



UNIC

**Centro de Investigação em
Estruturas e Construção da UNL**

**COMPORTAMENTO DE PILARES DE BETÃO ARMADO DE
SECÇÃO CIRCULAR REFORÇADOS COM COMPÓSITOS DE
FRP OU BETÕES POLIMÉRICOS E ENSAIADOS SOB
ACÇÕES CÍCLICAS**

Carlos Chastre Rodrigues

Índice

Lista de figuras	iii
Lista de tabelas	vii
Lista de símbolos	ix
1 Introdução	1
2 Apresentação dos Modelos	3
3 Preparação dos Modelos	9
4 Sistema de Ensaio e Instrumentação	11
4.1 Sistema de ensaio	11
4.2 Instrumentação e aquisição de dados	15
5 Procedimento de ensaio	21
5.1 Determinação do deslocamento de cedência	21
5.2 História de Carga	23
5.3 Critério de Rotura	23
6 Comportamento dos pilares P1 a P10 observado no decorrer dos ensaios	29
7 Apresentação dos Resultados	43
7.1 Força versus deslocamento horizontal	43
7.2 Momento versus curvatura	49
7.3 Força horizontal versus extensões médias no betão ou nas armaduras .	63
7.4 Extensões no FRP	72
7.5 Parâmetros de desempenho dos pilares	88
8 Comportamento pós-rotura	99
9 Análise Global dos Resultados	109
A Extensões nas armaduras longitudinais dos pilares	125

B	Extensões nas cintas dos pilares	149
C	Diagramas de extensões nas secções 1, 2 e 3	163
	Referências Bibliográficas	175

Lista de Figuras

2.1	Esquema ilustrativo das características dos pilares ensaiados	7
3.1	Execução da cofragem e descofragem dos pilares P1 a P10	9
4.1	Bomba hidráulica, actuador mecânico de parafuso e mesa de comando	12
4.2	Sistema de ensaio	13
4.3	Pormenores de algumas variações efectuadas no sistema de ensaio . .	14
4.4	Pormenores das armaduras e da respectiva colocação dos extensómetros	15
4.5	Pormenores dos extensómetros colocados no aço e no FRP	15
4.6	Pormenores das armaduras e da instrumentação dos pilares	16
4.7	Vista geral da instrumentação no início e durante um ensaio	17
5.1	Deslocamento horizontal imposto ao longo do tempo aos pilares . . .	24
5.2	Esforço normal aplicado ao longo do tempo aos pilares P1 a P10 . . .	25
5.3	Força horizontal obtida ao longo do tempo nos pilares P1 a P10	26
5.4	Esquema ilustrativo da deformação do pilar durante o ensaio	27
6.1	Pormenores da fendilhação observada no pilar P1 para $1d_0$, $3d_0$ e $4d_0$.	30
6.2	Pormenores da fendilhação observada nos pilares P2 e P3 para $2d_0$. .	31
6.3	Pormenores da fendilhação observada no pilar P2R	32
6.4	Pormenores da fendilhação observada no pilar P3R	33
6.5	Pormenores da fendilhação observada no pilar P4	34
6.6	Pormenores da fendilhação observada no pilar P5	35
6.7	Pormenores da fendilhação observada no pilar P6	36
6.8	Pormenores da fendilhação observada no pilar P7	37
6.9	Pormenores da fendilhação observada no pilar P8	39
6.10	Pormenores da fendilhação observada no pilar P9	40
6.11	Pormenores da fendilhação observada no pilar P10	41
7.1	Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P1, P2 e P3 . . .	45
7.2	Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P2R, P3R e P4 .	46
7.3	Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P5, P6 e P7 . . .	47
7.4	Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P8, P9 e P10 . .	48
7.5	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P1 . . .	51
7.6	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P2 . . .	52
7.7	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P2R . .	53

7.8	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P3 . . .	54
7.9	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P3R . .	55
7.10	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P4 . . .	56
7.11	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P5 . . .	57
7.12	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P6 . . .	58
7.13	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P7 . . .	59
7.14	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P8 . . .	60
7.15	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P9 . . .	61
7.16	Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P10 . .	62
7.17	Diagramas força horizontal-extensão no betão ou no aço - P1 e P2 . .	66
7.18	Diagramas força horizontal-extensão no betão ou no aço - P2R e P3 .	67
7.19	Diagramas força horizontal-extensão no betão ou no aço - P3R e P7 .	68
7.20	Diagramas força horizontal-extensão no betão ou no aço - P4 e P8 . .	69
7.21	Diagramas força horizontal-extensão no betão ou no aço - P5 e P9 . .	70
7.22	Diagramas força horizontal-extensão no betão ou no aço - P6 e P10 .	71
7.23	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P10 .	73
7.24	Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P3R	74
7.25	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P3R .	75
7.26	Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P4	76
7.27	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P4 . .	77
7.28	Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P5	78
7.29	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P5 . .	79
7.30	Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P6	80
7.31	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P6 . .	81
7.32	Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P7	82
7.33	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P7 . .	83
7.34	Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P8	84
7.35	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P8 . .	85
7.36	Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P9	86
7.37	Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P9 . .	87
7.38	Relação δ/L , de três em três ciclos	89
7.39	Rotação plástica, θ_p , de três em três ciclos	90
7.40	Coeficiente de ductilidade em deslocamento, μ_Δ , de três em três ciclos	91
7.41	Coeficiente de ductilidade em curvatura, μ_φ , de três em três ciclos . .	92
7.42	Energia dissipada acumulada por ciclo, W_{acum}	93
7.43	Energia dissipada por ciclo, W_d , de três em três ciclos	94
7.44	Rigidez efectiva normalizada, n_K , de três em três ciclos	95
7.45	Índice de deformação residual, RDI , de três em três ciclos	96
7.46	Taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , de três em três ciclos	97
8.1	Vista geral dos pilares P1 a P10 após o ensaio	99
8.2	Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P1, P2R e P3R .	101
8.3	Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P4, P5 e P6 . . .	102
8.4	Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P7, P8 e P9 . . .	103

8.5	Diagrama força-deslocamento horizontal no pilar P10	104
8.6	Pormenor da encurvadura dos varões e da rotura do betão polimérico na base do pilar P2R	104
8.7	Pormenores da rotura dos varões de aço no pilar P3R	105
8.8	Pormenor da abertura da cinta e correspondente encurvadura dos varões longitudinais do pilar P4	105
8.9	Pormenores do descolamento do colete e do colapso do pilar P5	106
8.10	Pormenores do estado de degradação do colete e da grande abertura de fendas observada após o ensaio do pilar P6	106
8.11	Pormenor da degradação do colete e das fendas, observado junto à base do pilar P7 no final do ensaio	107
8.12	Pormenores das fendas e da rotura do reforço longitudinal do pilar P9 .	107
8.13	Pormenores do colapso observado no pilar P10	108
9.1	Deslocamentos na cedência, na força máxima e na rotura dos pilares .	110
9.2	Deslocamento normalizado para a força máxima e na rotura dos pilares	111
9.3	Relação δ/L nos pilares P1 a P10	111
9.4	Coeficiente de ductilidade em deslocamento - μ_{Δ} nos pilares P1 a P10	112
9.5	Coeficiente de ductilidade em curvatura, μ_{φ} nos pilares P1 a P10	112
9.6	Rotação plástica, θ_p nos pilares P1 a P10	113
9.7	Força horizontal na cedência, na força máxima e na rotura dos pilares	114
9.8	Força normalizada para a força máxima e na rotura dos pilares	114
9.9	Extensão no aço - pilares P1 a P10	115
9.10	Extensão no betão - pilares P1 a P10	115
9.11	Extensão lateral máxima no FRP - pilares P1 a P10	116
9.12	Energia dissipada por ciclo, W_d - pilares P1 a P10	116
9.13	Energia dissipada acumulada por ciclo, W - pilares P1 a P10	117
9.14	Índice de deformação residual, RDI - pilares P1 a P10	117
9.15	Rigidez efectiva normalizada, n_K - pilares P1 a P10	118
9.16	Taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} - pilares P1 a P10 . .	118
9.17	Curvas de identificação do modo de comportamento do pilar	120
A.1	Extensão ao longo das armaduras do pilar P1	126
A.2	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P1	127
A.3	Extensão ao longo das armaduras do pilar P2	128
A.4	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P2	129
A.5	Extensão ao longo das armaduras do pilar P3	130
A.6	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P3	131
A.7	Extensão ao longo das armaduras do pilar P3R	132
A.8	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P3R . . .	133
A.9	Extensão ao longo das armaduras do pilar P4	134
A.10	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P4	135
A.11	Extensão ao longo das armaduras do pilar P5	136
A.12	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P5	137

A.13	Extensão ao longo das armaduras do pilar P6	138
A.14	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P6	139
A.15	Extensão ao longo das armaduras do pilar P7	140
A.16	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P7	141
A.17	Extensão ao longo das armaduras do pilar P8	142
A.18	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P8	143
A.19	Extensão ao longo das armaduras do pilar P9	144
A.20	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P9	145
A.21	Extensão ao longo das armaduras do pilar P10	146
A.22	Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P10	147
B.1	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P1	150
B.2	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P2	151
B.3	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P3	152
B.4	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P2R	153
B.5	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P3R	154
B.6	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P4	155
B.7	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P5	156
B.8	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P6	157
B.9	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P7	158
B.10	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P8	159
B.11	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P9	160
B.12	Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P10	161
C.1	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P1 . .	164
C.2	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P2 . .	165
C.3	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P3 . .	166
C.4	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P3R .	167
C.5	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P4 . .	168
C.6	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P5 . .	169
C.7	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P6 . .	170
C.8	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P7 . .	171
C.9	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P8 . .	172
C.10	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P9 . .	173
C.11	Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P10 .	174

