio
PAREDE

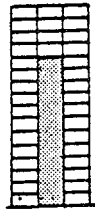


PAL16tr1
PORTICO

$\mu=5$

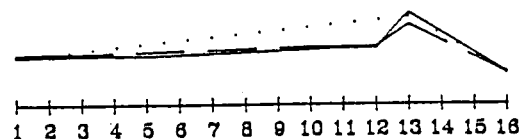
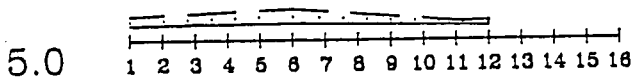
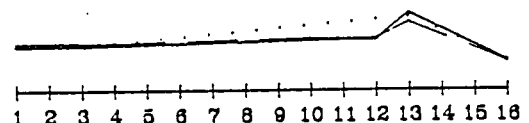
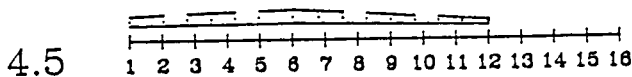
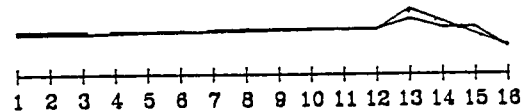
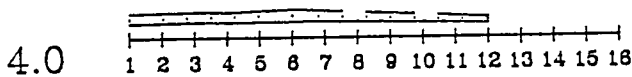
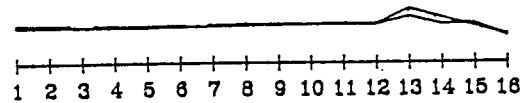
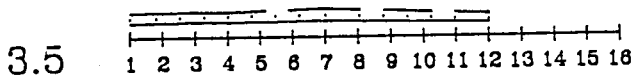
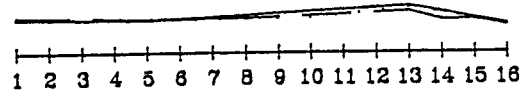
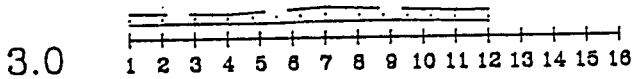
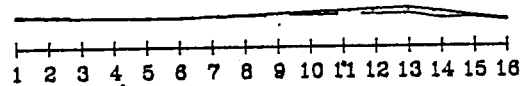
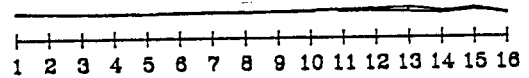
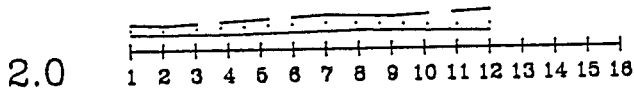
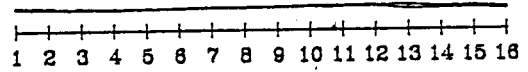
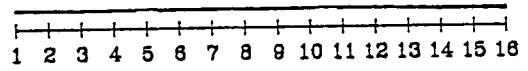
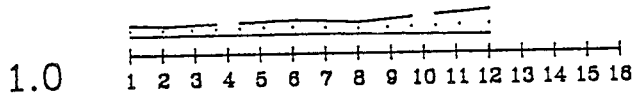


Edificio
PAREDE

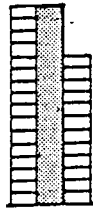


PAL16ti2
PORTICO

$\mu=5$

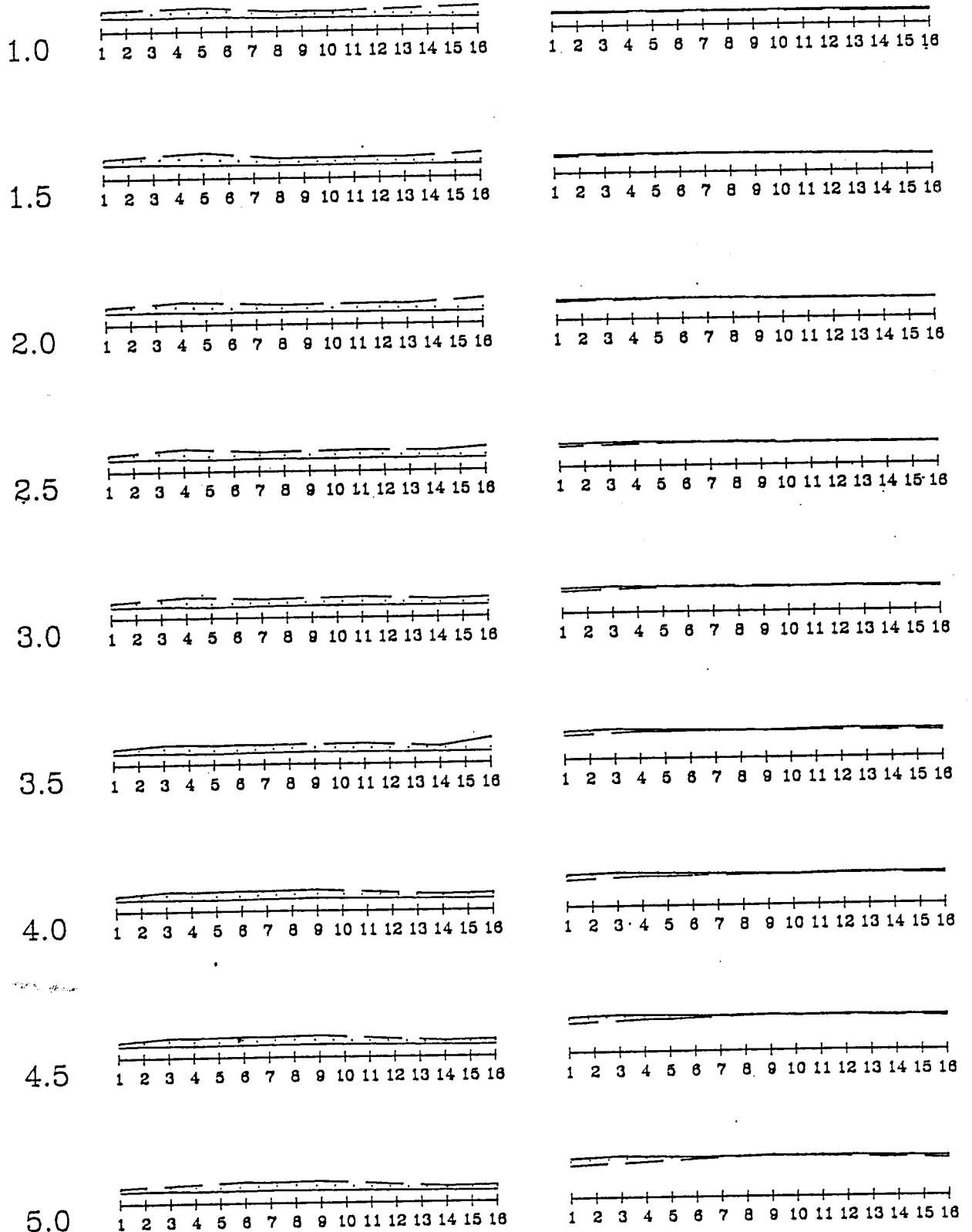


Edificio
PAREDE

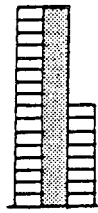


PAL16ti3
PORTICO

$\mu=5$

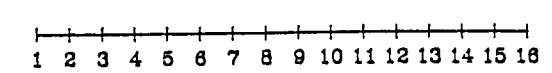
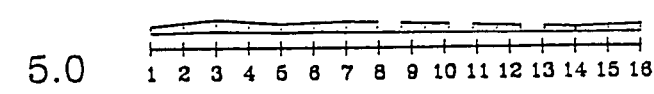
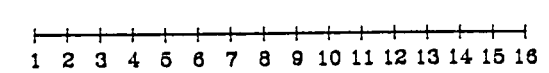
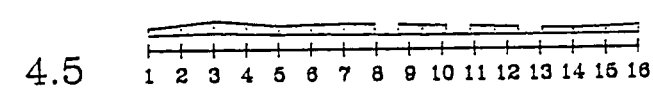
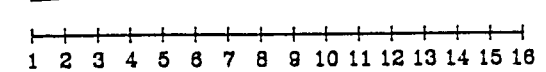
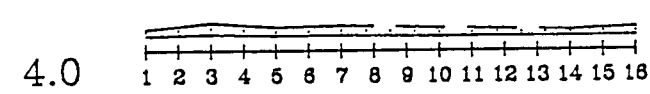
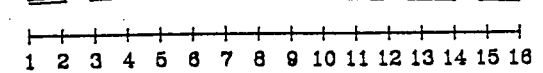
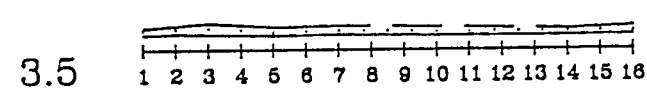
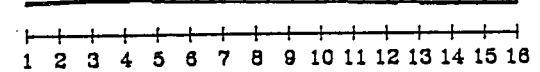
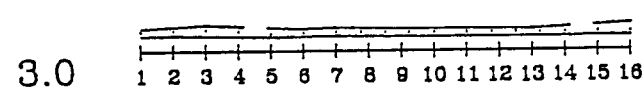
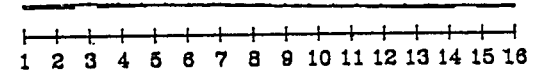
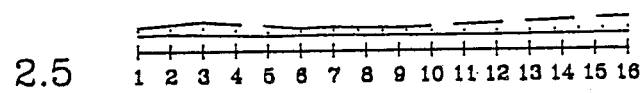
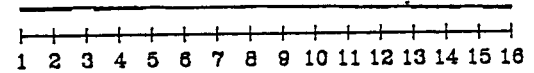
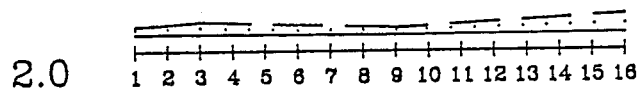
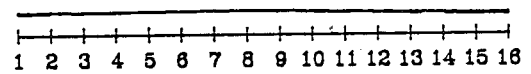
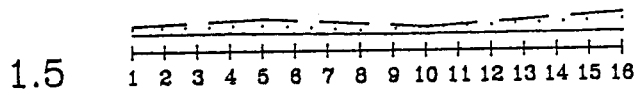
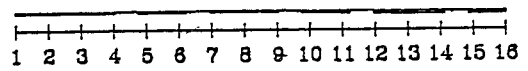
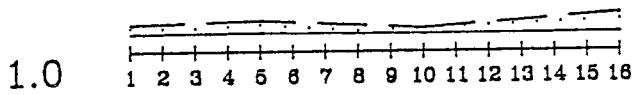


Edificio
PAREDE

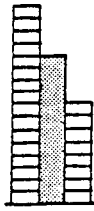


PAL16ti4
PORTICO

$\mu=5$

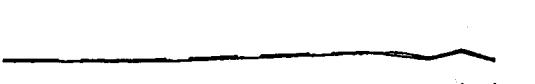
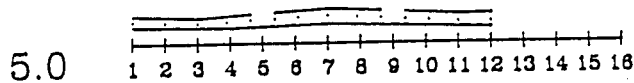
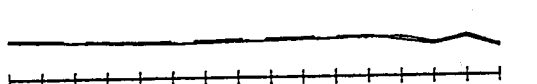
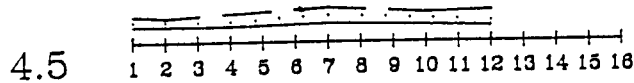
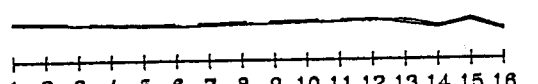
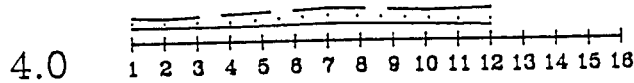
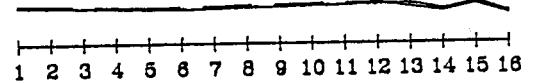
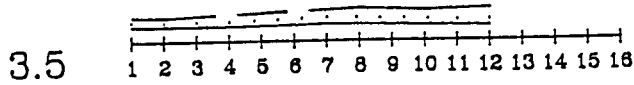
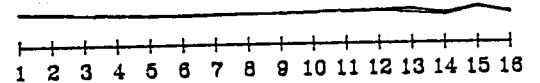
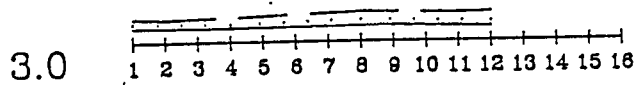
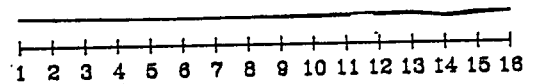
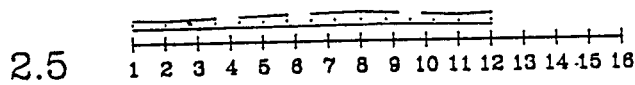
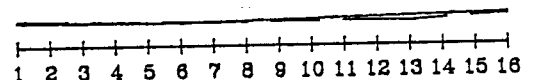
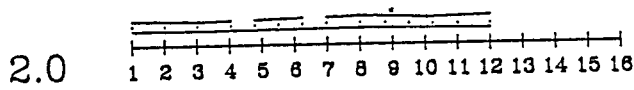
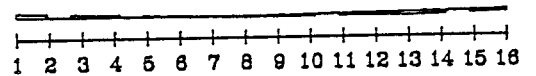
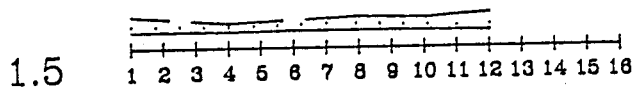
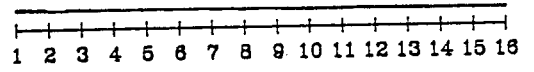
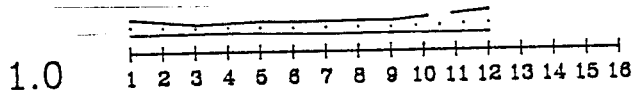


Edificio
PAREDE

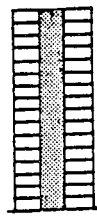


PAL16ti5
PORTICO

$\mu=5$

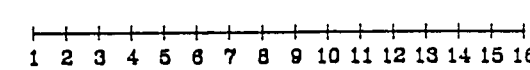
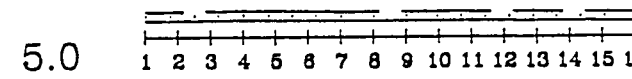
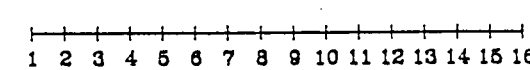
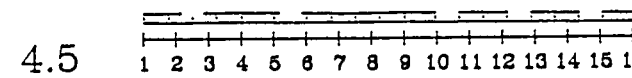
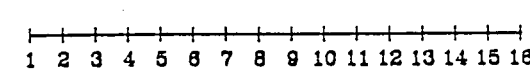
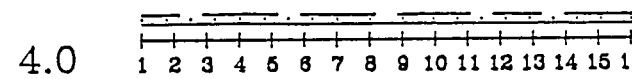
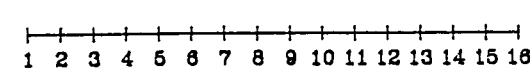
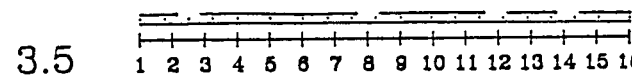
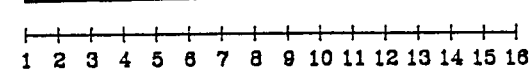
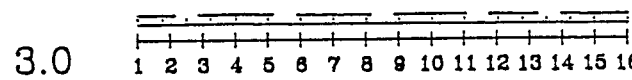
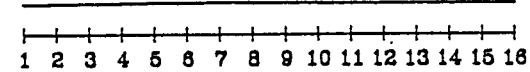
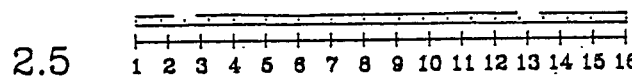
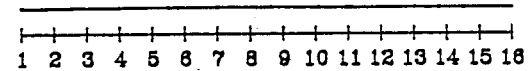
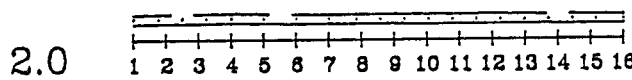
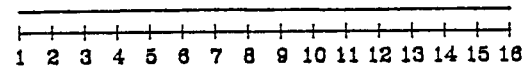
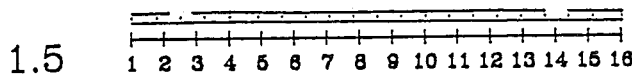
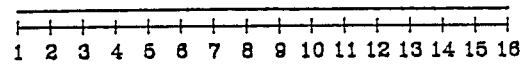
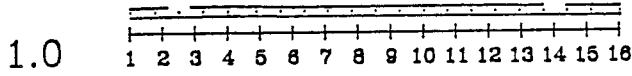


Edificio
PAREDE

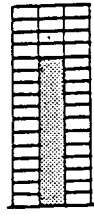


nc16tr1
PORTICO

$$\mu=5$$

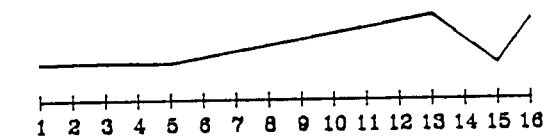
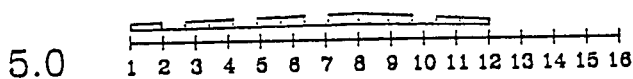
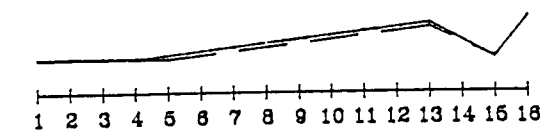
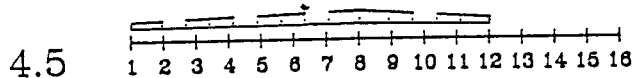
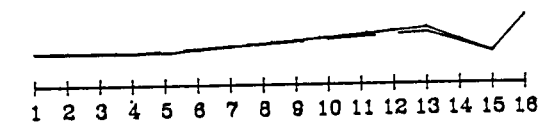
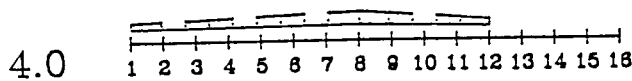
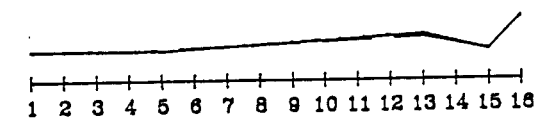
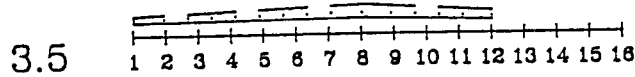
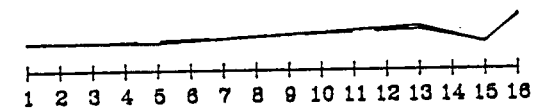
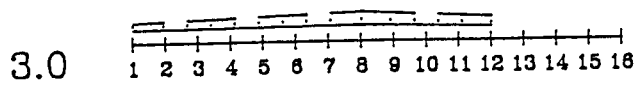
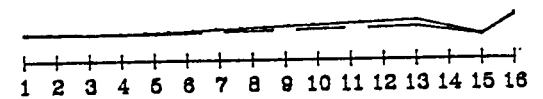
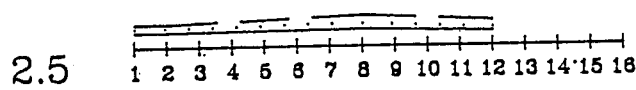
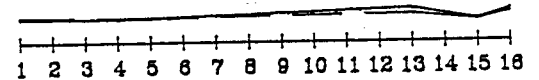
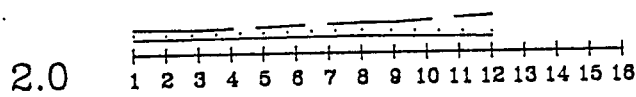
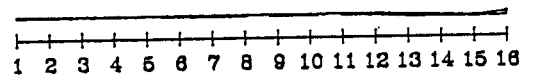
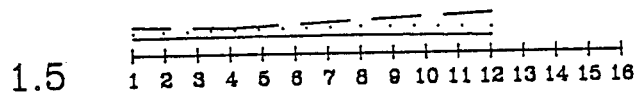
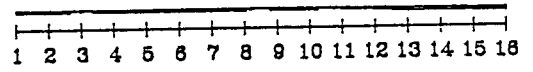
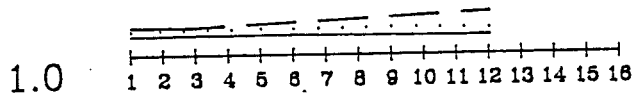


Edificio
PAREDE

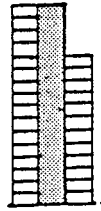


nc16ti2
PORTICO

$\mu=5$



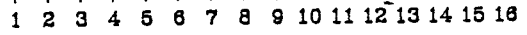
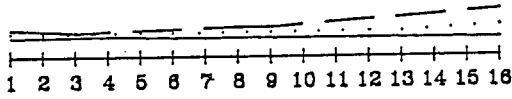
Edificio
PAREDE



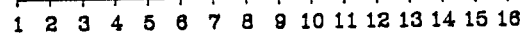
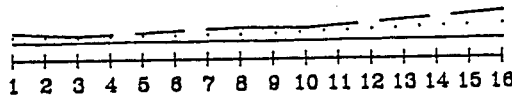
nc16ti3
PORTICO

$\mu=5$

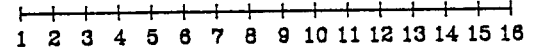
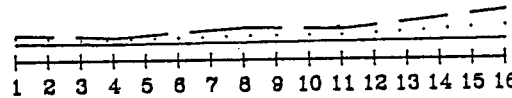
1.0



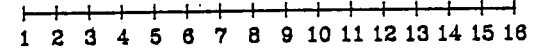
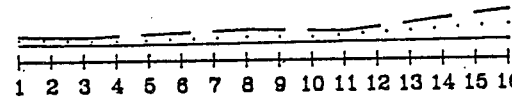
1.5



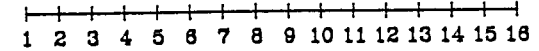
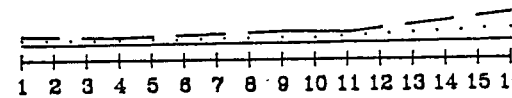
2.0



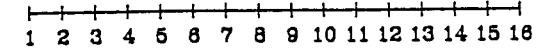
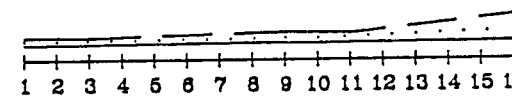
2.5



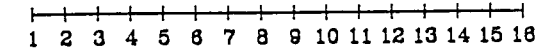
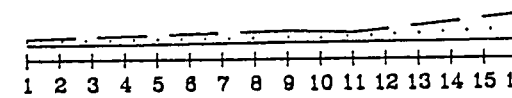
3.0



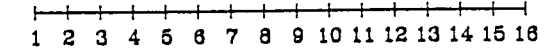
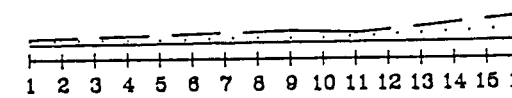
3.5



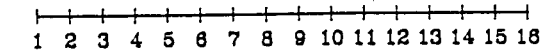
4.0



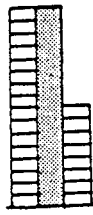
4.5



5.0

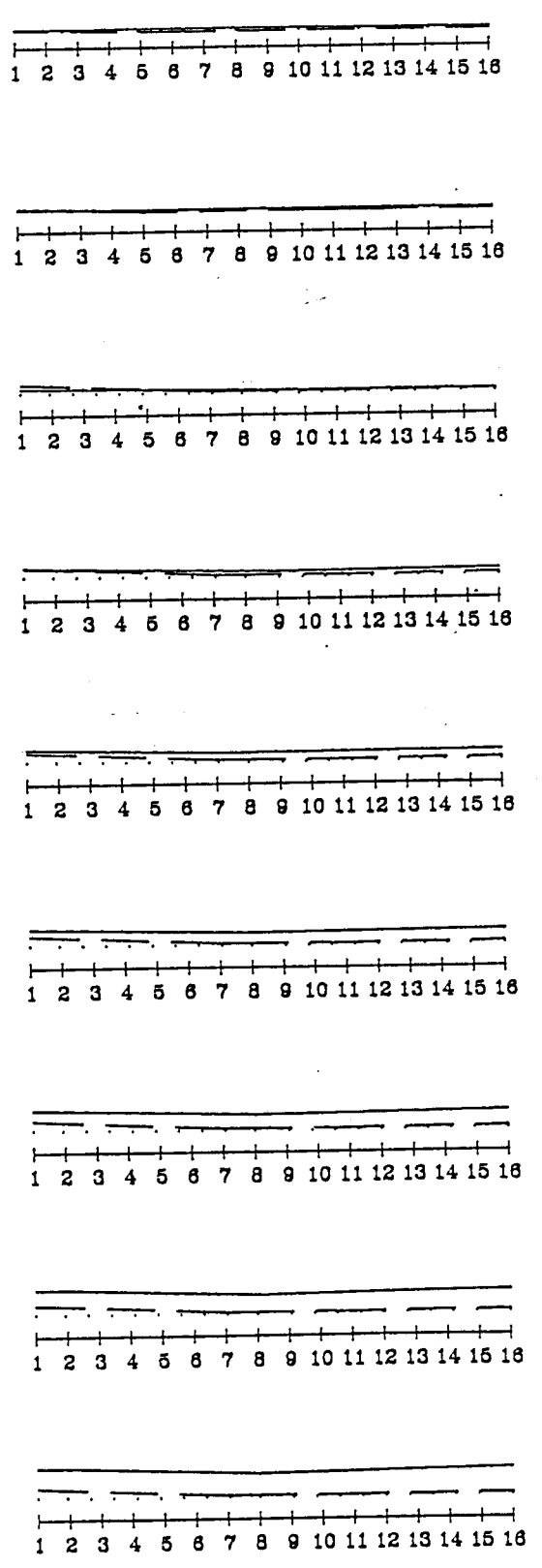
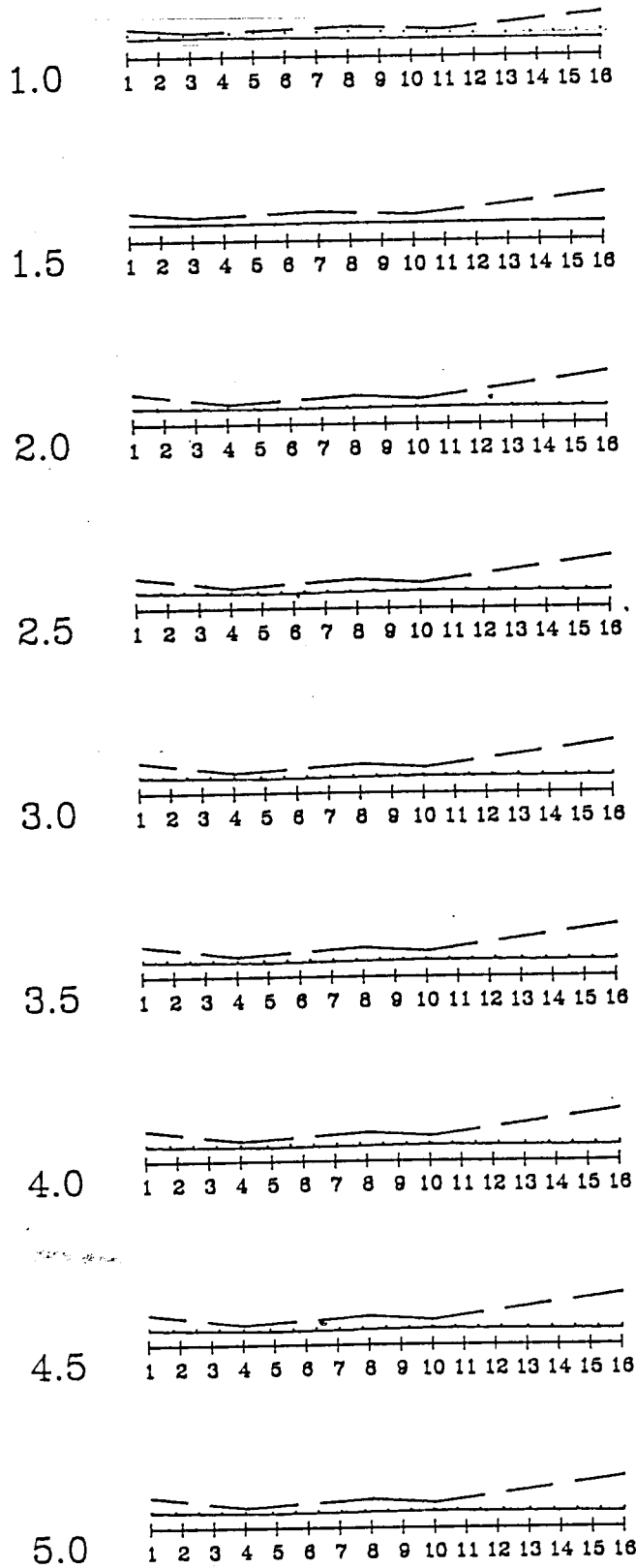