Lista de Tabelas

2.1	Características dos pilares ensaiados	6
7.1	Esforços e deslocamentos horizontais do topo dos pilares P1 a P10 . .	44
7.2	Esforços e deslocamentos horizontais do topo dos pilares P1 a P10 na rotura	44
7.3	Curvaturas médias na base dos pilares correspondentes à F_{max} no sentido Norte-Sul (+)	49
7.4	Curvaturas médias na base dos pilares correspondentes à F_{max} no sentido Sul-Norte (-)	49
7.5	Curvaturas médias na base dos pilares correspondentes à rotura	50
7.6	Extensões médias no aço correspondentes à F_{max} no sentido Norte-Sul ou Sul-Norte	63
7.7	Extensões médias no aço correspondentes à rotura	64
7.8	Extensões médias no betão correspondentes à F_{max} no sentido Norte-Sul ou Sul-Norte	64
7.9	Extensões média no betão correspondentes à rotura	65
7.10	Extensões laterais no FRP (ε_l nos extensómetros H1 a H6) correspondentes à força máxima em ambos os sentidos	72
7.11	Extensões laterais no FRP (ε_l nos extensómetros H1 a H6) correspondentes à rotura	72
7.12	Parâmetros de desempenho dos pilares, δ/L , θ_p , μ_φ e μ_Δ	88
7.13	Parâmetros de desempenho dos pilares, ξ_{eq} , RDI , n_K , W_d e W_{acum} .	88
9.1	Comparação dos resultados dos pilares P1 a P10 com as curvas de identificação propostas por Hose e Seible	121

Lista de Símbolos

Siglas

ACI	- American Concrete Institute
CFRP	- polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de carbono (do inglês Carbon Fiber Reinforced Polymers)
ECCS	- European Convention for Constructional Steelwork
ELSA	- European Laboratory of Structural Analysis
EMPA	- Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research
FEMA	- Agência Federal de Gestão de Emergências (do inglês Federal Emergency Management Agency)
FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FIB	- Fédération Internationale du Béton
FRP	- família dos polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras contínuas (do inglês Fiber Reinforced Polymers)
GFRP	- polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras de vidro (do inglês Glass Fiber Reinforced Polymers)
IST	- Instituto Superior Técnico
INEGI	- Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial
JSCE	- Japan Society of Civil Engineers
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT	- transdutor de deslocamentos (do inglês Linear Voltage Displacement Transformer)
NCHRP	- National Cooperative Highway Research Program
REBAP	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSA	- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
SIA	- Société Suisse de Ingénieurs et des Architectes
UC	- Universidade de Coimbra
UNL	- Universidade Nova de Lisboa
UM	- Universidade do Minho

Notações Escalares Latinas

A_c	- área da secção de betão
A_{conf}	- área da secção transversal do sistema de confinamento
A_e	- área da secção de betão efectivamente confinado
A_f	- área da secção transversal do FRP
A_g	- área total da secção de betão
A_s	- área da armadura ordinária
A_{sl}	- área total de armaduras longitudinais
A_{sw}	- área da armadura transversal
B	- largura da secção de betão
D	- diâmetro ou largura da secção de betão
E	- módulo de elasticidade
E_c	- módulo de elasticidade tangente do betão
E_{cm}	- valor médio do módulo de elasticidade do betão
E_f	- módulo de elasticidade à tracção do FRP
E_{fib}	- módulo de elasticidade à tracção das fibras
E_{fm}	- valor médio do módulo de elasticidade do FRP
E_j	- módulo de elasticidade à tracção do colete de FRP
E_m	- módulo de elasticidade à tracção da matriz
E_r	- módulo de elasticidade à tracção da resina
E_s	- módulo de elasticidade do aço
E_{sec}	- módulo de elasticidade secante do betão
F	- força horizontal
F_m	- valor médio da força
F_y	- força horizontal na cedência
K_0	- rigidez inicial
K_e	- coeficiente de eficácia do confinamento
K_{eff}	- rigidez efectiva
L	- altura total do pilar
L_t	- altura total do pilar incluindo troço da rótula plástica que entra na fundação
M	- momento
M_u	- momento na secção crítica
M_y	- momento de cedência
M_n	- momento nominal de cedência
N	- esforço normal
RDI	- índice de deformação residual
V_{conf}	- volume do sistema de confinamento
V_{fib}	- fracção volumétrica de fibras
V_r	- fracção volumétrica da matriz
V_o	- volume do núcleo de betão confinado
W_{acum}	- energia dissipada acumulada por ciclo
W_d	- energia dissipada em cada ciclo ou amortecimento histerético
W_s	- energia de deformação elástica

c	- coesão
d	- diâmetro do núcleo de betão confinado, medido em relação à linha média do sistema de confinamento
d_0	- deslocamento de referência
d_{be}	- diâmetro da armadura longitudinal
d_s	- diâmetro do núcleo de betão confinado, medido em relação ao eixo das armaduras transversais
f_c	- tensão de compressão do betão
f_{cc}	- tensão máxima de compressão do betão confinado
f_{cd}	- valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{conf}	- tensão de tracção do sistema de confinamento
$f_{c,cub}$	- tensão de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
f_{ck}	- tensão característica de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
f_{cm}	- valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
$f_{cm,cub}$	- valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
$f_{cm,t}$	- valor médio da tensão de rotura à compressão do betão aos t dias
$f_{ct,fl}$	- valor médio da tensão de rotura à tracção por flexão do betão
f_{ctk}	- valor característico da tensão de rotura à tracção do betão
f_{ctm}	- valor médio da tensão de rotura à tracção do betão
f_{c0}	- tensão máxima de compressão do betão não confinado
f_f, f_{fu}	- tensão de rotura à tracção do FRP
f_{fib}	- tensão de rotura à tracção das fibras
f_{fm}	- valor médio da tensão de rotura do FRP
f_{fu}	- tensão de rotura à tracção do FRP
f_j	- tensão de tracção do colete de FRP
f_l	- tensão lateral de confinamento
$f_{l,ef}$	- tensão lateral efectiva de confinamento
$f_{l,eq}$	- tensão lateral equivalente de confinamento
f_m	- tensão de rotura à tracção da matriz
f_{pc}	- tensão de rotura à compressão do betão polimérico
f_{pct}	- tensão de rotura à tracção do betão polimérico
f_{pctm}	- valor médio da tensão de rotura à tracção do betão polimérico
f_r	- tensão de rotura à tracção da resina
f_{su}	- tensão de rotura do aço
f_{sum}	- valor médio da tensão de rotura do aço
f_{sy}	- tensão de cedência do aço
f_{syd}	- valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{sym}	- valor médio da tensão de cedência do aço
f_t	- tensão máxima no aço
f_y	- tensão de cedência do aço
$f_{0,2m}$	- valor médio da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%

h	- altura da coluna
k_e	- coeficiente de eficácia do confinamento
l_p	- comprimento da rótula plástica
n_K	- rigidez efectiva normalizada
n_{sl}	- número de varões longitudinais
s	- espaçamento das armaduras transversais
s'	- espaçamento livre das armaduras transversais
t	- espessura, tempo
t_{fib}	- espessura das fibras (manta, tecido, etc.)
t_{FRP}	- espessura do FRP
t_j	- espessura do colete de FRP

Notações Escalares Gregas

α	- coeficiente de eficácia do confinamento
γ	- peso volúmico do betão
γ_c	- coeficiente de segurança do betão
γ_s	- coeficiente de segurança do aço
δ	- deslocamento, deslocamento horizontal
δ_f	- deslocamento do FRP
δ_R	- deslocamento da resina
δ_r	- deformação lateral permanente
δ_t	- deslocamento total
δ'_y	- deslocamento no início da cedência
ε	- extensão
ε_{AN}	- extensão no aço, lado Norte
ε_{AS}	- extensão no aço, lado Sul
ε_{BN}	- extensão no betão, lado Norte
ε_{BS}	- extensão no betão, lado Sul
ε_c	- extensão axial de compressão do betão
ε_{cc}	- extensão axial do betão correspondente à tensão máxima de compressão do betão confinado (f_{cc})
$\varepsilon_{c0}, \varepsilon_{c1}$	- extensão axial do betão correspondente à tensão máxima de compressão do betão não confinado f_{c0}, f_{cm}
ε_{fm}	- valor médio da extensão de rotura à tracção do FRP
ε_{fu}	- extensão de rotura à tracção do FRP
ε_j	- extensão de tracção do colete de FRP
ε_l	- extensão lateral de confinamento
ε_{mx}	- extensão máxima
ε_{md}	- extensão média

ε_{pc}	- extensão de rotura do betão polimérico
ε_r	- extensão de rotura da resina
ε_{rm}	- valor médio da extensão de rotura da resina
ε_{sh}	- extensão de endurecimento do aço
ε_{sr}	- extensão do aço na rotura
ε_{srm}	- valor médio da extensão do aço na rotura
ε_{su}	- extensão total no aço para a força máxima
ε_v	- extensão volumétrica
ε_y	- extensão de cedência no aço
θ	- ângulo entre a orientação principal das fibras e o eixo longitudinal do elemento estrutural
θ_p	- rotação plástica
μ_φ	- coeficiente de ductilidade em curvatura
μ_Δ	- coeficiente de ductilidade em deslocamento
$\mu_{d,rot}$	- deslocamento normalizado na rotura
$\mu_{d,Fmax}$	- deslocamento normalizado para a força máxima
$\mu_{F,rot}$	- força normalizada na rotura
$\mu_{F,max}$	- força normalizada para a força máxima
ν	- esforço normal reduzido
ξ_{eq}	- taxa de amortecimento viscoso equivalente
ρ_{conf}	- relação volumétrica do confinamento
ρ_f	- relação volumétrica do FRP de confinamento
ρ_{sc}	- percentagem de armaduras longitudinais em relação à área da secção de betão confinado
ρ_s	- percentagem de armaduras longitudinais em relação à área total da secção de betão
ρ_{sw}	- relação volumétrica de armaduras transversais
σ	- tensão
σ_c	- tensão de compressão no betão
σ_l	- tensão lateral efectiva (de confinamento)
σ_s	- tensão de tracção na armadura
τ	- tensão de aderência
ϕ	- ângulo de atrito interno do material
$\varnothing$	- diâmetro da armadura
φ	- curvatura
φ_{lp}	- curvatura no topo da rótula plástica
φ_u	- curvatura na secção crítica
φ_y	- curvatura de cedência
ω_j	- percentagem mecânica volumétrica do colete de FRP
ω_w	- percentagem mecânica volumétrica de armaduras transversais

Capítulo 1

Introdução

Este relatório tem por objectivo apresentar os resultados do estudo do comportamento de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos sujeitos a acções cíclicas sob carga vertical constante. Neste estudo foi concebida uma série de dez pilares de betão armado de secção circular com 250 mm de diâmetro e 1500 mm de altura sobre uma base de $1200 \times 600 \times 500 \text{ mm}^3$.