Edificio
PAREDE

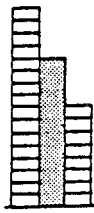


nc16ti4
PORTICO

$\mu=5$

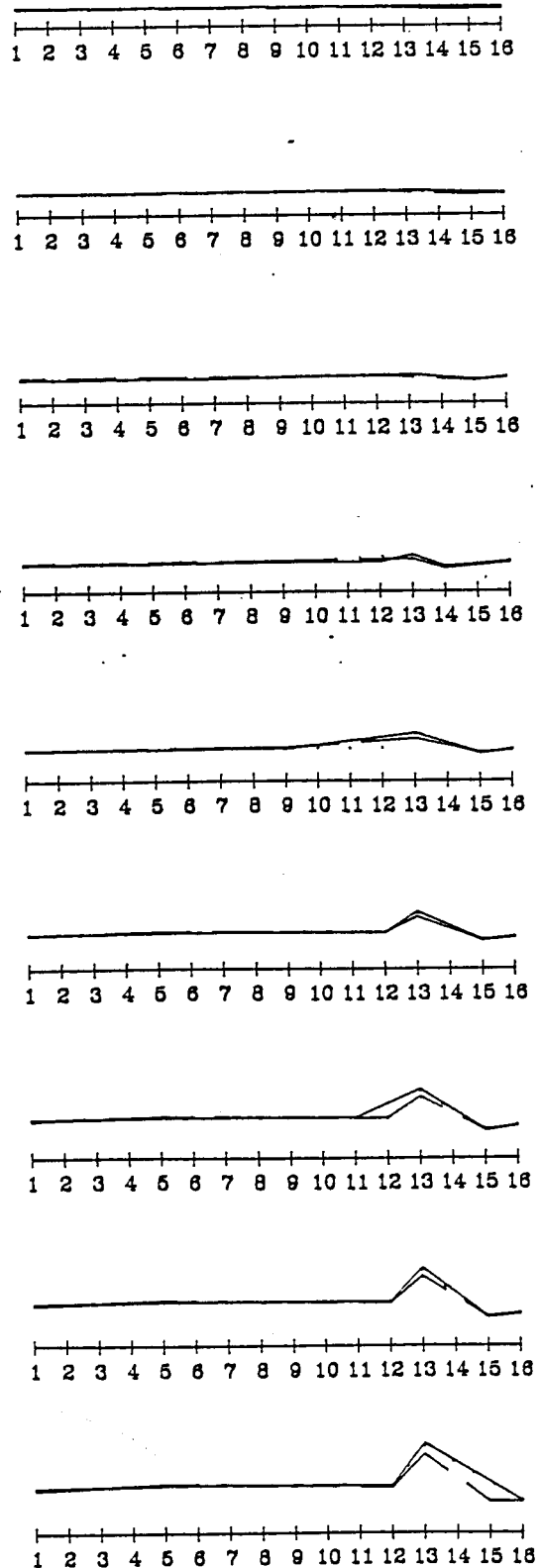
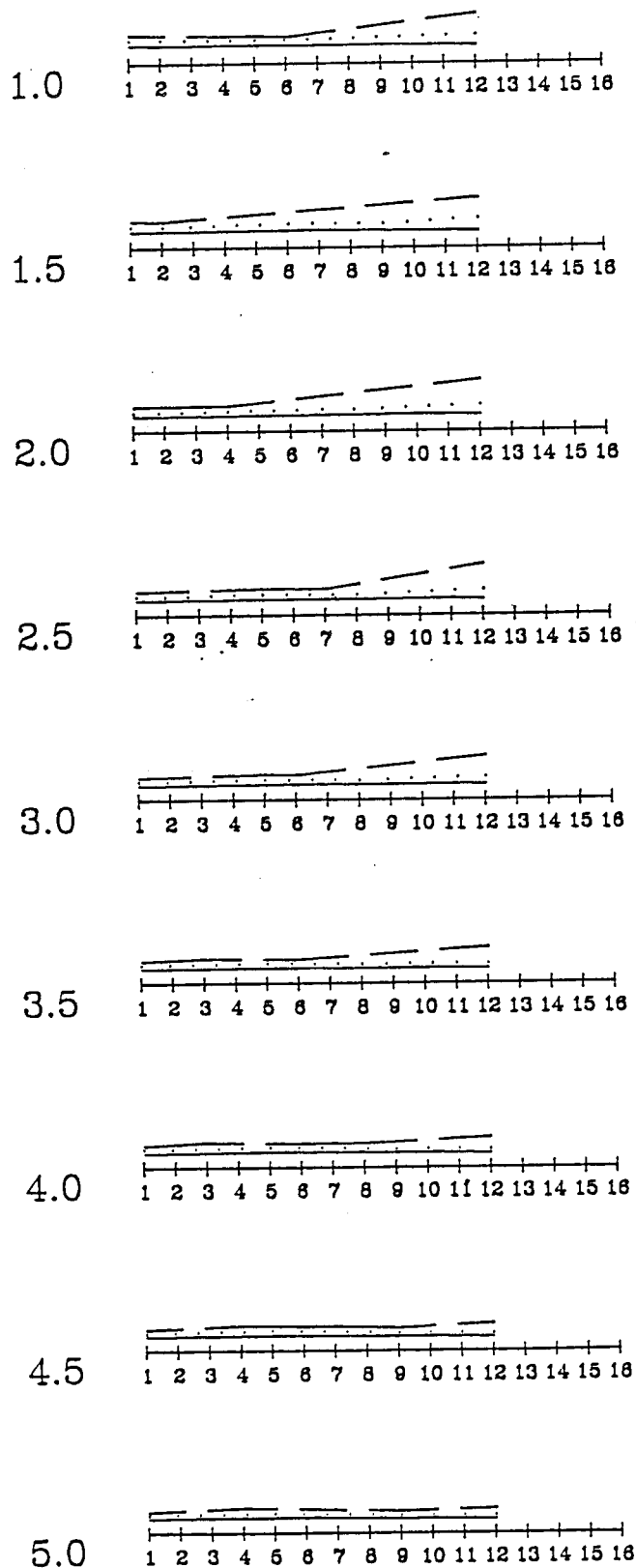


Edificio
PAREDE

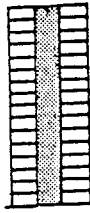


nc16ti5
PORTICO

$\mu=5$

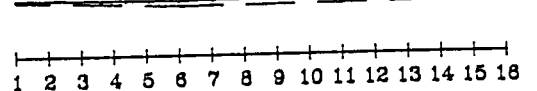
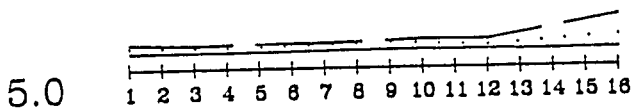
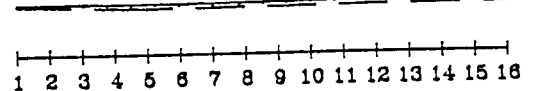
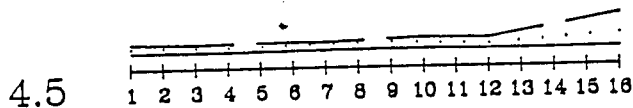
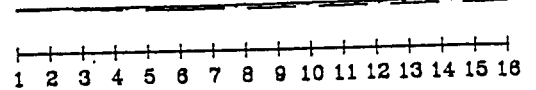
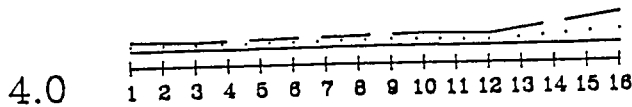
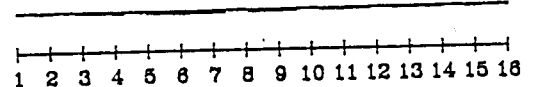
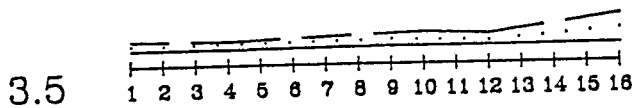
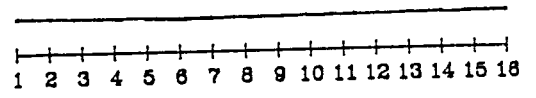
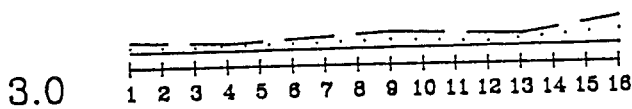
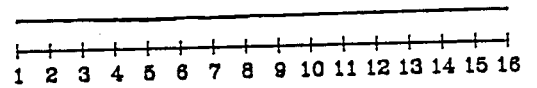
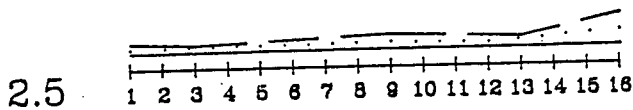
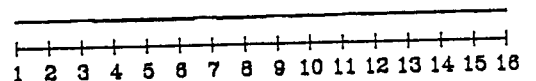
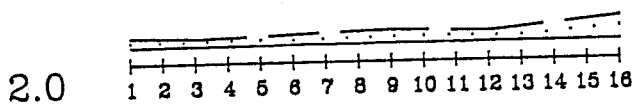
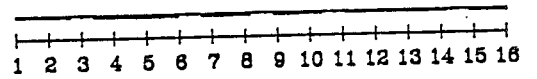
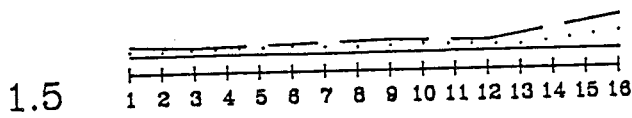
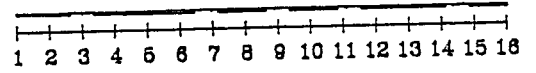
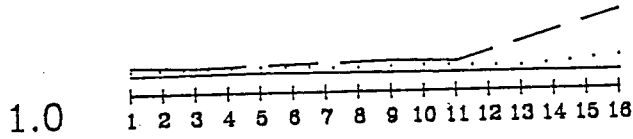


Edificio
PAREDE

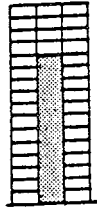


2NL16tr1
PORTICO

$\mu=5$

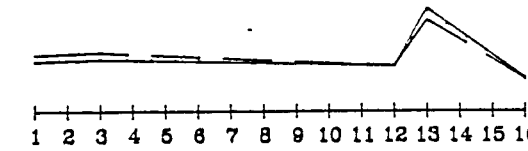
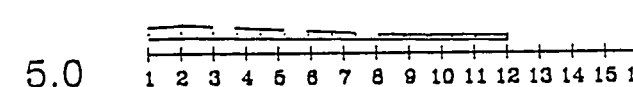
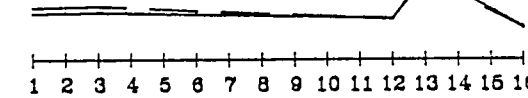
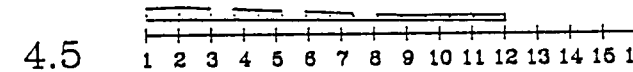
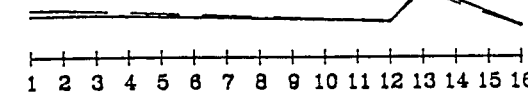
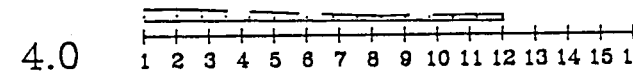
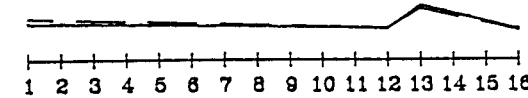
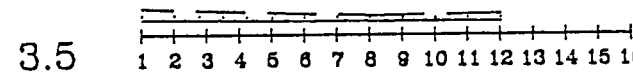
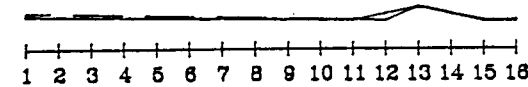
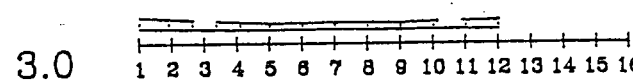
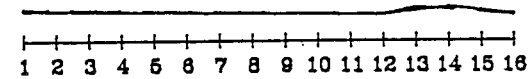
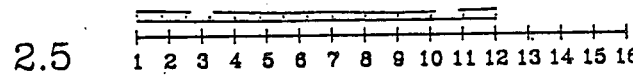
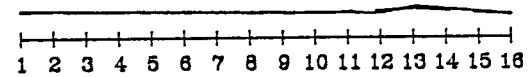
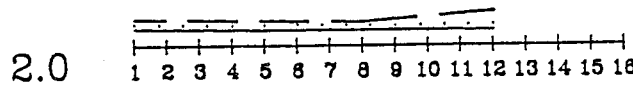
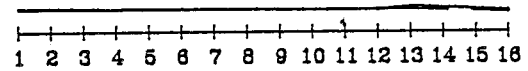
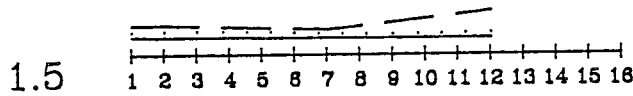
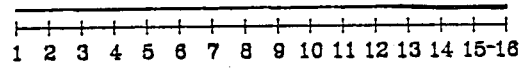
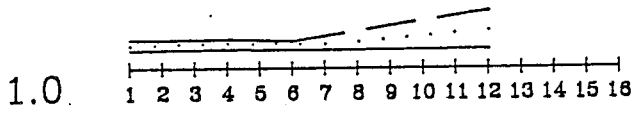


Edificio
PAREDE

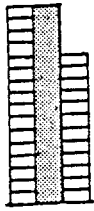


2NL16ti2
PORTICO

$\mu=5$



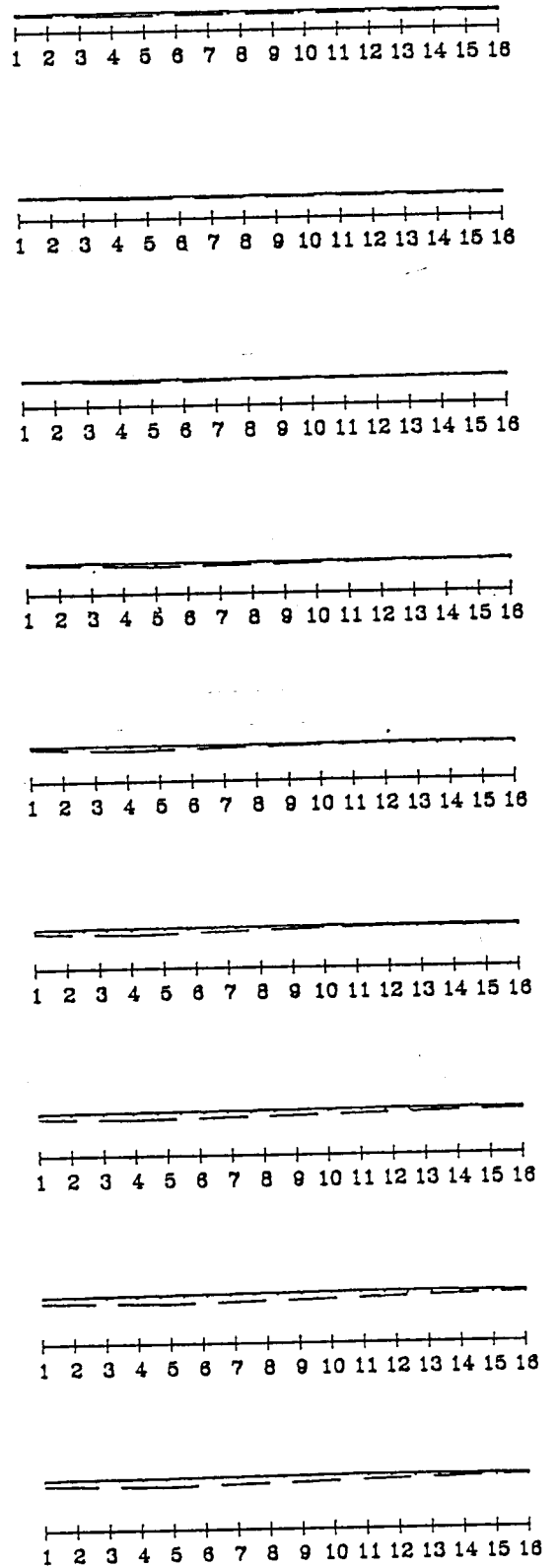
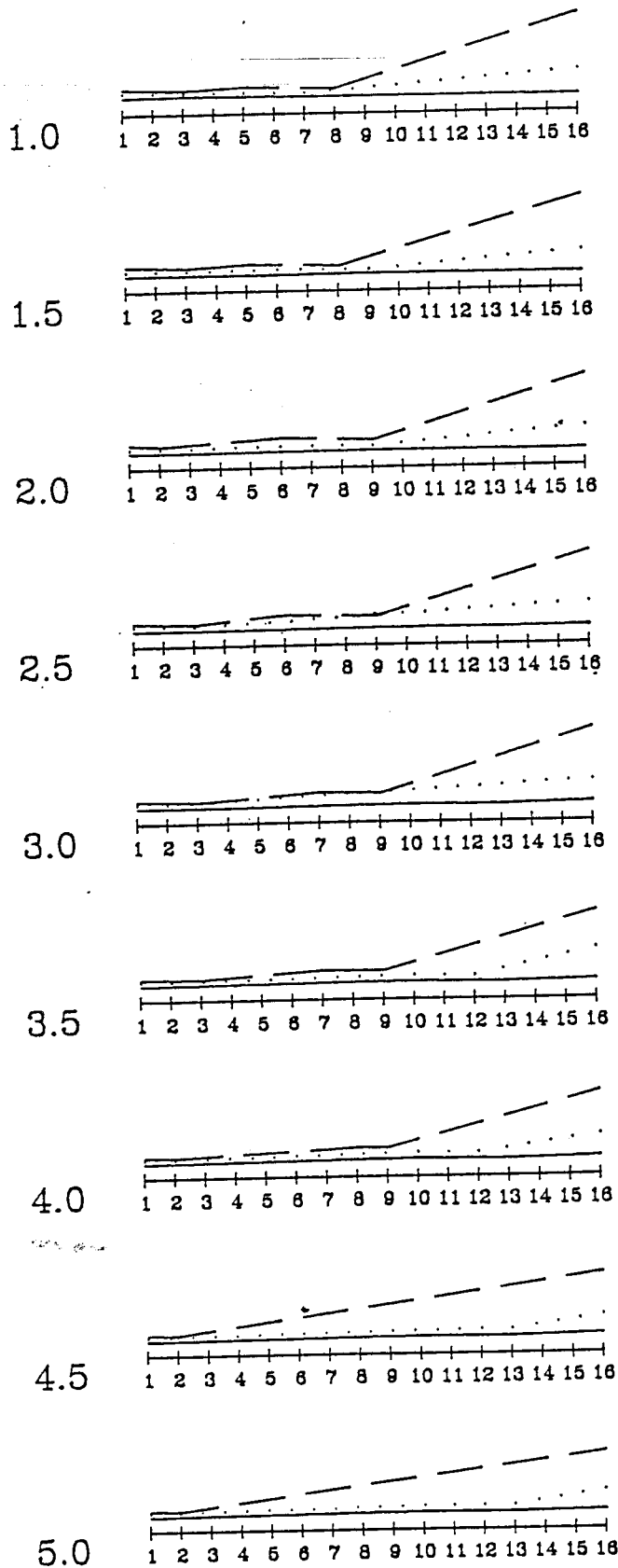
Edificio
PAREDE



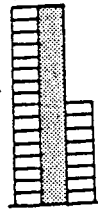
2NL16ti3

PORTICO

$\mu=5$

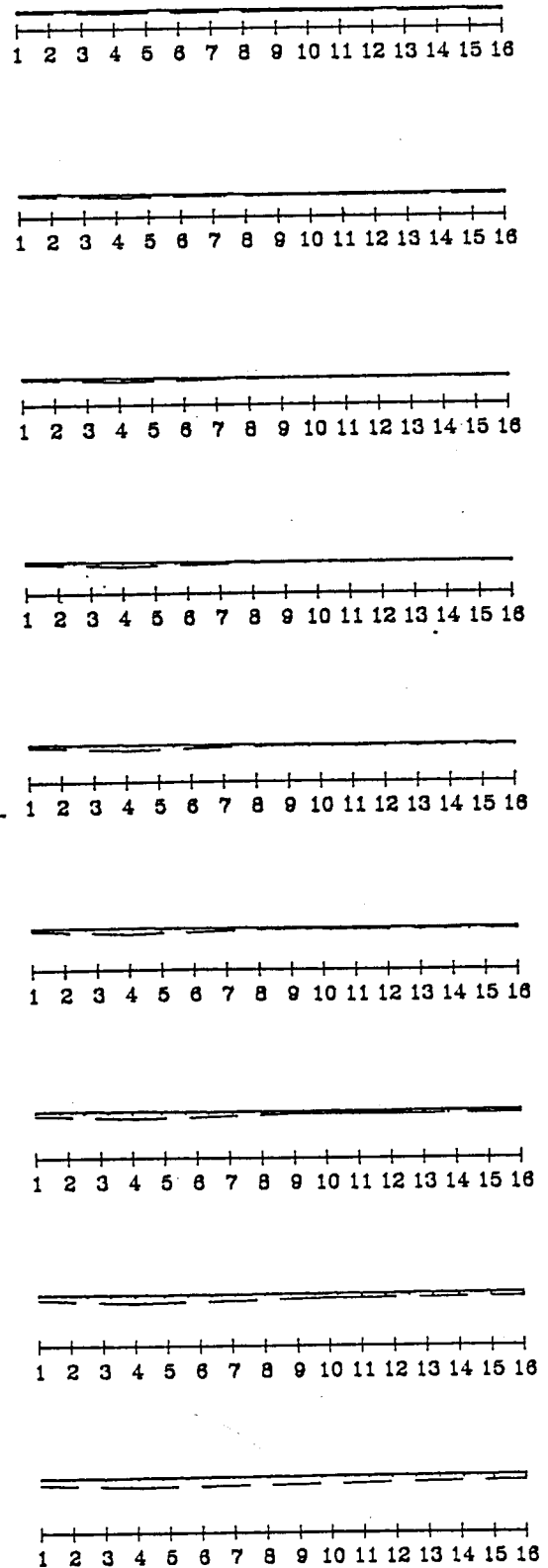
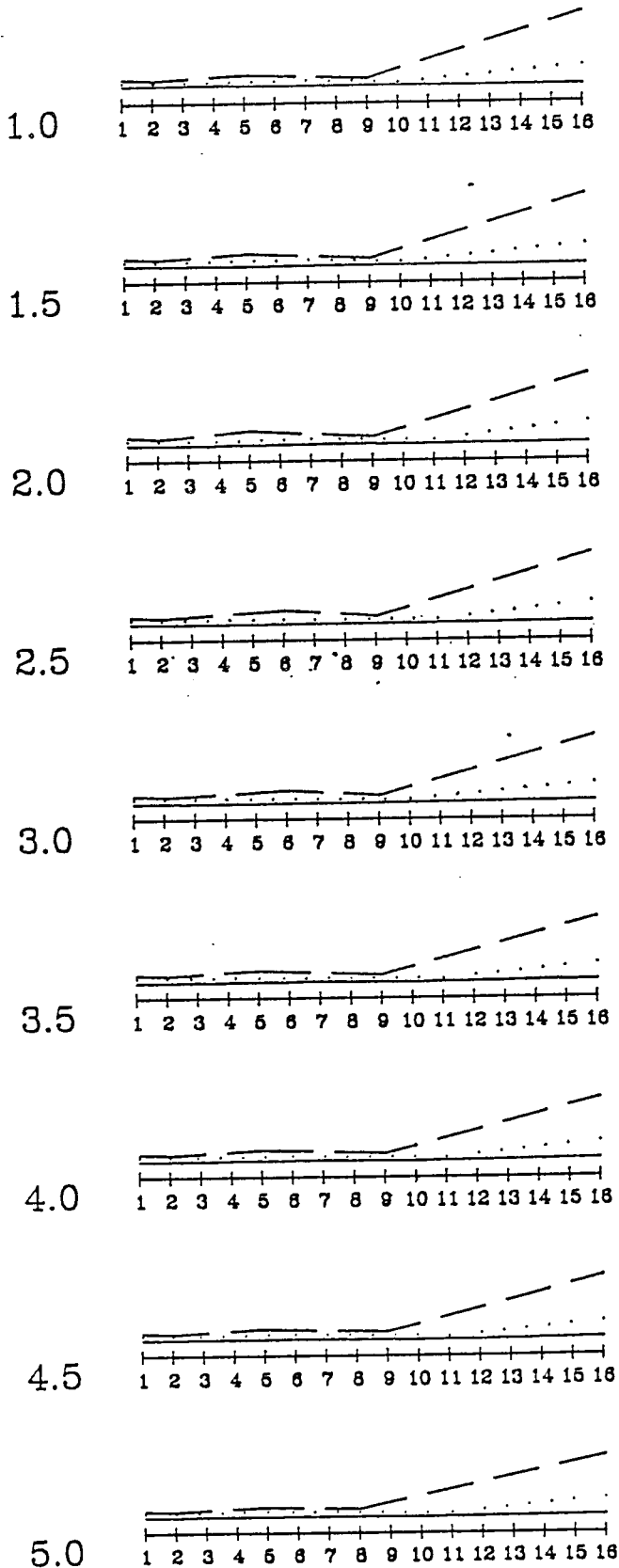


Edificio
PAREDE

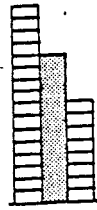


2NL16ti4
PORTICO

$\mu=5$

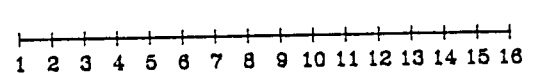
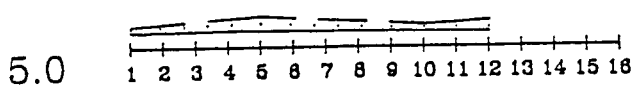
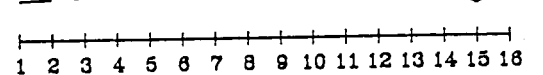
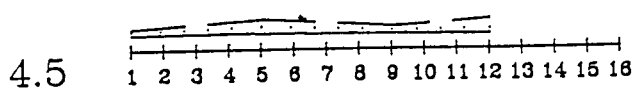
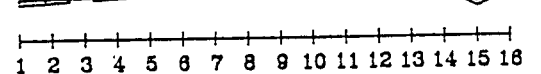
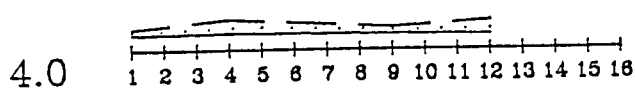
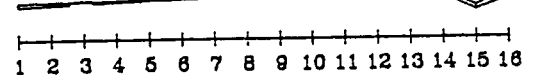
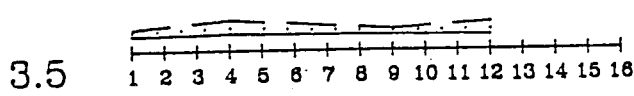
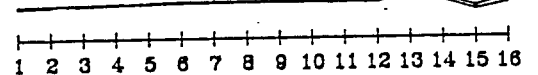
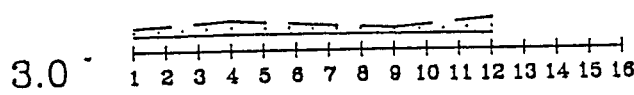
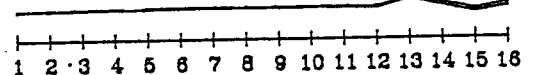
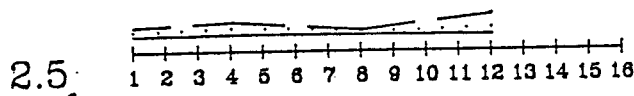
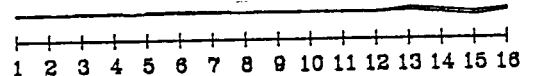
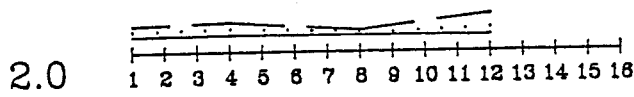
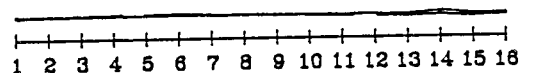
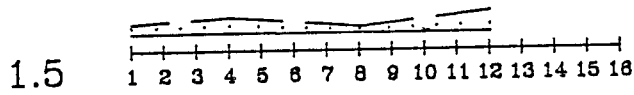
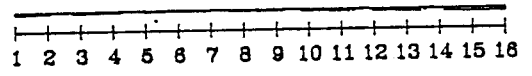
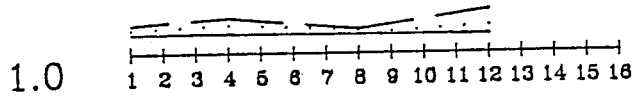


Edificio
PAREDE



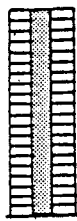
2NL16ti5
PORTICO

$\mu=5$



Edificio

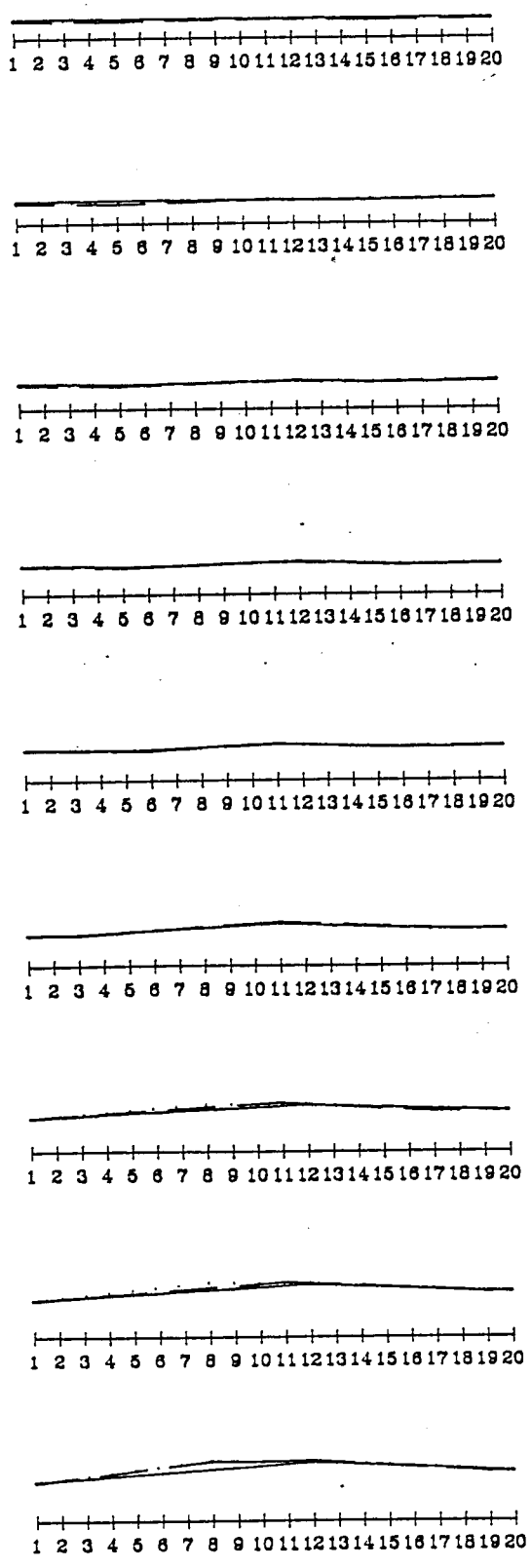
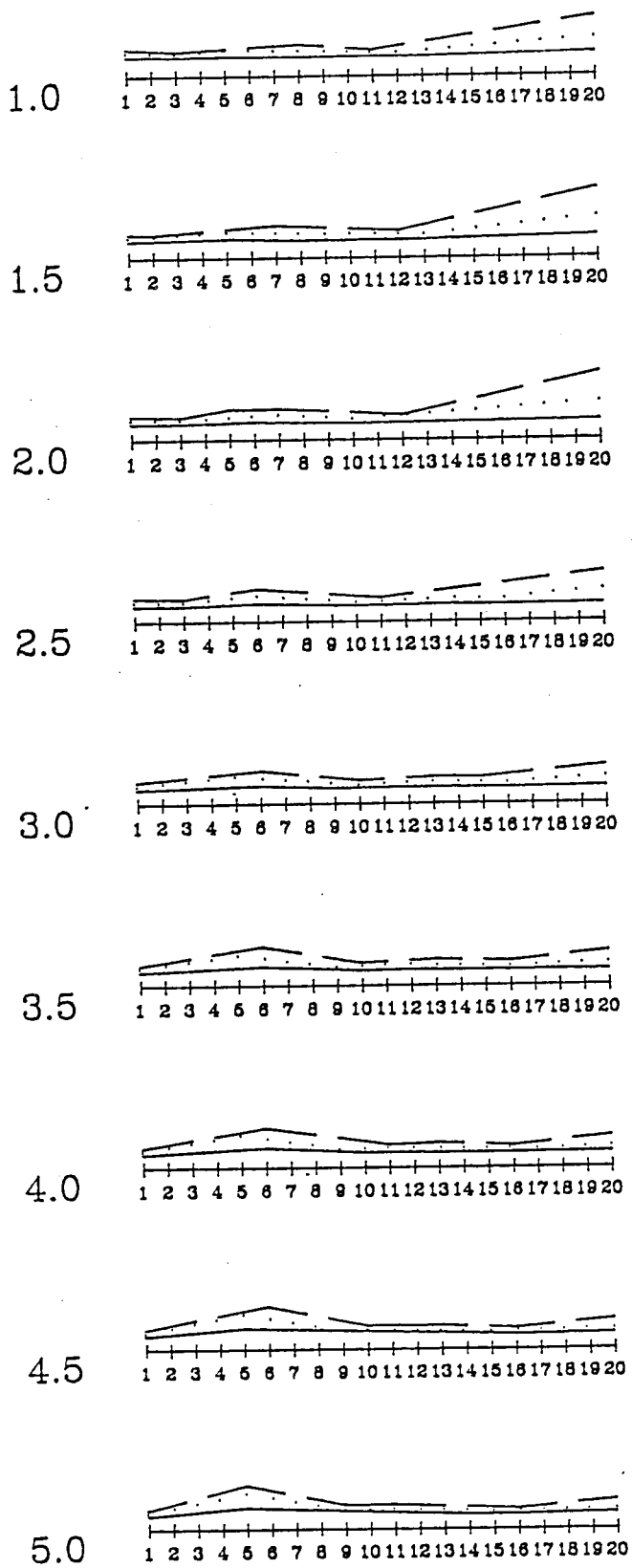
PAREDE