Os pilares começaram a ser ensaiados em Fevereiro de 2003 e terminaram no início de Agosto do mesmo ano no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Nova de Lisboa. Apesar do período relativamente curto em que se realizaram os ensaios, a preparação dos modelos e a aquisição de materiais e dos equipamentos demorou cerca de dois anos e incluiu a aquisição de actuador mecânico, equipamentos hidráulicos, pórticos e peças metálicas, equipamento de aquisição de dados, células de carga, transdutores de deslocamentos, extensómetros, varões de pré-esforço, armaduras ordinárias e sistema de cofragem .

Inicia-se este relatório pela apresentação dos modelos estudados, a descrição da preparação efectuada e do sistema de ensaio e instrumentação utilizados. Seguidamente descrevem-se os ensaios realizados e apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos, quer em termos das diversas grandezas analisadas, quer em termos globais.

No anexo A apresentam-se os diagramas com as extensões nas armaduras longitudinais dos pilares P1 a P10, no Anexo B os diagramas com as extensões nas cintas dos pilares e no Anexo B os diagramas das extensões nas secções 1, 2 e 3 dos pilares P1 a P10.

Capítulo 2

Apresentação dos Modelos

Concepção dos modelos e parâmetros analisados

Conceberam-se dez modelos reduzidos de pilares de betão armado com o objectivo de estudar o seu comportamento sob acções cíclicas quando reforçados com materiais compósitos. Optou-se por manter as dimensões dos pilares (1500 mm de altura por 250 mm de diâmetro), as armaduras longitudinais (6Ø12), as armaduras transversais (cintas Ø6//0,15), o tipo de betão ($f_{cm}=33$ MPa) e o esforço normal reduzido igual a 0,5 (N=400kN), por forma a poder comparar os diversos tipos de reforços utilizados. Variaram-se, assim, os seguintes parâmetros:

- Reforço ou não do pilar;
- Tipo de reforço (GFRP, CFRP, betão polimérico);
- Número de camadas de FRP do colete;
- Rigidez do colete ao longo da altura do pilar, incluindo colocação do colete só na zona da rótula plástica;
- Nível de esforço axial (1N; 1,5N e 2N) correspondendo a um esforço normal reduzido de $\nu = 0,5; 0,75; 1,0$.
- Colocação ou não de junta entre a base do pilar e o início do colete;
- Pré-fendilhação ou não do pilar antes da aplicação do reforço;
- Reforço longitudinal com FRP.

Estudou-se a influência destes parâmetros em diversas grandezas associadas ao comportamento dos pilares:

- Capacidade resistente (força horizontal, momento na base);
- Ductilidade ($\mu_\delta; \mu_\varphi$);

- Extensões no betão ($\varepsilon_c; \varepsilon_{BN,1}; \varepsilon_{BS,1}$);
- Extensões no aço ($\varepsilon_s; \varepsilon_{AN,1}; \varepsilon_{AS,1}$);
- Extensões no FRP (ε_ℓ);
- Dissipação de energia ($W_d; W_{acum}$)
- Taxa de amortecimento viscoso equivalente (ξ_{eq});
- Índice de deformação residual (RDI);
- Rigidez efectiva normalizada (n_K).

Os materiais utilizados foram caracterizados no relatório UNIC-DTC2 e correspondem, para além do aço, ao betão tipo BB, aos sistemas compósitos de FRP *MBrace C1-30* e *Tyfo SEH-51*, aplicados respectivamente com as resinas *MBrace Saturante* e *Tyfo S Epoxy*. Utilizaram-se igualmente betões poliméricos no reforço da zona da rótula plástica do pilar P2R, tendo-se optado pela formulação A desenvolvida pelo INEGI. No reforço da sapata do pilar P10 optou-se pela formulação D baseada na resina *Icosit KC 220/60* da Sika.

Como já se referiu, adoptou-se para dimensionamento do esforço normal a aplicar ao pilar um esforço normal reduzido de $\nu = N/(A_c \times f_{cd}) = 0,5$. À data do início dos ensaios a resistência média do betão à compressão (f_{cm}) era de 33 MPa, de onde resulta um valor característico (f_{ck}) de 25 MPa e, conseqüentemente, um valor de cálculo (f_{cd}) de 16,7 MPa. Daí resultou um esforço normal (N) a aplicar ao pilar de 409 kN, tendo-se optado, por simplificação, por considerar $N = 400$ kN. O aumento de ν para 0,75 ou 1,0 corresponde a um esforço normal de 600 kN e 800 kN, respectivamente. Em termos de literatura [4] é usual a consideração de um outro parâmetro que corresponde à percentagem de esforço normal, $\rho_N = N/(A_c \times f_{cm})$, o qual depende da resistência média do betão à compressão (f_{cm}) e não da resistência de cálculo do betão (f_{cd}). No caso deste estudo os valores de ρ_N são, assim, de 0,25; 0,375 e 0,50 e correspondem, tal como se pretendia, a valores relativamente altos deste parâmetro quando comparados com a maioria dos ensaios realizados em laboratório.

Apresentam-se na Tabela 2.1 as características dos pilares, o tipo de reforço e os parâmetros variados e na Figura 2.1 um esquema ilustrativo correspondente.

A carga vertical aplicada na maioria dos pilares foi de 400 kN (N), exceptuando o pilar P5 em que esta foi de 600 kN ($1,5 \times N$) e o pilar P10 em que essa carga foi aumentada para 800 kN ($2 \times N$).

O Pilar P1 corresponde ao modelo de referência não reforçado. Os pilares P2 e P3 foram inicialmente pré-fissurados com a imposição de uma história de deslocamentos horizontais até ± 20 mm (Δ_y) e posteriormente reforçados e ensaiados. Os pilares P2R e P3R resultam, assim, do reforço dos pilares P2 e P3, respectivamente.

Após a pré-fendilhação o pilar P2 foi totalmente descarregado, tendo-se procedido ao descasque de uma camada de betão junto à sua base, numa altura correspondente a duas vezes o seu diâmetro (500 mm) e numa espessura de 30 a 40 mm ao longo

do seu perímetro. Posteriormente, esta zona foi preenchida com betão polimérico e o pilar foi novamente ensaiado com a designação P2R. O objectivo desta solução foi substituir o betão na zona da rótula plástica por um material (betão polimérico) com uma resistência à compressão bastante superior (92,5 a 116,4 MPa). A substituição do betão numa camada de pequena espessura teve como objectivo: i) não afectar a secção do pilar em mais de 50% da sua área (garantindo-se na aplicação em obra que parte da carga permanente poderia continuar a ser absorvida pelo núcleo de betão) ii) permitir o envolvimento das cintas metálicas e de parte dos varões longitudinais com betão polimérico (garantindo ligação às armaduras transversais e longitudinais).

Após a pré-fendilhação o pilar P3 foi totalmente descarregado, tendo-se optado pelo não preenchimento das fendas por dois motivos: o primeiro resulta do facto de as fendas terem parcialmente fechado quando o pilar voltou à posição inicial e o segundo prende-se com o facto de se querer observar se a pré-fendilhação teria influência significativa no comportamento de um pilar reforçado. Após a preparação da superfície, o pilar foi encamisado junto à base, com 2 CFRP numa altura correspondente a uma vez e meia o diâmetro do pilar (375 mm) e uma camada de CFRP na altura restante. Posteriormente, o pilar foi ensaiado com a designação P3R.

O pilar P4 foi encamisado com duas camadas de CFRP entre os 25 e os 400 mm de altura, optando-se, ao contrário do realizado no pilar P3R, por não proceder ao encamisamento na parte superior do pilar. Entre a base do pilar e o início do colete foi deixada uma junta de 25 mm. Esta técnica é sugerida por diversos autores como Priestley et al. [5] e aplicada no encamisamento com coletes metálicos com o objectivo de permitir a rotação do pilar na base e evitar a encurvadura do colete metálico, permitindo, desta forma, que a ductilidade aumente conforme pretendido e que a rotura do pilar continue a ser controlada por flexão. Saliente-se, contudo, que esta opção é baseada em ensaios realizados em modelos de pilares de pontes cuja espessura do colete é por vezes superior a 10 mm. Com o ensaio do pilar P4 pretendia-se analisar o seu comportamento face a outro pilar encamisado de forma quase idêntica mas com duas camadas de GFRP (P8) e a outros pilares, como o P7 ou o P3R, em que o encamisamento foi efectuado em toda a altura do pilar.

Como se referiu, o pilar P8 foi encamisado com duas camadas de GFRP em 375 mm de altura acima da base do pilar, não se tendo, neste caso, deixado qualquer junta entre a base e o início do colete.

No pilar P7 foi aplicado um colete de duas camadas de CFRP em toda a altura. Nos pilares P6 e P10 aumentou-se para quatro o número de camadas do colete de CFRP até 375 mm de altura, mantendo-se as duas camadas na altura restante do pilar. O esquema de encamisamento do pilar P5 foi idêntico ao efectuado no pilar P3R, com duas camadas até 375 mm de altura e uma camada na altura restante.