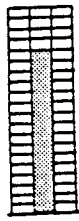
pal20tr1

PORTICO

$\mu=5$

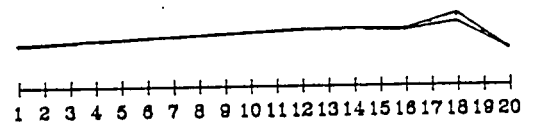
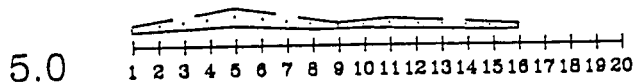
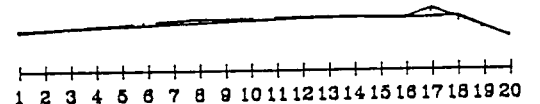
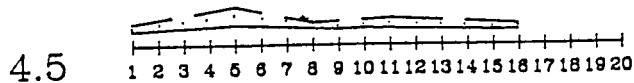
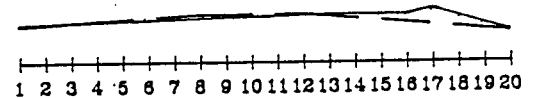
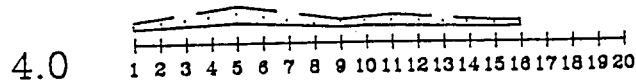
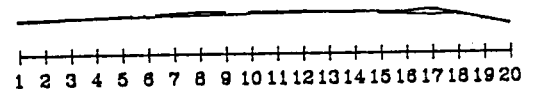
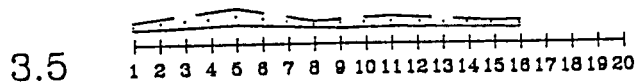
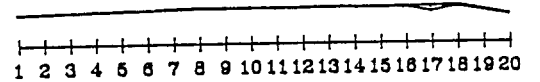
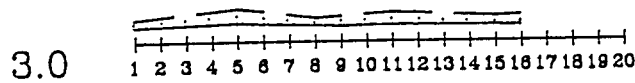
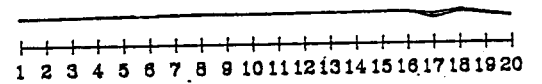
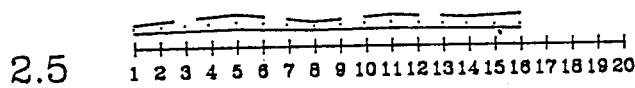
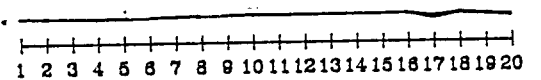
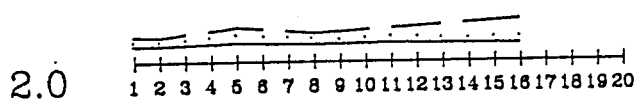
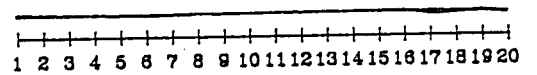
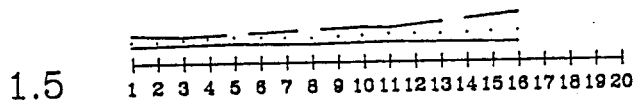
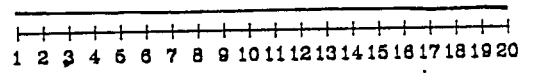
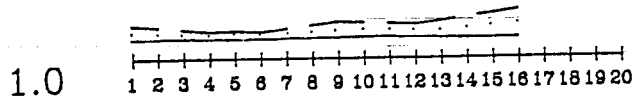


Edificio
PAREDE

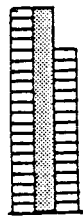


pal20ti2
PORTICO

$\mu=5$

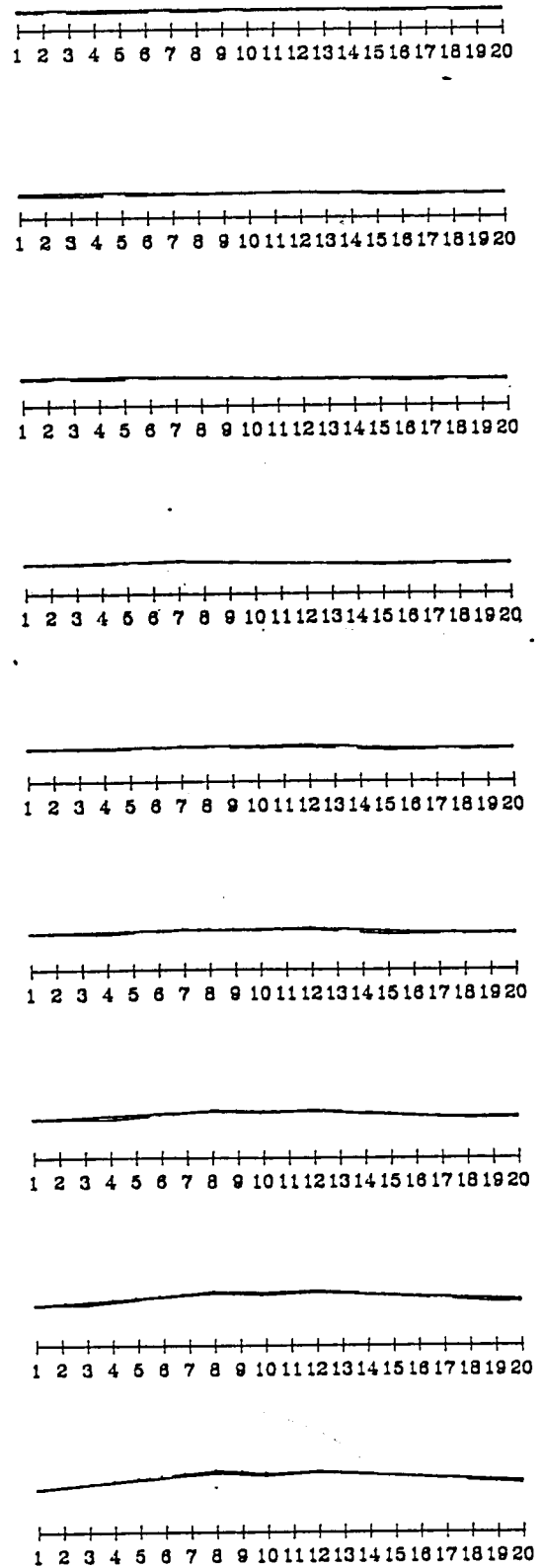
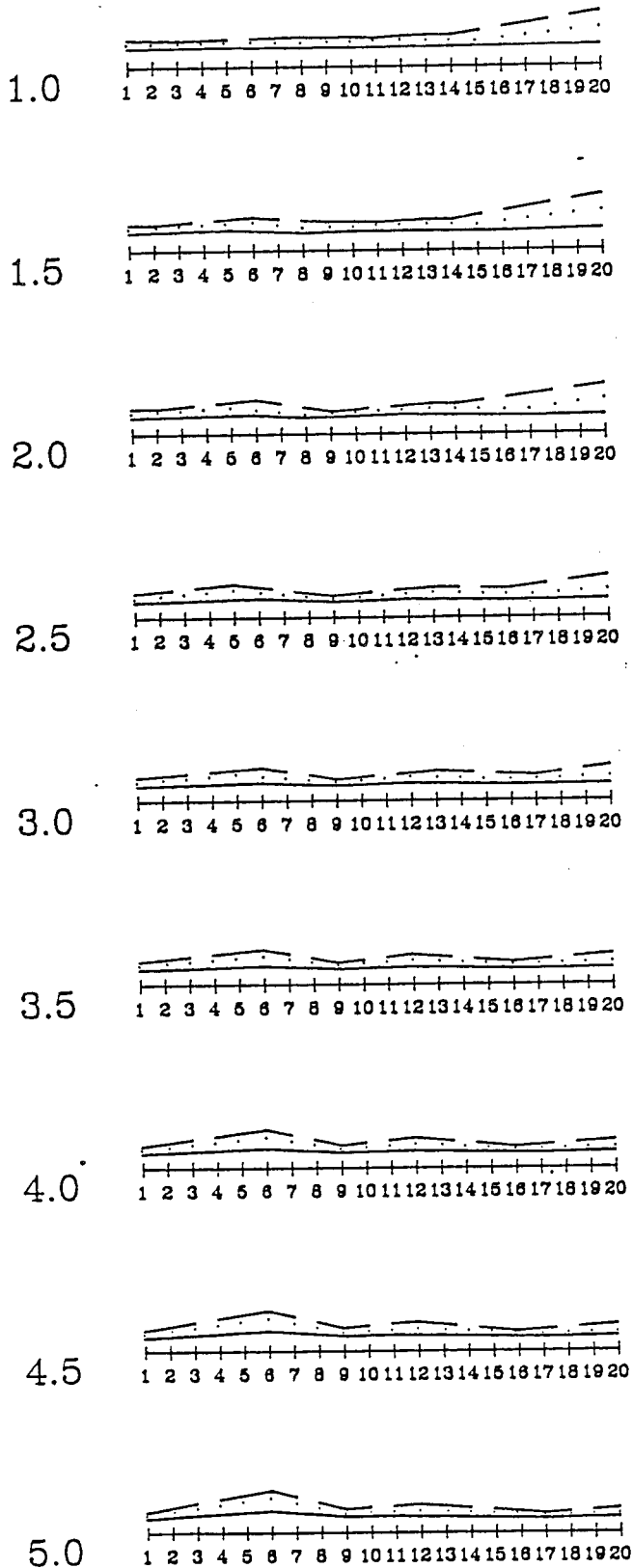


Edificio
PAREDE

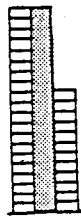


pal20ti3
PORTICO

$\mu=5$

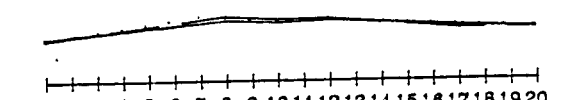
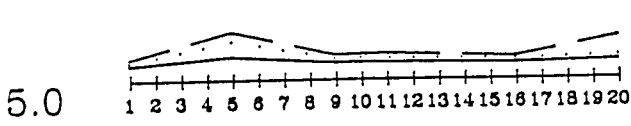
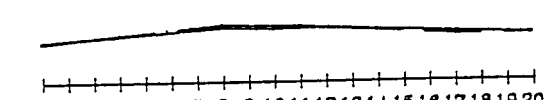
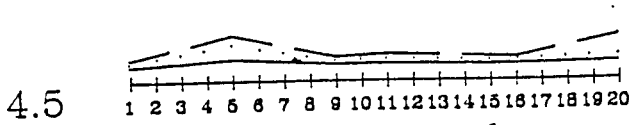
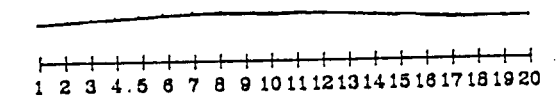
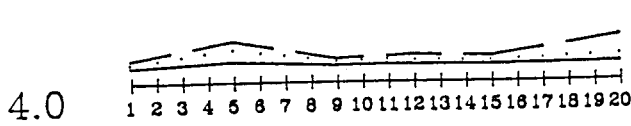
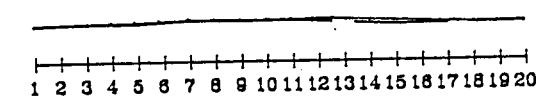
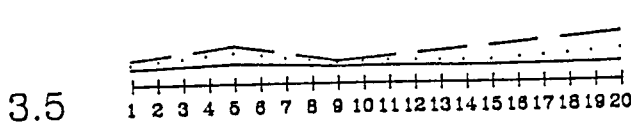
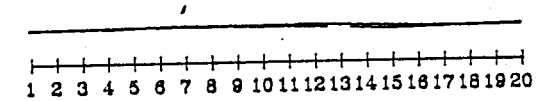
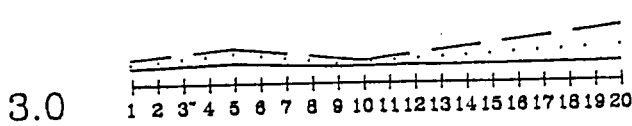
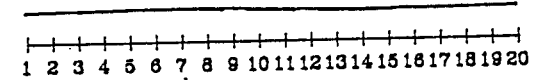
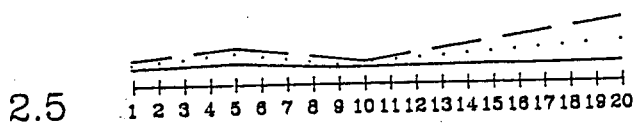
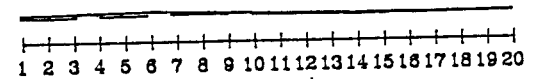
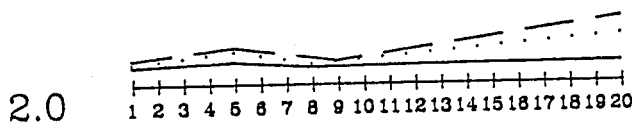
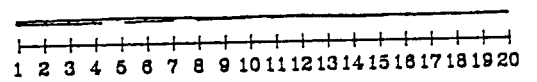
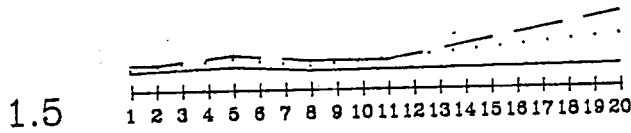
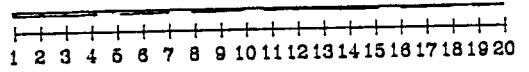
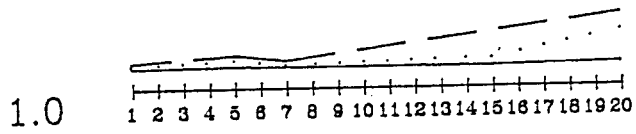