O pilar P9 corresponde a uma solução em que o colete vai gradualmente diminuindo de espessura. Assim, foi colocado um primeiro colete com três camadas de CFRP, numa altura de 100 mm, acima do qual se colocou um outro com duas camadas até à altura de 375 mm. Por fim aplicou-se um colete com uma camada de CFRP na altura restante do pilar. Foi realizado igualmente um reforço longitudinal com três camadas de CFRP com 50 mm de largura útil dispostas no sentido longitudinal das

Modelo	Dimensões	Armaduras	Tipo de Reforço	N (kN)
P1	250 mm × 1500 mm	612 + cintas 6//0,15	–	400
P2			–	400
P2R			Betão polimérico em $2 \times D$	400
P3			–	400
P3R			2 CFRP em $1,5 \times D$ + 1 CFRP até L	400
P4			Junta de 25mm + 2 CFRP em $1,5 \times D$	400
P5			2 CFRP em $1,5 \times D$ + 1 CFRP até L	600
P6			4 CFRP em $1,5 \times D$ + 2 CFRP até L	400
P7			2 CFRP em L	400
P8			2 GFRP em $1,5 \times D$	400
P9			4 CFRP em 100mm + 2 CFRP até $1,5 \times D$ + 1 CFRP até L e 3 CFRP Long. c/50 mm	400
P10			4 CFRP em $1,5 \times D$ + 2 CFRP até L	800

Tabela 2.1: Características dos pilares ensaiados

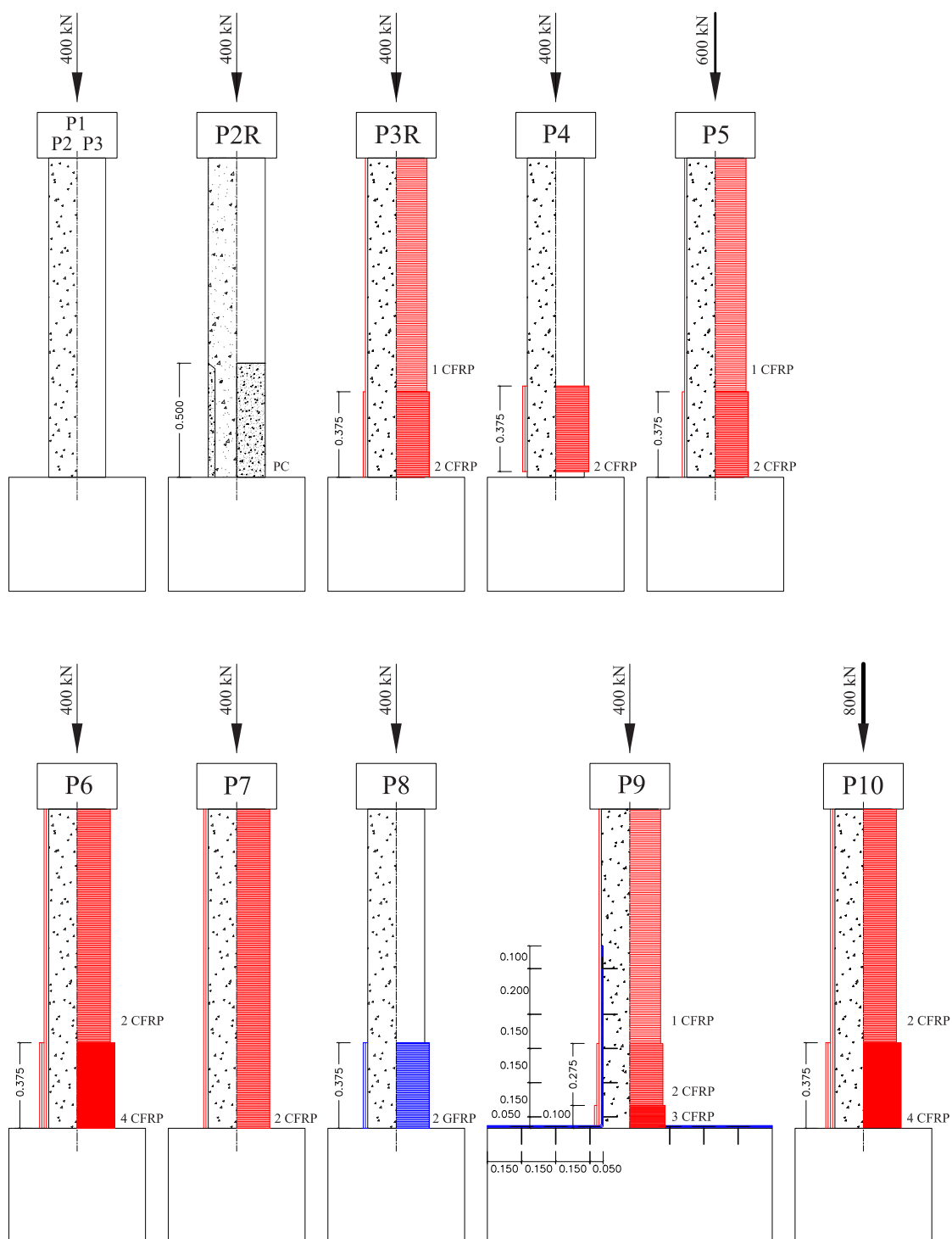


Figura 2.1: Esquema ilustrativo das características dos pilares ensaiados

armaduras nas faces Norte e Sul do pilar. Estas faixas foram ancoradas no topo da sapata utilizando buchas de CFRP [2], de acordo com o esquema da Figura 2.1.

Capítulo 3

Preparação dos Modelos

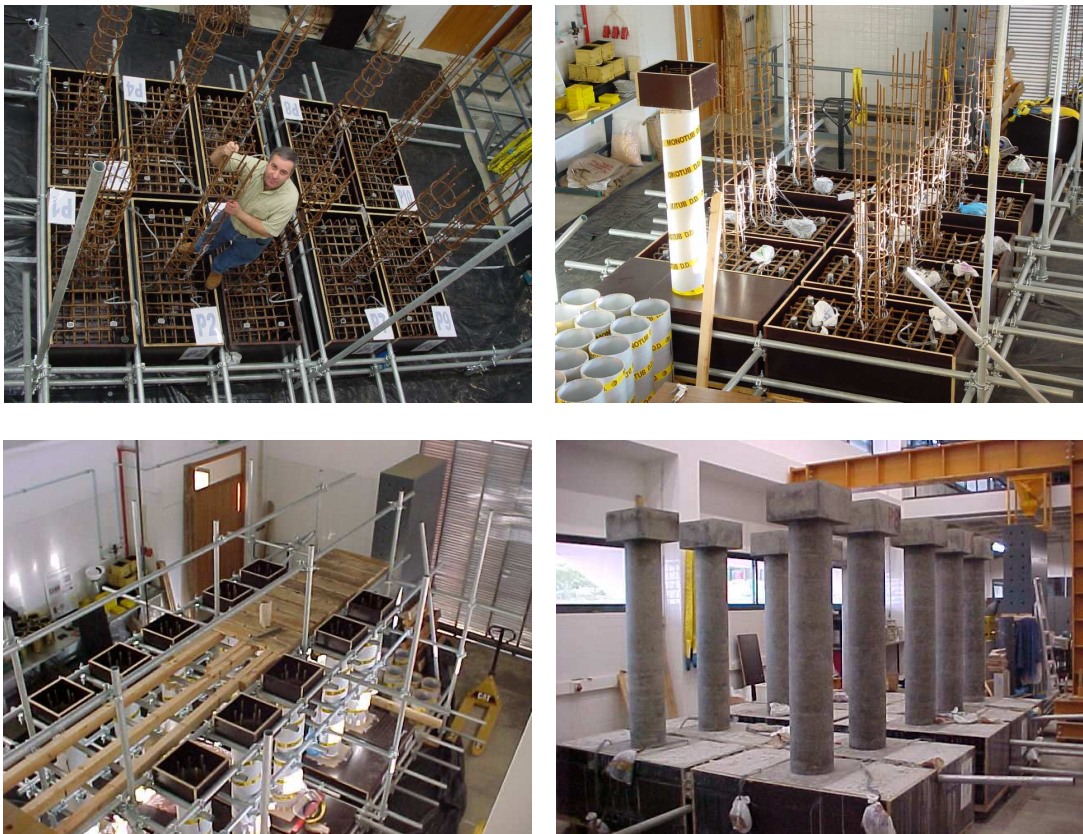


Figura 3.1: Execução da cofragem e descofragem dos pilares P1 a P10

Os trabalhos de preparação dos modelos iniciaram-se com a execução das armaduras, cuja pormenorização se indica na Figura 4.6, e posterior colocação de extensómetros. A pormenorização das armaduras é idêntica em todos os modelos, sendo na zona dos pilares (1500 mm de altura por 250 mm de diâmetro) constituída por 6Ø12 como armadura longitudinal e cintas Ø6/0,15 como armadura transversal.

Na Figura 4.4 é possível observar diversos pormenores das armaduras, bem como a localização de alguns extensómetros.

Atendendo a que se pretendia que os modelos de betão armado fossem todos idênticos antes da aplicação do reforço, optou-se, por uma questão de controlo de qualidade, por realizar a preparação, a cofragem e a betonagem no interior do laboratório. Na preparação das armaduras foi dada especial atenção ao recobrimento pretendido de um centímetro, ao posicionamento das armaduras longitudinais e ao afastamento das cintas. Na preparação da cofragem o nivelamento dos modelos foi bastante cuidado. A betonagem das fundações e dos pilares foi realizada de uma só vez e em conjunto com as colunas da segunda série.

Após a betonagem, a cura e a descofragem foi necessário regularizar o topo dos pilares por forma a garantir uma superfície plana e nivelada. Posteriormente procedeu-se, no caso dos pilares que iam ser reforçados, à preparação da sua superfície e à aplicação do colete de FRP de forma semelhante à já descrita no relatório UNIC-DTC3 para as colunas da segunda série, visto que as técnicas e os materiais utilizados foram os mesmos.

Capítulo 4

Sistema de Ensaio e Instrumentação

4.1 Sistema de ensaio

Os modelos foram ensaiados no Laboratório de Estruturas Pesadas da UNL, o qual dispõe de duas paredes de reação com 2,80 m de altura e de um *strong floor* com 0,60 m de espessura com uma furação afastada de 1,00 m, o que permitia a realização destes ensaios.

O sistema de ensaio foi concebido tendo em consideração as características do laboratório e o tipo de ensaio a realizar. Conforme se pode observar nas Figuras 4.2 e 4.3 o sistema era constituído, em termos gerais, por um actuador mecânico de parafuso com capacidade para aplicação de cargas horizontais de ± 500 kN ou de deslocamentos até 400 mm (± 200 mm). O deslocamento aplicado pelo actuador era transmitido ao pilar através de um conjunto de peças metálicas rotuladas, entre as quais se encontrava uma célula de carga (TML TCLP-20B) com capacidade de ± 200 kN e que permitia medir a carga horizontal aplicada. O modelo encontrava-se fixo ao *strong floor* através de quatro varões de pré-esforço.

O sistema de aplicação da carga vertical foi condicionado pelo nível de carga axial que se pretendia aplicar (400, 600 ou 800 kN), o que condicionou o diâmetro dos varões de pré-esforço (200 a 400 kN em cada varão), a dimensão das rótulas e os cilindros hidráulicos utilizados. Face às condicionantes apresentadas optou-se por conceber o sistema conforme se ilustra nas Figuras 4.2 e 4.3. Contudo, esta solução em que o centro da rótula se encontrava 400 mm abaixo da base do pilar apresenta, em especial para grandes deslocamentos, o inconveniente de o eixo de aplicação da carga vertical não ser coincidente com o eixo do pilar. Torna-se, assim, necessário corrigir os momentos aplicados na base do pilar por forma a ter em consideração esta excentricidade (que é função do deslocamento horizontal no topo do pilar).

Em todos os modelos, à excepção do P10, o sistema vertical de aplicação de carga é, assim, constituído por dois varões de pré-esforço, rotulados na fundação do pilar e ligados no seu topo através de um conjunto de peças metálicas fixas no cabeçote do pilar. Ao se traccionar os varões através de dois cilindros hidráulicos (*Enerpac* RRH307) produz-se o esforço axial pretendido no pilar, o qual se mantém estável durante a aplicação dos deslocamentos horizontais devido à utilização da



Figura 4.1: Bomba hidráulica, actuador mecânico de parafuso e mesa de comando

bomba hidráulica (*Enerpac GPEW 2020 WSN*) com função de *load maintainer*. Para medir a carga vertical aplicada foram colocadas duas células de carga (*Microtest MT KCM/300*) de 300 kN entre o êmbolo do cilindro e a ancoragem dos varões de pré-esforço.

Os dois cilindros RRH307 podem aplicar uma carga máxima de 652 kN, pelo que, para aplicar os 800 kN pretendidos no pilar P10, foi necessário substituir estes dois cilindros e as duas células de carga por um único cilindro de maior capacidade. Uma vez que não se dispunha de uma célula de carga com capacidade para medir valores da ordem de 800kN, optou-se por instrumentar os varões de pré-esforço com extensómetros obtendo-se, desta forma, o valor da carga vertical aplicada em cada varão.

Na Figura 4.1 é possível observar a bomba hidráulica, o actuador mecânico de parafuso e a mesa de comando do ensaio com a consola de comando do actuador, o data logger, o computador portátil e os interfaces de ligação dos transdutores e extensómetros ao data logger.



A



B



C



D

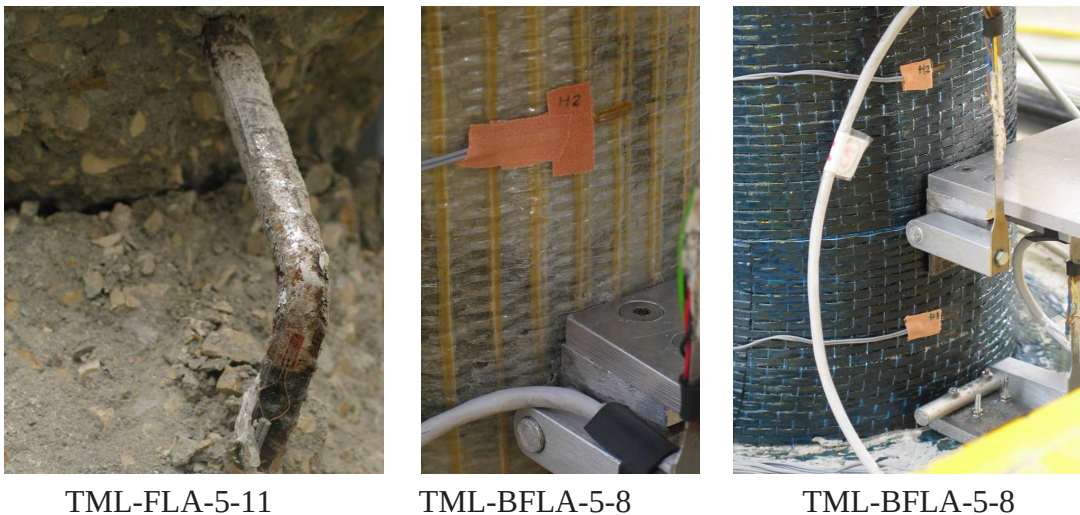
Figura 4.3: Pormenores de algumas variações efectuadas no sistema de ensaio

4.2 Instrumentação e aquisição de dados

A instrumentação realizada foi semelhante em todos os pilares e teve por objectivo obter ao longo do ensaio os valores da força horizontal e vertical, os deslocamentos horizontais no topo do pilar e na zona da rótula plástica, a rotação da secção em diversas secções junto à base do pilar e as extensões no aço, no betão e no FRP. Na Figura 4.6 é possível observar os pormenores da localização das armaduras e da instrumentação dos pilares.



Figura 4.4: Pormenores das armaduras e da respectiva colocação dos extensómetros



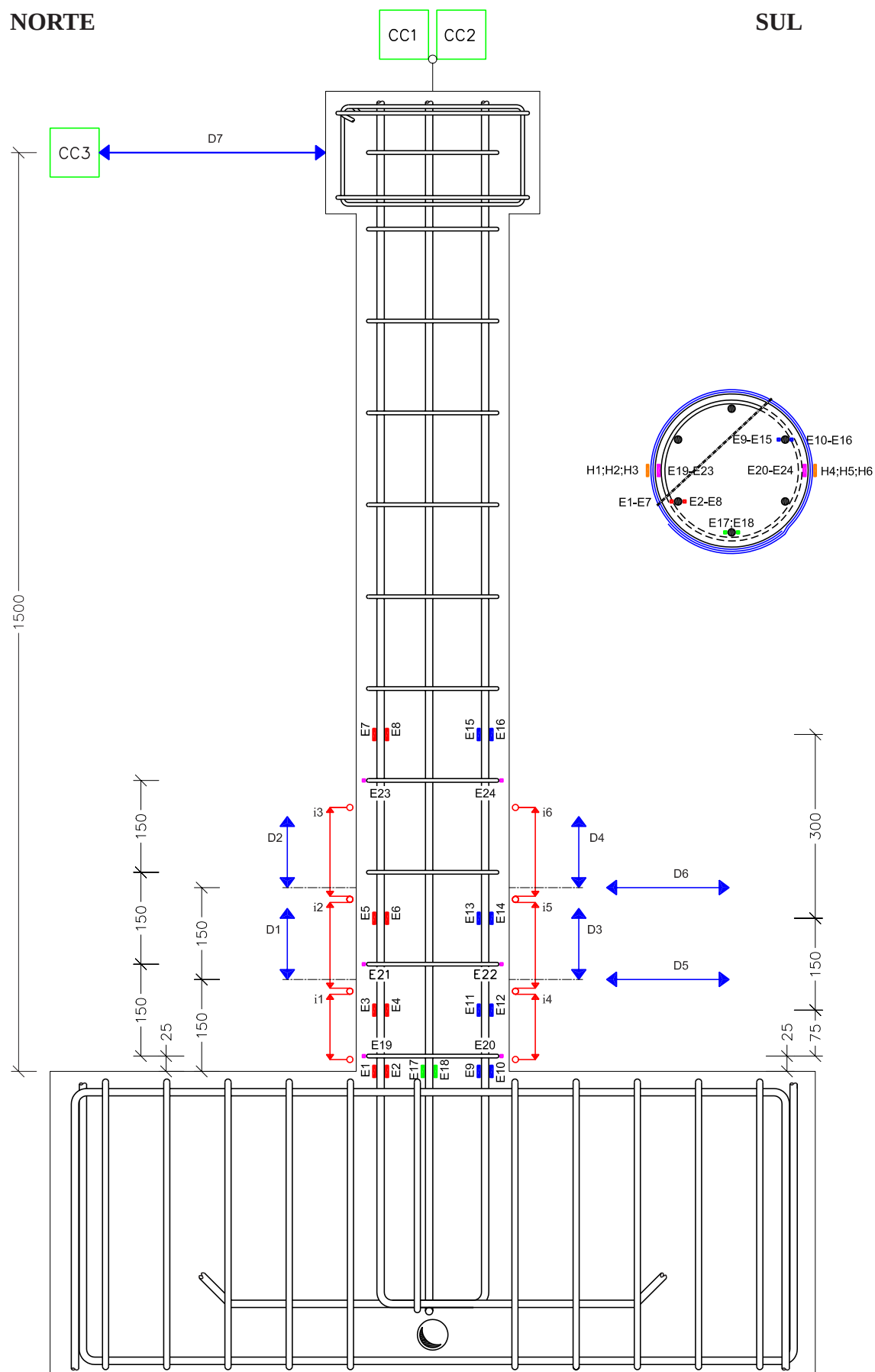
TML-FLA-5-11

TML-BFLA-5-8

TML-BFLA-5-8

Figura 4.5: Pormenores dos extensómetros colocados nos varões de aço e nos coletes de GFRP e CFRP

Após a execução das armaduras foram colocados extensómetros eléctricos de resistência (TML-FLA-5-11) em alguns varões verticais e em algumas cintas. Nos varões verticais colocaram-se dezoito extensómetros, dois a dois, em quatro níveis