Edificio
PAREDE

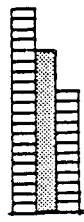


pal20ti4
PORTICO

$\mu=5$

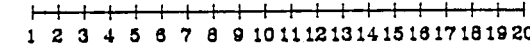
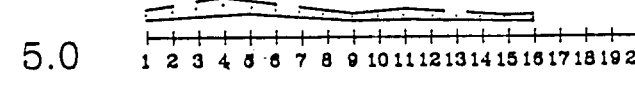
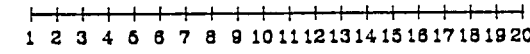
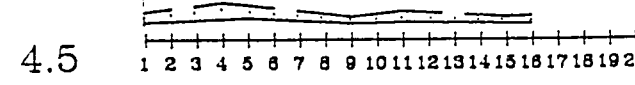
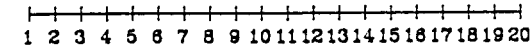
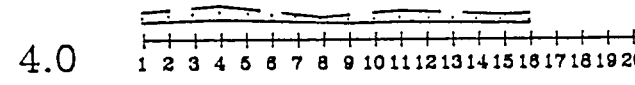
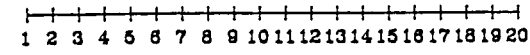
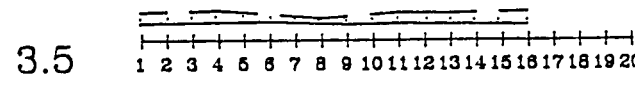
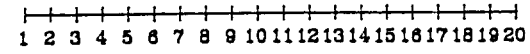
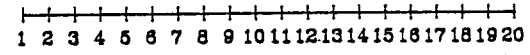
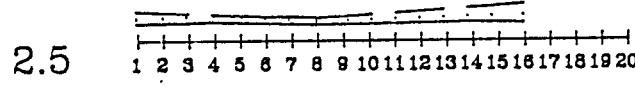
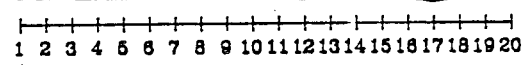
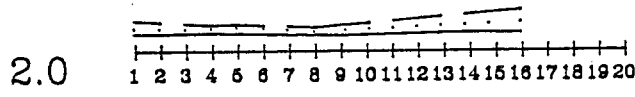
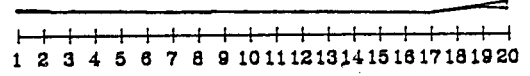
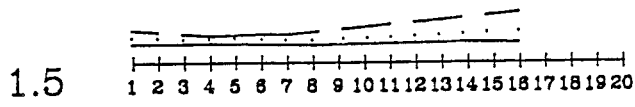
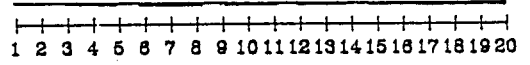
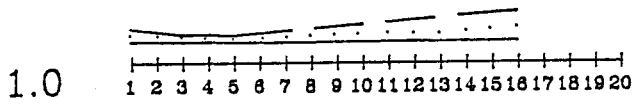


Edificio
PAREDE

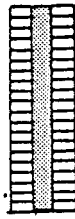


pal20ti5
PORTICO

$\mu=5$

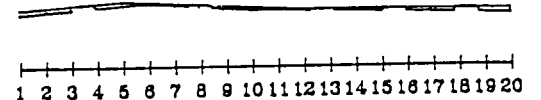
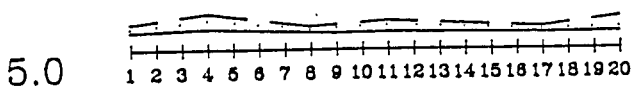
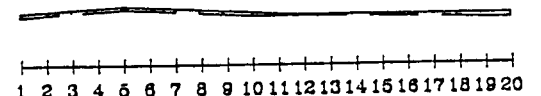
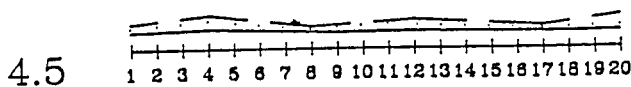
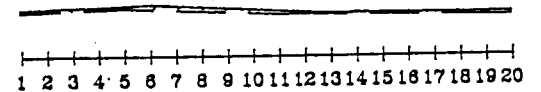
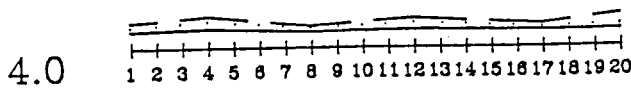
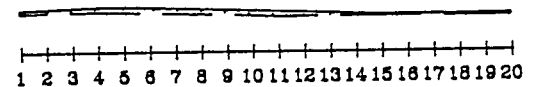
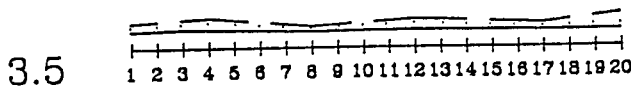
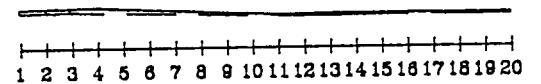
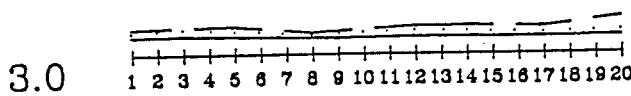
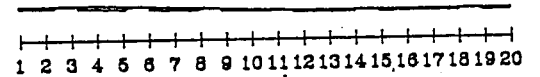
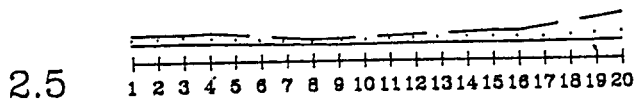
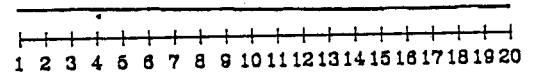
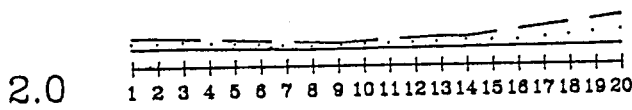
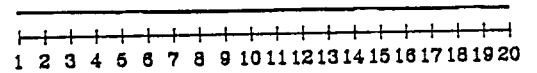
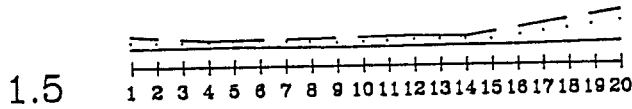
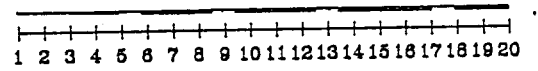
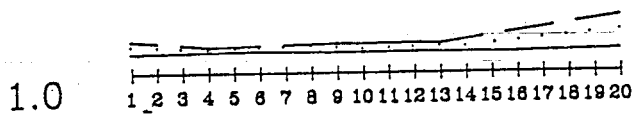


Edificio
PAREDE

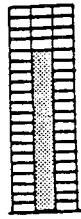


nc20tr1
PORTICO

$\mu=5$

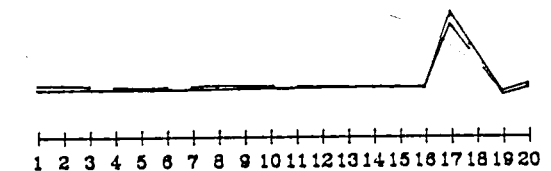
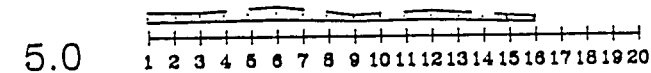
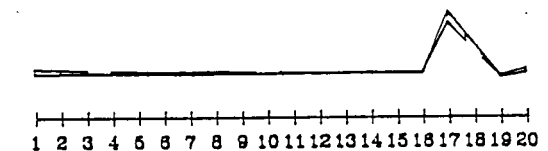
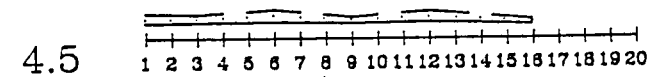
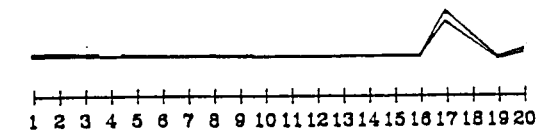
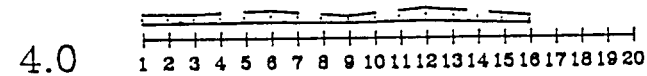
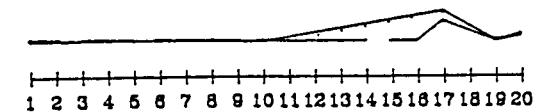
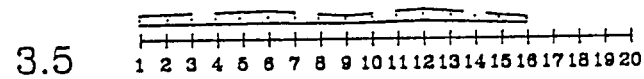
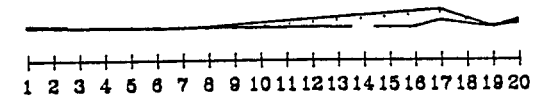
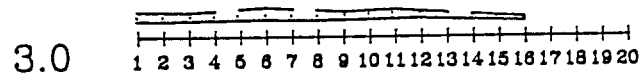
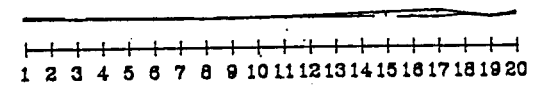
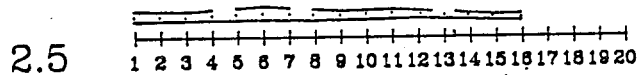
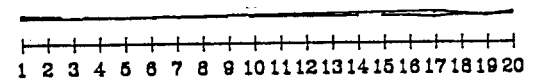
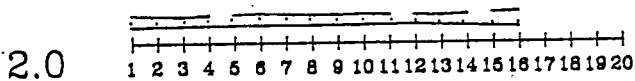
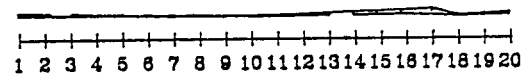
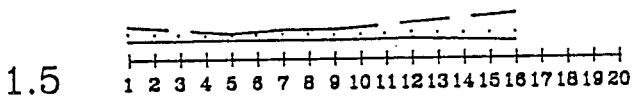
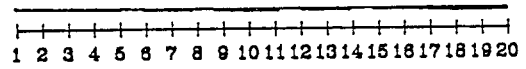
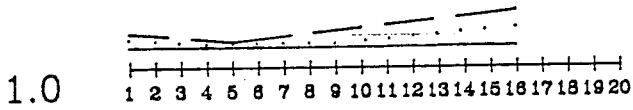


Edificio
PAREDE

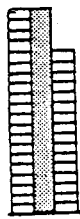


nc20ti2
PORTICO

$\mu=5$

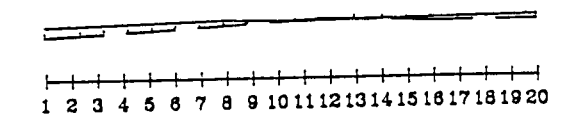
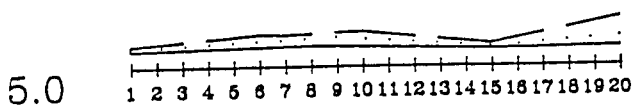
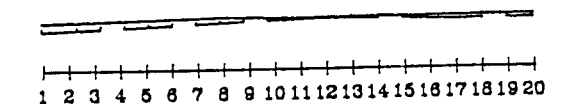
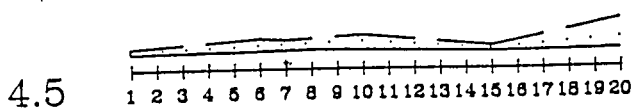
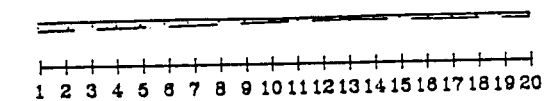
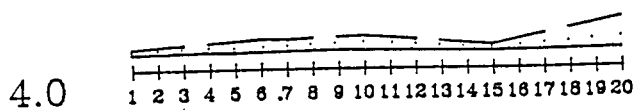
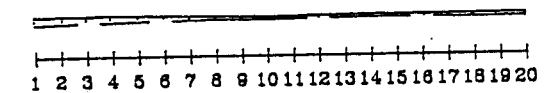
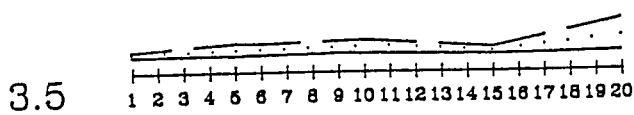
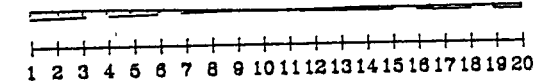
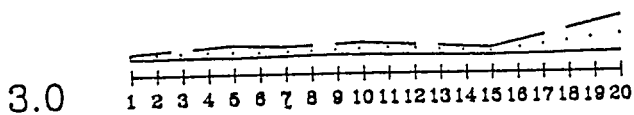
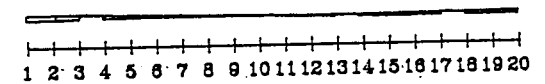
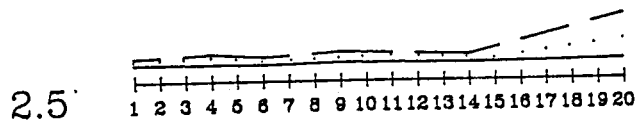
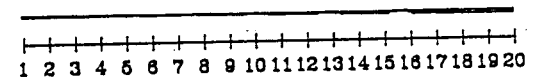
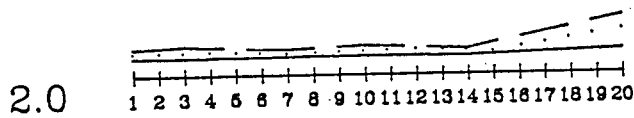
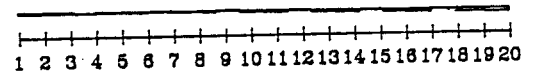
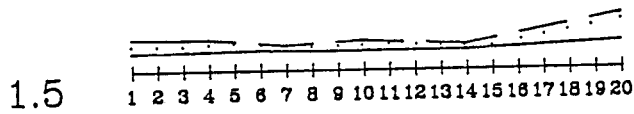
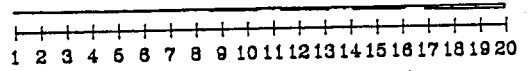
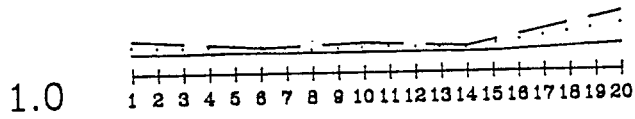