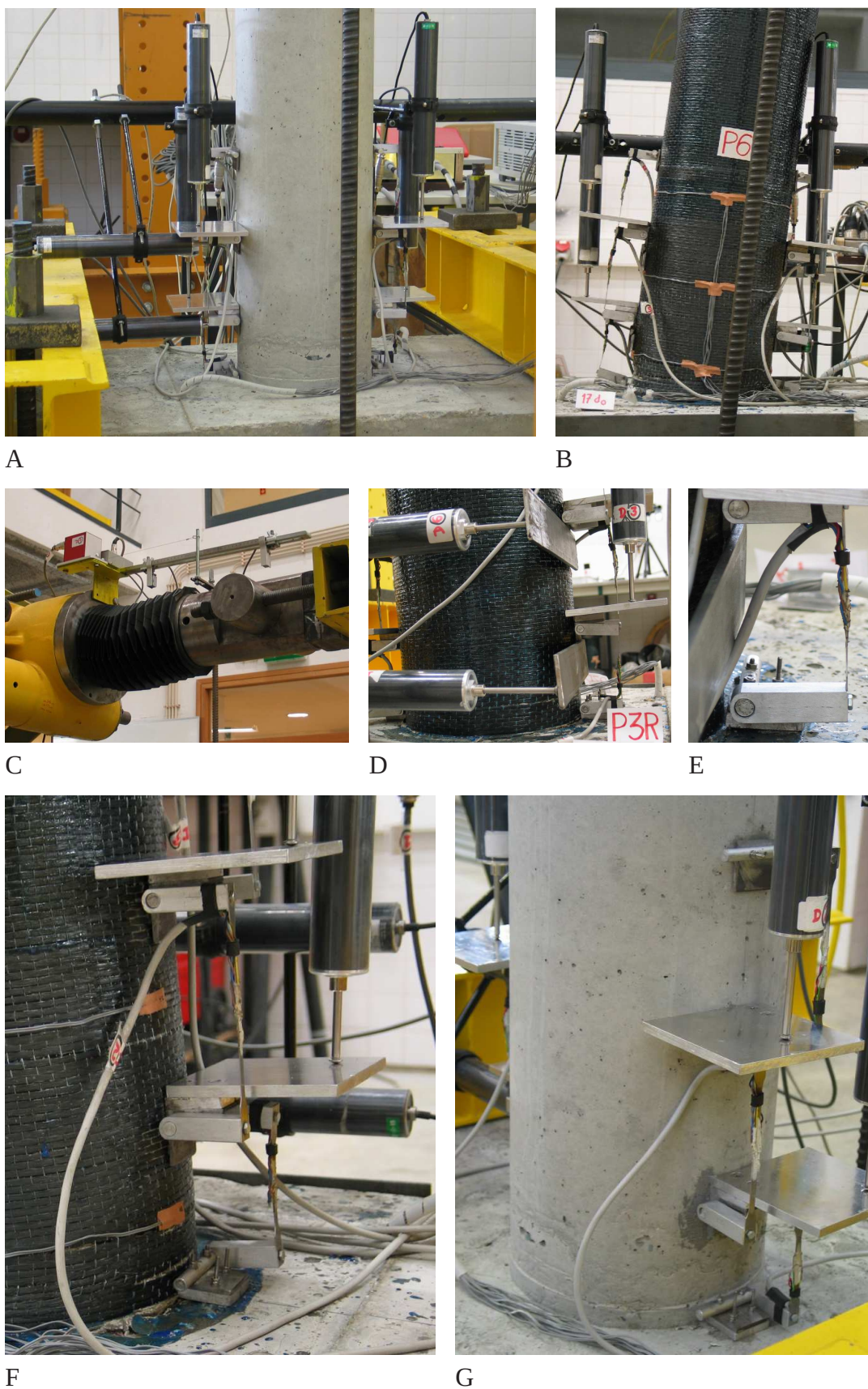


Figura 4.7: Vista geral da instrumentação no início e durante um ensaio e pormenores dos diversos transdutores de deslocamentos utilizados

de altura (0; 100; 250 e 550 mm) situados entre as cintas. Assim, foram colocados oito extensômetros num varão do lado Norte (E1 a E8) e outros oito num varão do lado Sul (E9 a E16). Num varão localizado na zona central da secção foram colocados ao nível da base do pilar outros dois extensômetros (E17 e E18). Nas cintas foram colocados seis extensômetros (E19 a E24): dois por cinta, um no lado Norte e outro no lado Sul, em três níveis de altura (25; 175 e 475 mm).

Antes da colagem dos extensômetros a superfície da armadura foi lixada localmente e, após a colagem, foi colocada uma camada de silicone em torno do extensômetro, de modo a garantir que estes não se danificavam durante a betonagem, conforme se pode observar na Figura 4.4.

No colete compósito de FRP foram colados seis extensômetros (TML-BFLA-5-8), três no lado Norte (H1 a H3) e três no lado Sul (H4 a H6), em três níveis de altura (50, 200 e 350 mm).

Conforme se referiu anteriormente, foram utilizadas três células de carga, uma para medir a força horizontal (CC3) e duas (CC1 e CC2) para medir as forças instaladas nos cabos de pré-esforço.

Em termos de transdutores de deslocamentos utilizaram-se três para medir os deslocamentos horizontais do pilar (D5, D6 e D7), Figura 4.7C e D, quatro para medir a rotação da secção (D1 a D4), Figura 4.7A e B, e mais seis (i1 a i6) para medir em alternativa a rotação em três secções, Figura 4.7B, E, F e G.

Os transdutores D1 a D6 (CDP100 da TML) tinham um curso de 100 mm e uma sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$. O transdutor de deslocamentos D7 dispunha de um curso de 500 mm e uma sensibilidade de $10 \times 10^{-6}/\text{mm}$. Relativamente aos transdutores de deslocamento i1 a i6, a amplitude de medida era de ± 20 mm (extensão entre 13% e 20%). Os transdutores i1 e i4 tinham um comprimento de referência de 100 mm e uma sensibilidade de $250 \times 10^{-6}/\text{mm}$, enquanto os transdutores i2, i3, i5 e i6, tinham um comprimento de referência de 150 mm e uma sensibilidade de $147 \times 10^{-6}/\text{mm}$.

O transdutor de deslocamentos, D7, foi inicialmente colocado no lado Sul, Figura 4.3A, B e C. Contudo, devido aos grandes deslocamentos observados no topo do pilar, optou-se por colocá-lo no lado Norte, por cima do actuador, Figura 4.7C.

Os transdutores de deslocamento D1 a D4 mediam o deslocamento vertical da secção, baseados em quatro pratos de alumínio fixos ao pilar através de varões roscados introduzidos em furos e colados com resina epoxídica de secagem rápida.

Os transdutores de deslocamento i1 a i3 no lado Norte e i4 a i6 no lado Sul mediam o deslocamento médio verificado entre duas secções, às quais se encontravam fixos através de dois apoios rotulados. Estes transdutores são uma adaptação do conceito apresentado por Gomes [3] para um transdutor similar.

Conforme se pode observar na Figura 4.7B, E, F e G este transdutor corresponde a um pequeno pórtico constituído por dois pilares rígidos em alumínio rotulados aos apoios que se encontram fixos ao pilar através de um varão roscado e por uma viga flexível em chapa de aço que é sujeita a flexão cilíndrica quando se altera a distância entre os apoios. A chapa de aço está instrumentada com quatro extensômetros colocados dois a dois em ambos os lados, a $\frac{1}{3}$ e $\frac{2}{3}$ de vão, os quais formam uma ponte completa de Wheatstone. Através da calibração inicial do sinal obtido em mV/V para o

leque de deslocamentos possíveis (± 20 mm) chega-se a um factor de conversão linear que transforma mV/V em milímetros. Obtém-se o deslocamento aplicando este factor de conversão ao sinal lido.

A calibração realizada previamente, bem como a comparação com os resultados obtidos com os transdutores de deslocamentos D1 a D4, permite constatar a grande fiabilidade e precisão destes transdutores.

A aquisição de dados foi realizada através de um Data logger Centipede 100 (UPM100) da HBM com capacidade para sessenta canais e de um computador portátil pentium IV a 2GHz. O software de aquisição de dados utilizado foi o Catman 4.0 da HBM. Dos sessenta canais disponíveis foram utilizados quarenta e seis, correspondendo a três células de carga, treze transdutores de deslocamentos e trinta extensómetros.

Capítulo 5

Procedimento de ensaio

5.1 Determinação do deslocamento de cedência

O deslocamento de referência (d_0) a aplicar em ensaios cíclicos corresponde normalmente ao deslocamento de cedência (Δ_y) observado num pilar de características idênticas e ensaiado monotonicamente.

O deslocamento de cedência (Δ_y) é um parâmetro importante na análise do comportamento dos pilares, em especial do coeficiente de ductilidade ($\mu_\Delta = \delta/\Delta_y$). Contudo, a sua determinação analítica é pouco rigorosa porque depende da resistência à tracção do betão e da deformabilidade dos diversos materiais [3], em especial em secções diferentes da rectangular.

Por estas razões recorre-se normalmente à sua determinação experimental. Na literatura [1, 3, 4, 6] são referidas diversas formas de determinar o deslocamento correspondente à cedência das armaduras em ensaios monotónicos.

Destaca-se, de entre estas, a recomendada pelo ECCS para estruturas metálicas, em que o deslocamento de cedência é determinado com base em ensaios monotónicos. Após a realização do ensaio é elaborado o diagrama força-deslocamento e determinado o módulo tangente da curva na origem (E_0) e o módulo tangente na rotura ($E_1=0,1 \times E_0$). A intersecção destas duas rectas, a primeira passando pelo ponto (0,0) e a segunda pelo ponto (F_{max}, δ_{max}), corresponde ao ponto de cedência (F_y, Δ_y).

Tal como referido por Gomes [3], considera-se este procedimento impraticável em estruturas de betão armado porque requer a utilização de um ou mesmo dois modelos (caso a estrutura não seja simétrica) destinados unicamente à determinação do deslocamento de cedência. Gomes [3] optou por comparar três métodos diferentes de determinação do Δ_y . No primeiro começou por fazer a determinação analítica do momento de cedência M_y e durante o ensaio aplicou forças que produziram momentos correspondentes a $0,6M_y$ e $0,75M_y$ na secção mais solicitada, medindo os deslocamentos correspondentes, $\delta_{0,6}$ e $\delta_{0,75}$. O deslocamento de cedência Δ_y foi determinado a partir da seguinte expressão:

$$\Delta_y = \delta_{0,75} + \frac{\delta_{0,75} - \delta_{0,60}}{0,6} \quad (5.1)$$

O segundo método utilizado por Gomes [3] consistiu em aplicar deslocamentos horizontais no topo do pilar até atingir o momento de cedência M_y e, desta forma, obter o deslocamento de cedência Δ_y . O terceiro método utilizado por Gomes [3] correspondeu à aplicação de deslocamentos horizontais no topo do pilar até que a deformação nas armaduras mais traccionadas fosse igual à deformação de cedência destas. De acordo com Gomes, observou-se uma boa coincidência entre os valores obtidos pelos três métodos.

O Caltrans [1] sugere outra forma de abordagem tendo em vista a bi-linearização do diagrama momento-curvatura correspondente à resposta do pilar. Assim, segundo este método é determinado um primeiro deslocamento correspondente à cedência das armaduras (δ'_y - deslocamento para a primeira cedência teórica), sendo o deslocamento de cedência Δ_y dado pela seguinte expressão :

$$\Delta_y = \frac{M_n}{M_y} \times \delta'_y \quad (5.2)$$

em que M_n corresponde ao momento que permite que a área abaixo do diagrama momento-curvatura idealizado (bi-linear) seja igual à área abaixo da curva de resposta do diagrama momento-curvatura do modelo ensaiado. Segundo Hose e Seible [4] o momento flector de cedência nominal M_n poderá ser estimado na secção crítica para $\varepsilon_c = 0,4\%$.

Pelo que se descreveu anteriormente, verifica-se que não existe uma grande uniformidade de métodos na determinação do deslocamento de cedência. O método proposto pelo ECCS destina-se essencialmente a estruturas metálicas; nos métodos utilizados por Gomes a cedência corresponde ao início da cedência das armaduras; no método apresentado pelo Caltrans o momento nominal encontra-se entre o momento de cedência e o momento na rotura e, consequentemente, o deslocamento de cedência será sempre maior que o deslocamento correspondente à cedência das armaduras.

A determinação da cedência associa-se normalmente à inflexão verificada no andamento das curvas força-deslocamento ou momento-curvatura em ensaios monotónicos. Essa inflexão é difícil de determinar com precisão em ensaios cíclicos ou no caso de o esforço normal reduzido ser elevado, uma vez que essa inflexão pode ocorrer devido à cedência das armaduras traccionadas ou das armaduras comprimidas ou ser consequência do descasque do betão provocado pela rotura do betão de recobrimento.

Para a determinação do deslocamento de cedência do pilar P1 aplicaram-se ciclos de deslocamentos de ± 3 mm, ± 6 mm, ± 10 mm, ± 15 mm e ± 20 mm, tendo-se detectado através da leitura dos extensómetros (E1+E2 ou E9+E10) que a cedência das armaduras ocorreu para um deslocamento $\Delta_y = \pm 20$ mm. Nos restantes pilares aplicou-se a história de deslocamentos descrita na secção seguinte (baseada no deslocamento de referência $d_0 = 10$ mm $= 0,5 \times \Delta_{y,P1}$), tendo-se determinado o deslocamento de cedência através da leitura dos extensómetros (E1+E2 ou E9+E10). Na Figura 9.1 (página 110) indicam-se os valores dos deslocamentos de cedência e na Figura 9.7 (página 114) os correspondentes valores das forças horizontais obtidas no ensaio dos pilares P1 a P10.

5.2 História de Carga

Como se referiu, o deslocamento de referência (d_0) a aplicar em ensaios cíclicos corresponde normalmente ao deslocamento de cedência (Δ_y) observado num pilar de características idênticas e ensaiado monotonicamente. No caso presente, pretendia-se aplicar uma história de carga idêntica em todos os modelos. Assim, e apesar de os pilares antes de reforçados serem geometricamente idênticos, considerou-se que o deslocamento de cedência não ia ser igual em todos os modelos por causa dos diferentes níveis de esforço axial e tipos de reforço aplicados. Deste modo, optou-se por aplicar um deslocamento de referência de $d_0 = 0,5 \times \Delta_y$ (do pilar P1) que, sendo igual para todos os modelos, poderia ser também um múltiplo comum dos deslocamentos de cedência de todos os pilares.

A história de carga adoptada no ensaio de cada pilar iniciava-se com a aplicação de uma carga vertical constante em função da solução de reforço (400, 600 ou 800kN), a que se seguiam séries de três ciclos de deslocamentos múltiplos do deslocamento de referência (d_0) até ao fim do ensaio. Terminou-se o ensaio sempre que a força horizontal atingiu valores inferiores a 50% da força máxima ou em caso de colapso do pilar.

No pilar P1, após a realização dos referidos ciclos para determinação do deslocamento de cedência, colocou-se o pilar na posição inicial e aplicaram-se séries de três ciclos de deslocamentos múltiplos do deslocamento de referência ($1,0d_0$; $1,5d_0$; $2,0d_0$; $3,0d_0$; $4,0d_0$; ...; nd_0) até ao fim do ensaio. Procedimento idêntico foi seguido nos restantes pilares.

Na Figura 5.1 indica-se a história de deslocamentos impostos aos pilares P1 a P10 ao longo do ensaio. Na Figura 5.2 apresentam-se os diagramas correspondentes ao esforço normal aplicado aos pilares P1 a P10.

5.3 Critério de Rotura

Em todos os modelos ensaiados estabeleceu-se como critério de rotura o momento em que a força atingiu 85% da força máxima ocorrida até então no ensaio. Os valores considerados para a rotura correspondem aos valores obtidos no ciclo imediatamente anterior àquele em que foi ultrapassado o valor de 0,85 da força máxima, seja na direcção Norte ou Sul. Em todos os modelos continuaram-se os ensaios numa fase de pós-rotura por forma a avaliar o comportamento dos pilares reforçados.

Na Figura 5.3 apresentam-se os diagramas com os valores obtidos para a força horizontal ao longo do ensaio nos pilares P1 a P10.

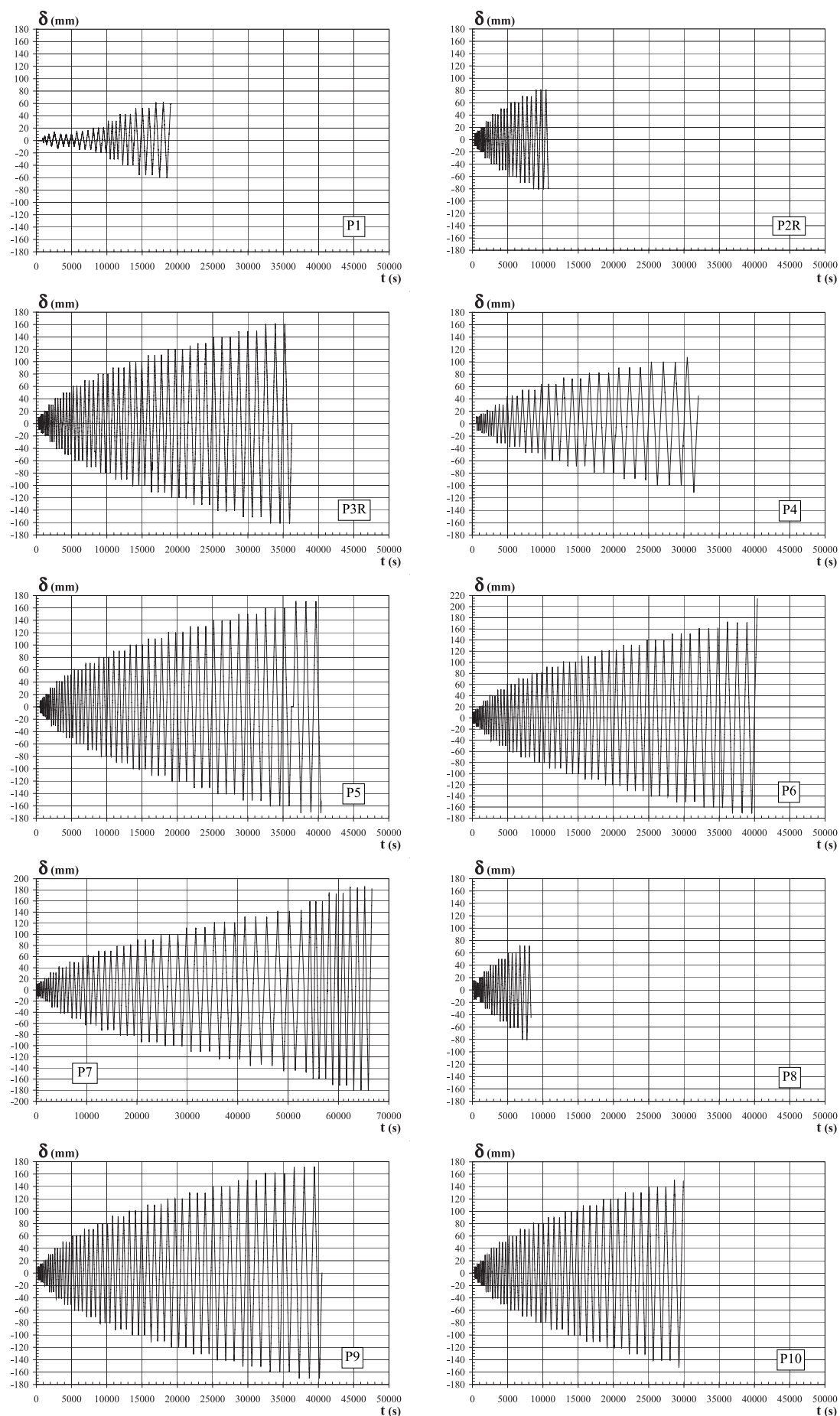


Figura 5.1: Deslocamento horizontal imposto ao longo do tempo aos pilares P1 a P10