Edificio
PAREDE

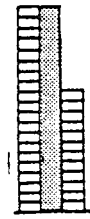


nc20ti3
PORTICO

$\mu=5$

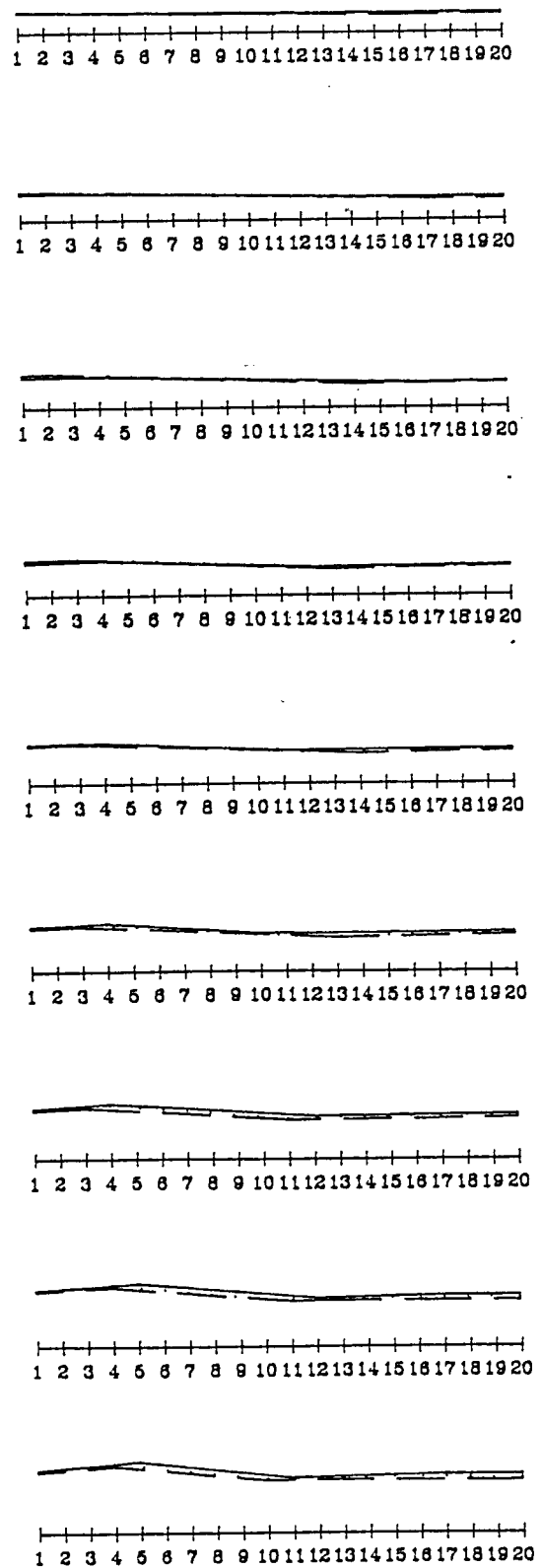
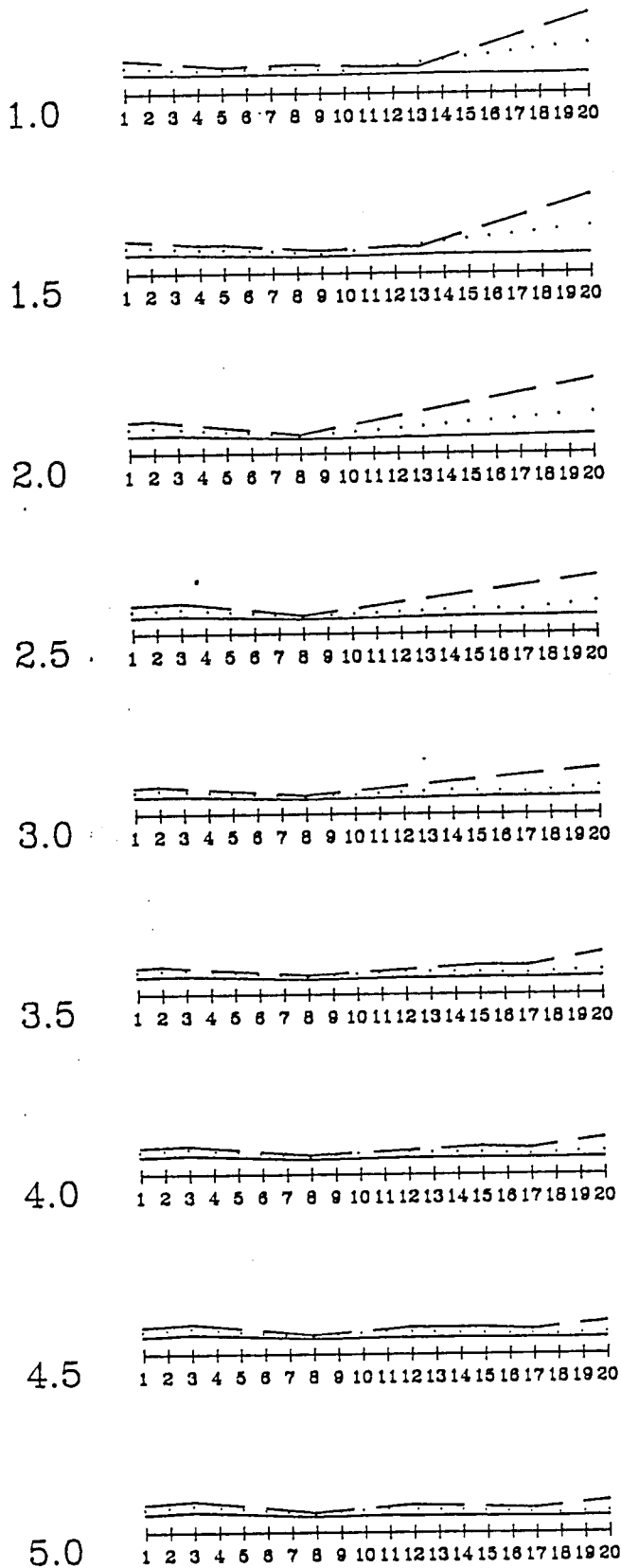


Edificio
PAREDE

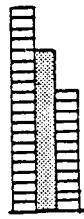


nc20ti4
PORTICO

$\mu=5$

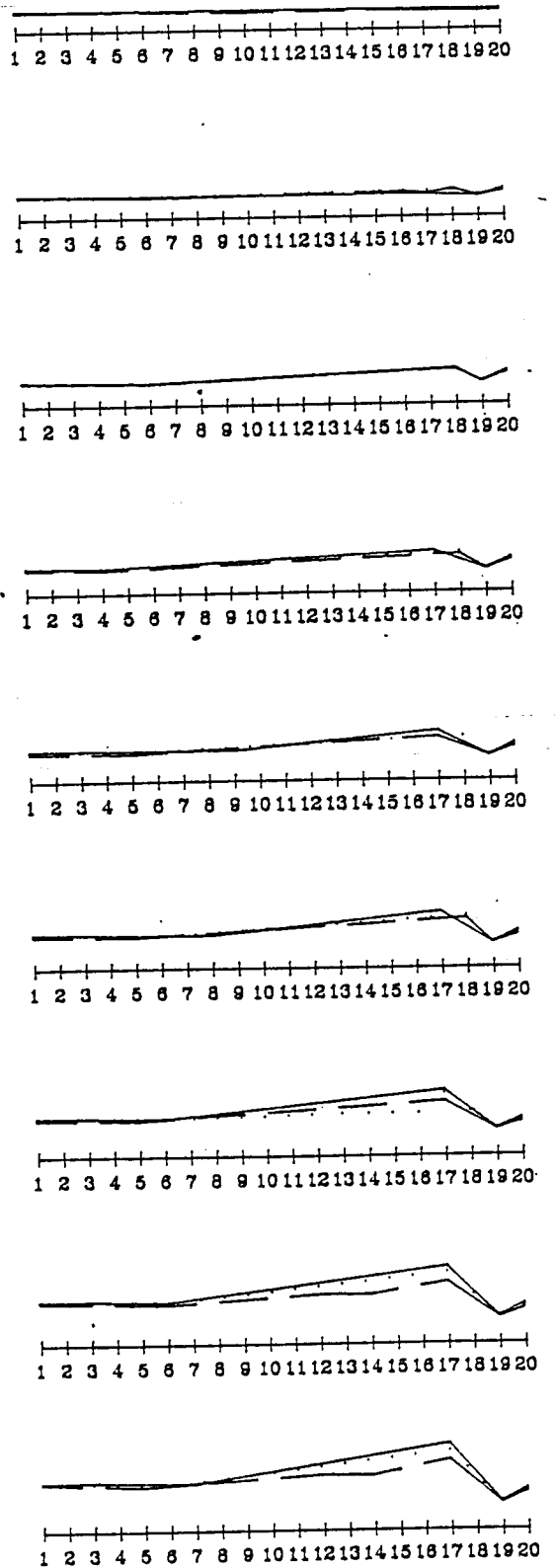
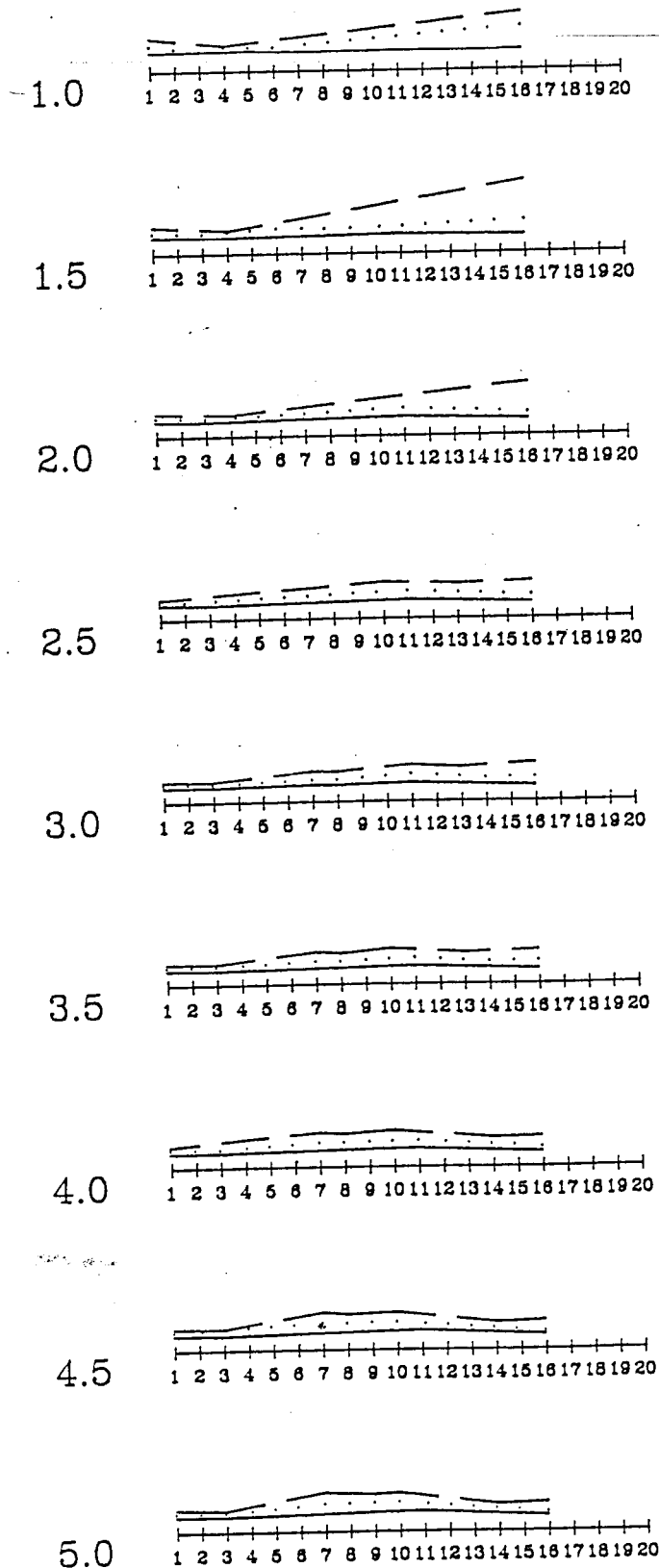


Edificio
PAREDE

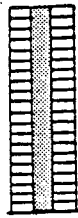


NC20ti5
PORTICO

$\mu=5$

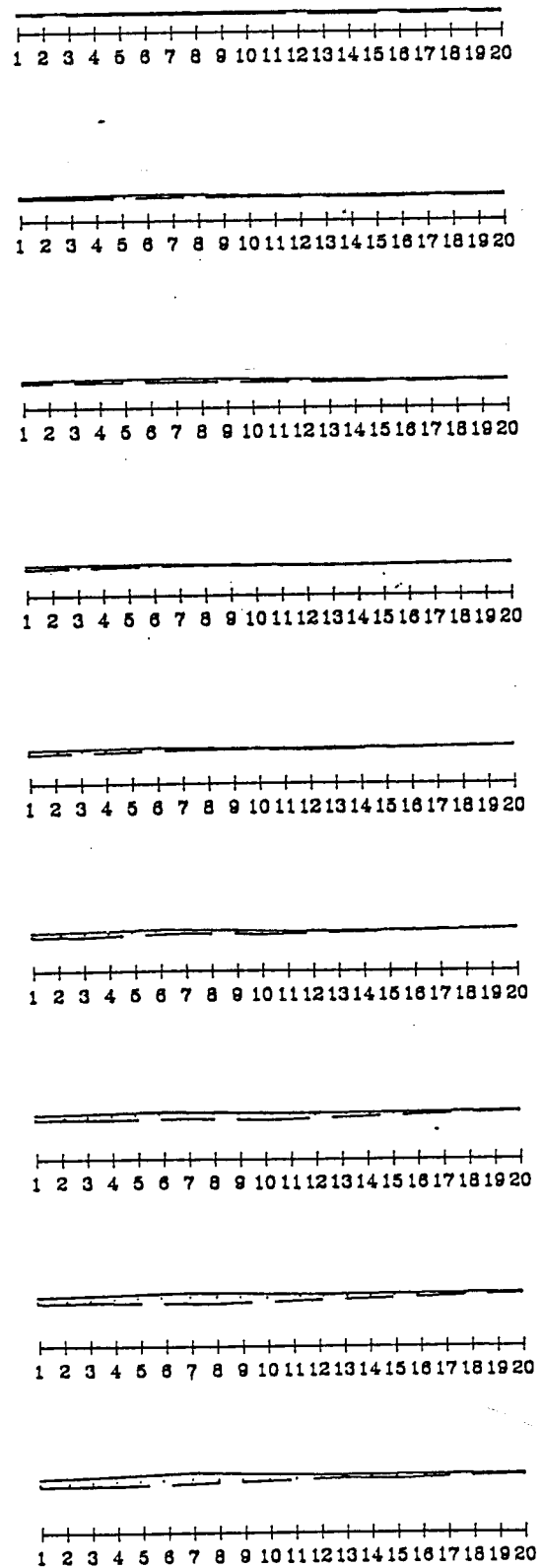
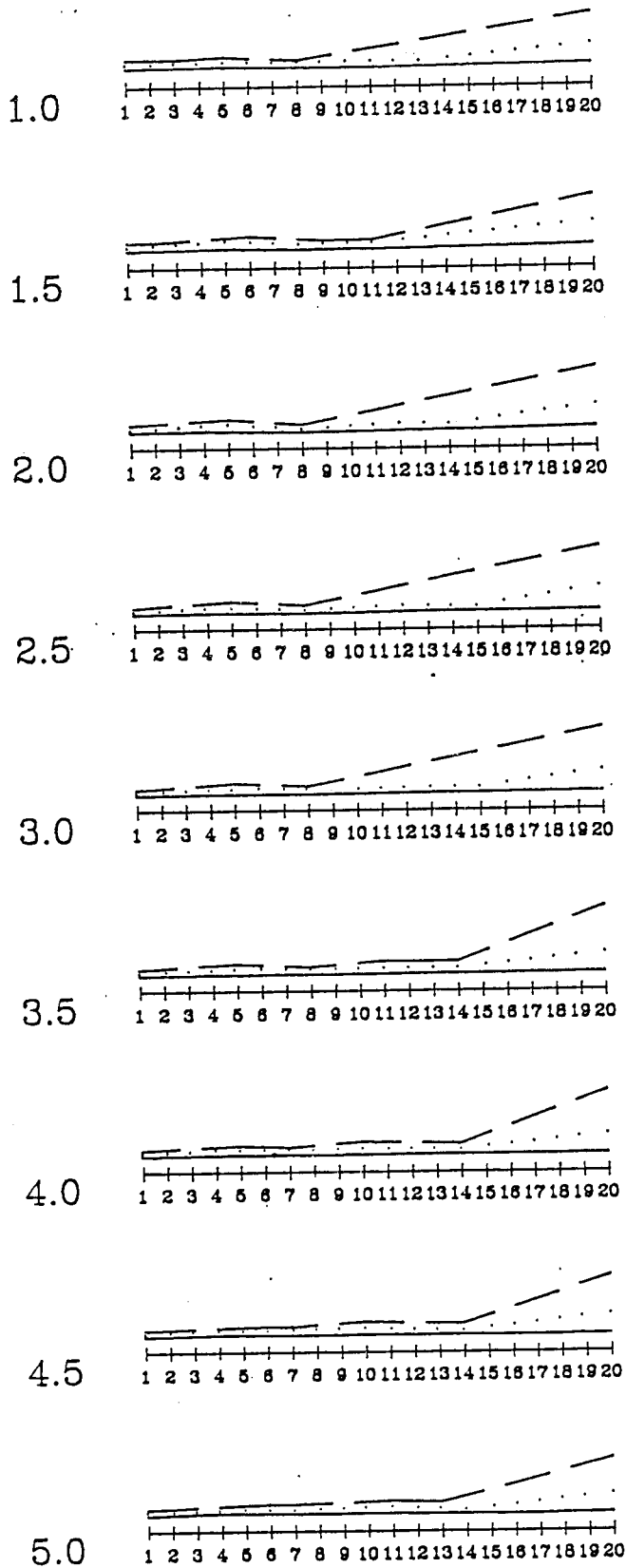


Edificio
PAREDE

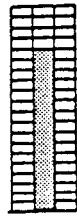


2NL20tr1
PORTICO

$\mu=5$

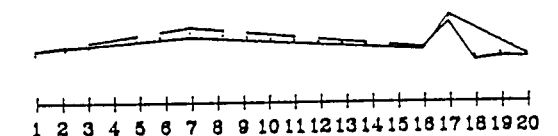
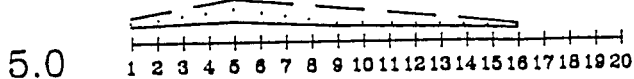
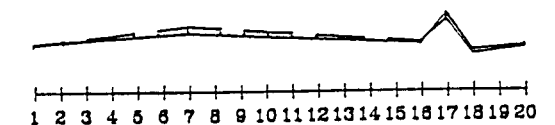
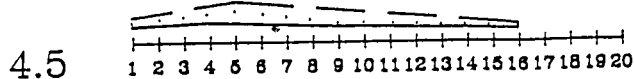
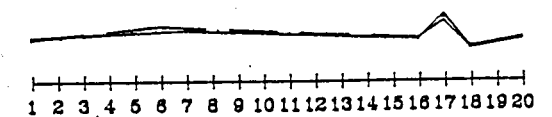
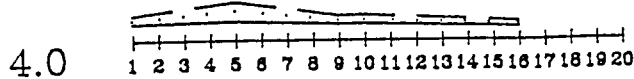
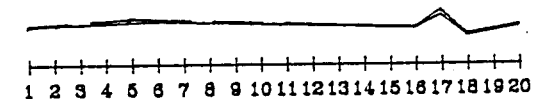
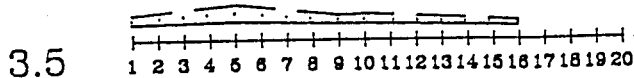
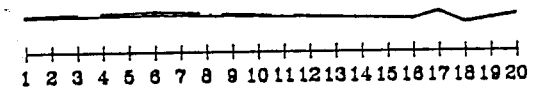
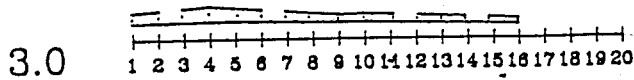
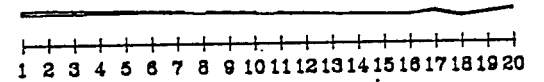
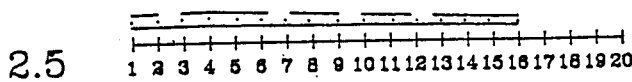
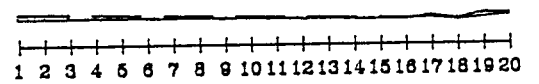
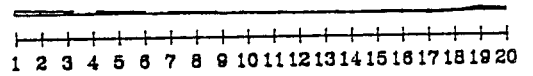
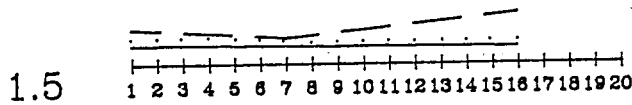
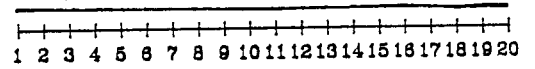
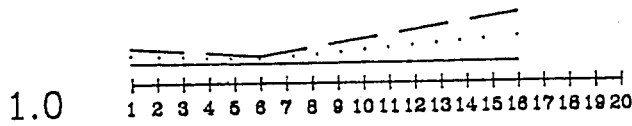


Edificio
PAREDE

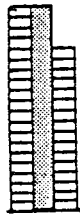


2NL20ti2
PORTICO

$\mu=5$

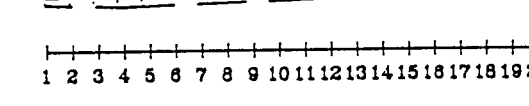
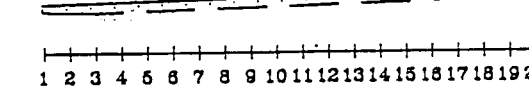
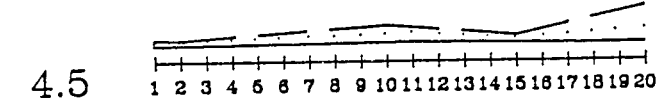
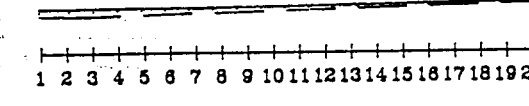
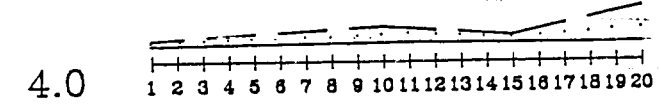
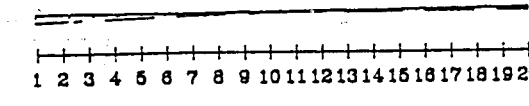
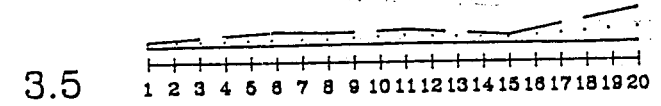
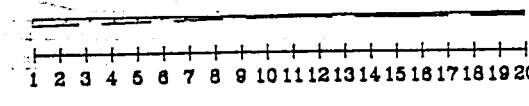
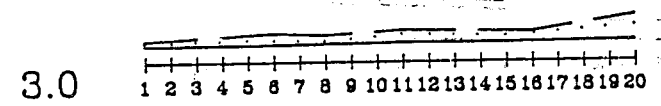
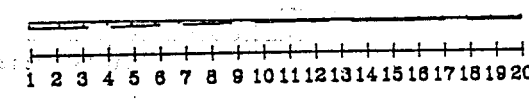
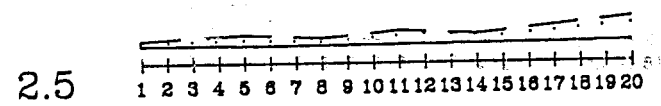
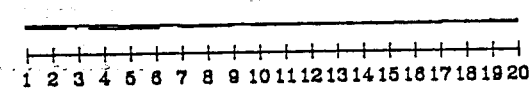
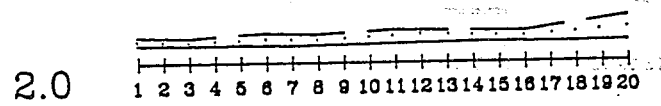
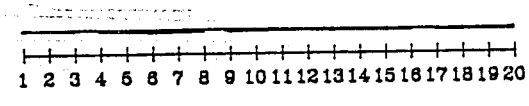
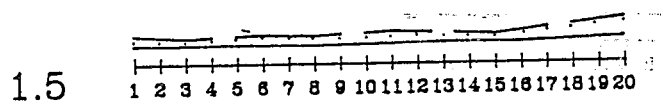
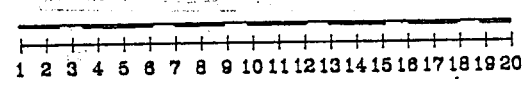
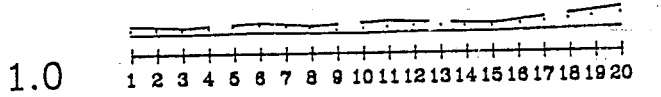


Edificio
PAREDE

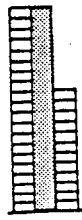


2NL20ti3
PORTICO

$\mu=5$

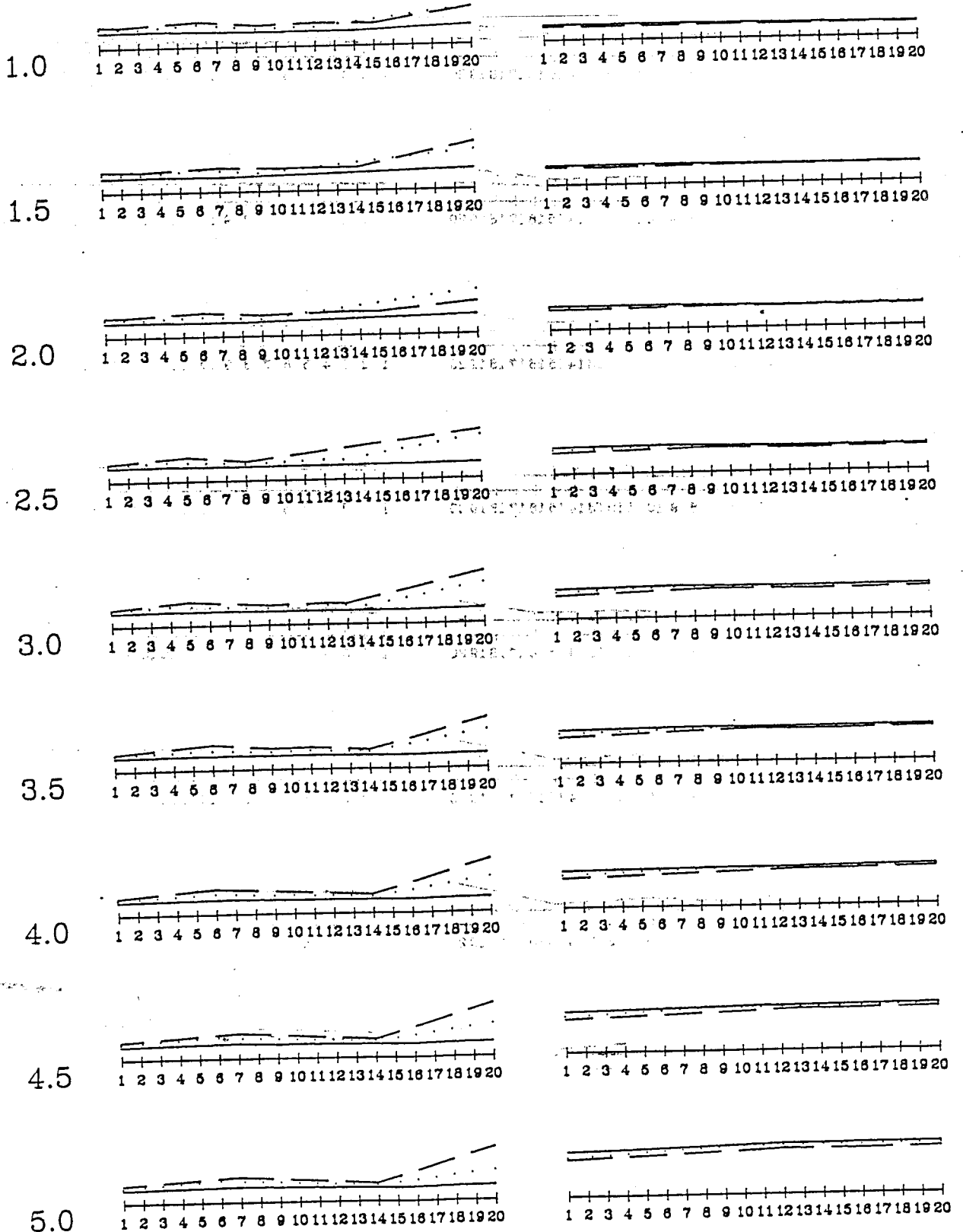


Edificio
PAREDE

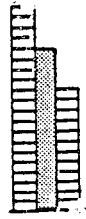


2NL20ti4
PORTICO

$\mu=5$

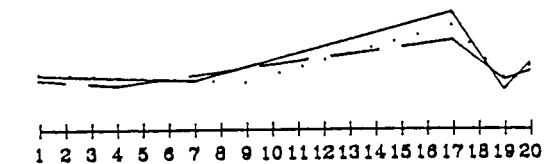
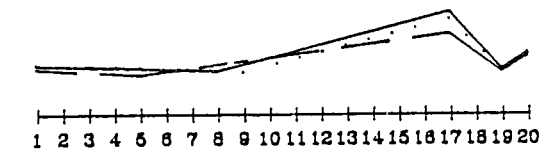
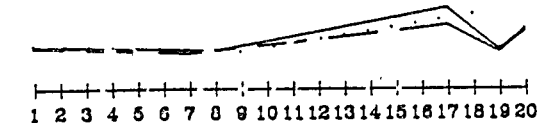
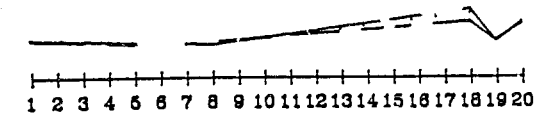
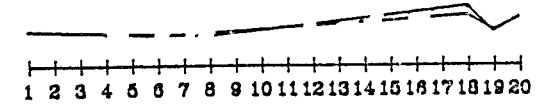
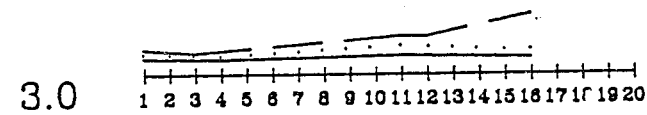
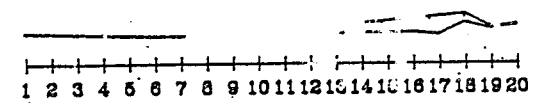
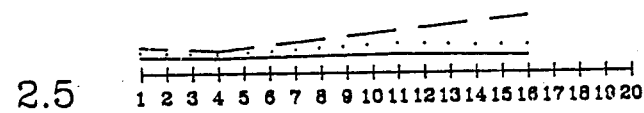
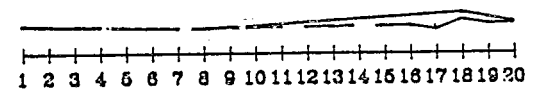
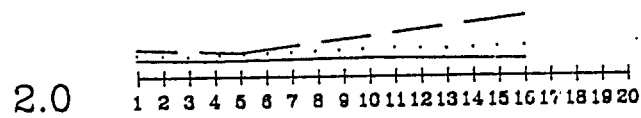
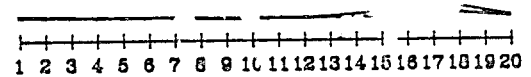
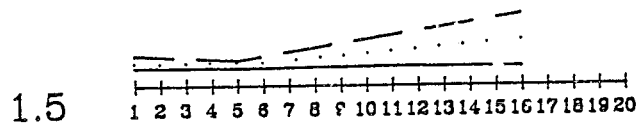
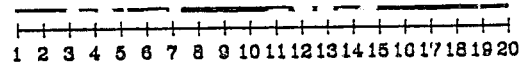
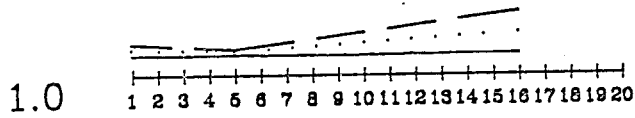


Edificio PAREDE



2NL20ti5 PORTICO

$\mu=5$





FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



000005817