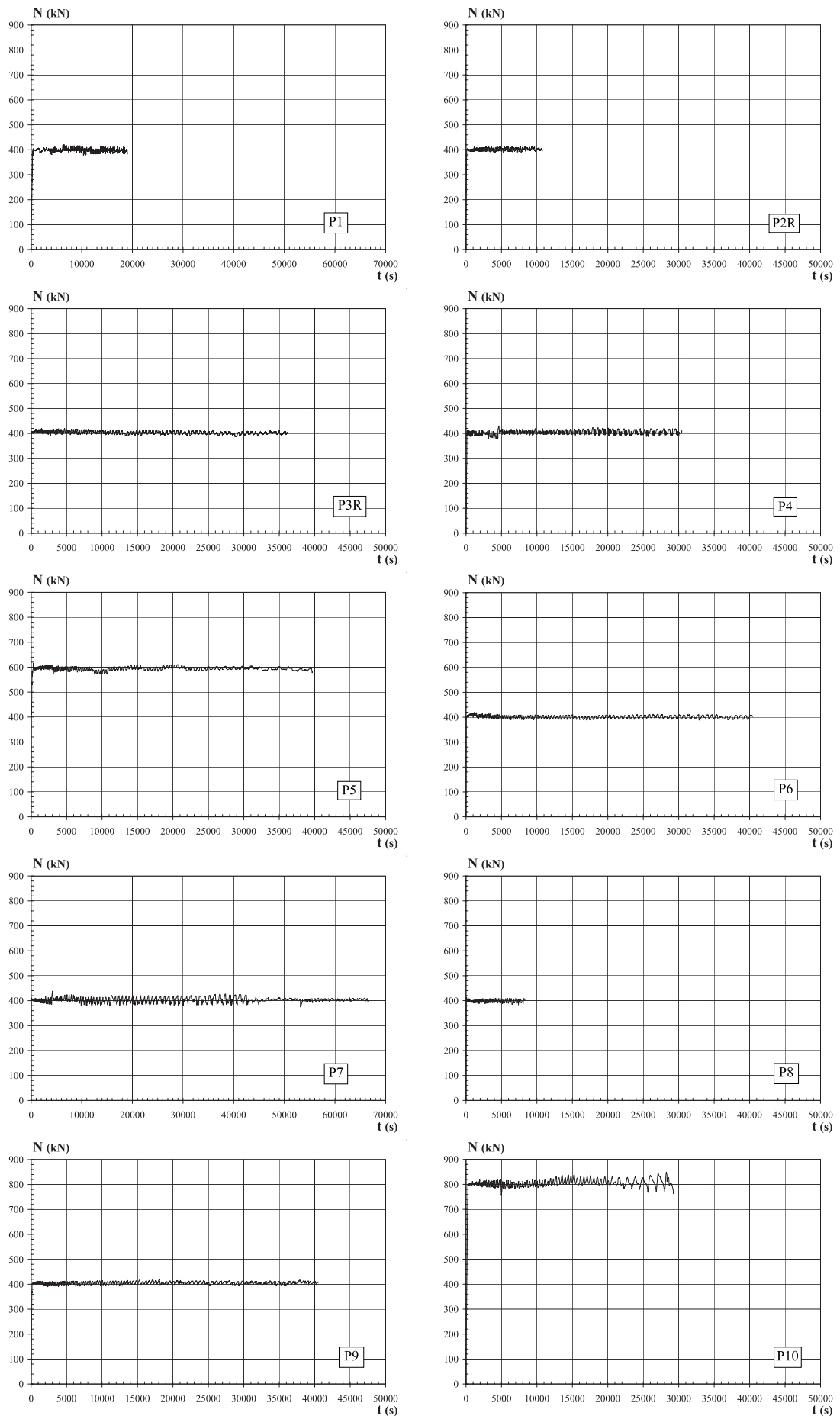


Figura 5.2: Esforço normal aplicado ao longo do tempo aos pilares P1 a P10

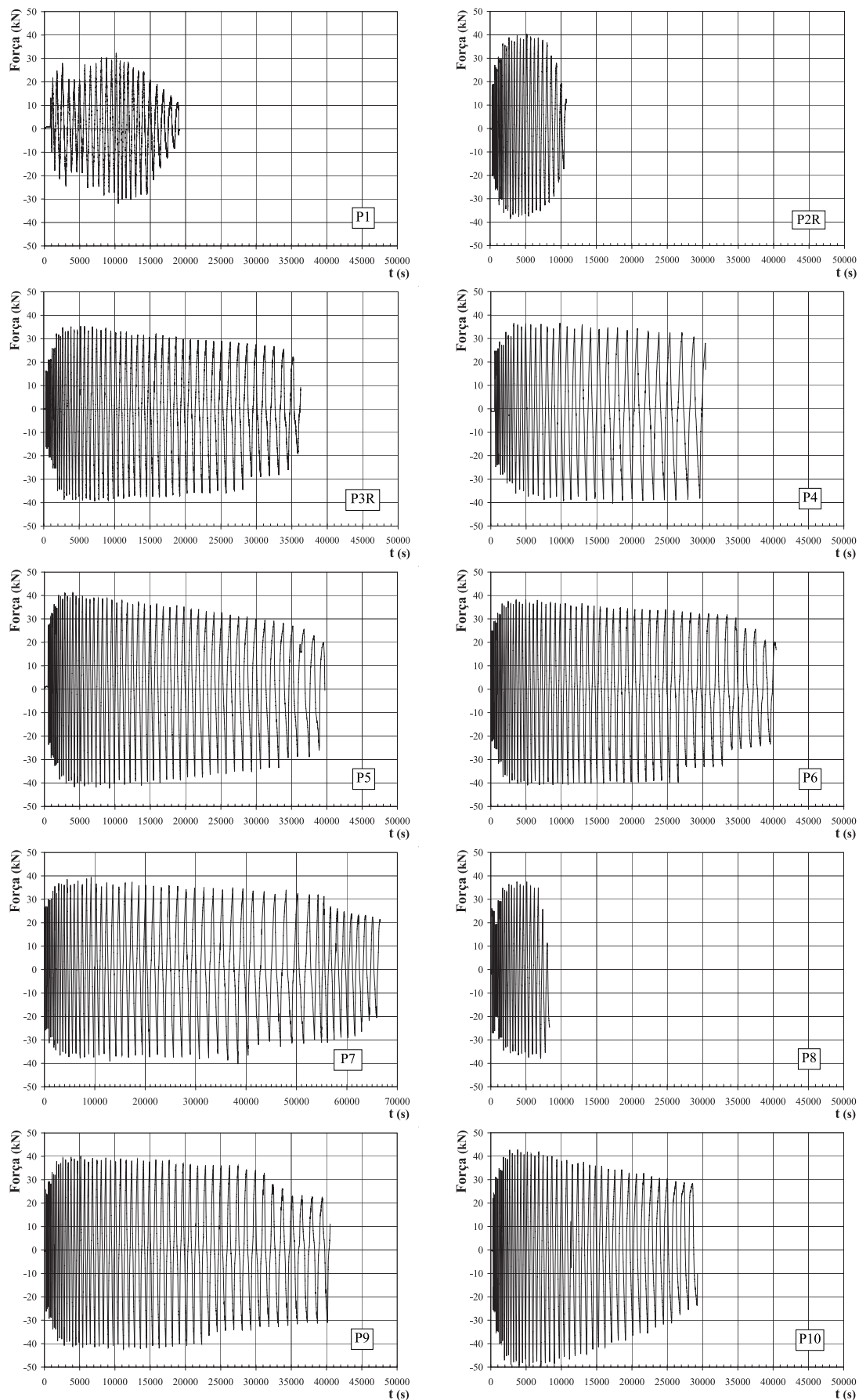


Figura 5.3: Força horizontal obtida ao longo do tempo nos pilares P1 a P10

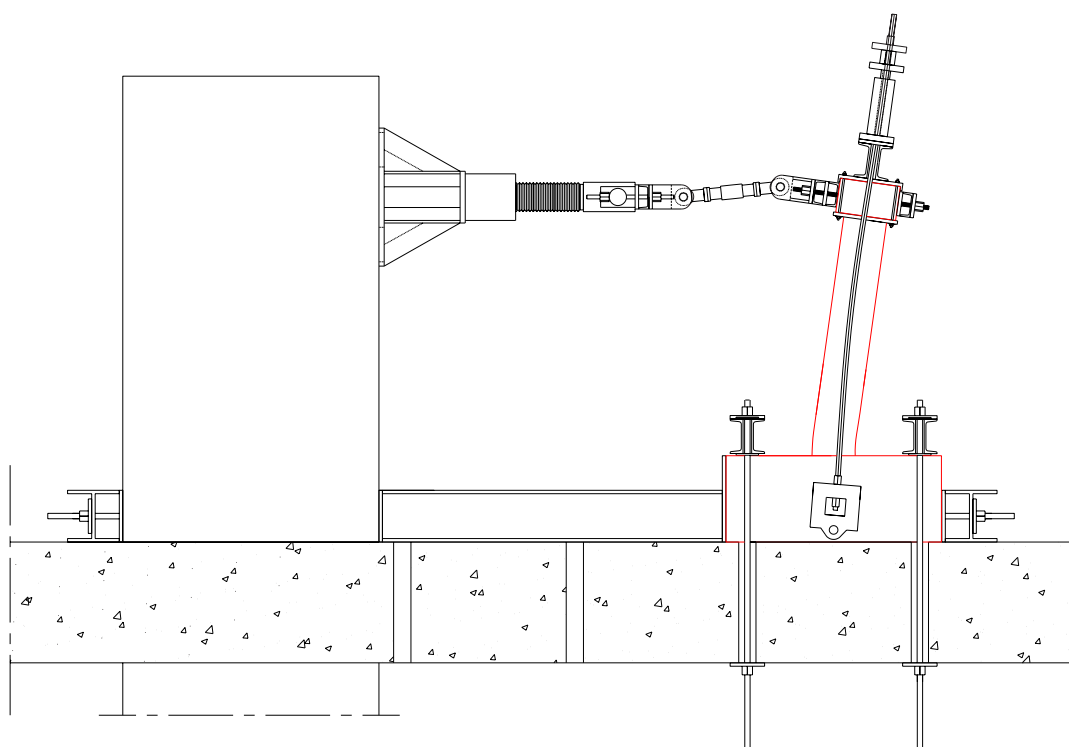


Figura 5.4: Esquema ilustrativo da deformação do pilar durante o ensaio

Capítulo 6

Comportamento dos pilares P1 a P10 observado no decorrer dos ensaios

Descrevem-se em seguida alguns fenómenos característicos do comportamento dos pilares P1 a P10 observados durante a realização dos ensaios recorrendo-se, por facilidade de exposição, aos diagramas força-deslocamento apresentados na secção 7.1 ou às figuras e diagramas apresentados na secção 8 relativos ao comportamento na pós-rotura. Refira-se, a título de exemplo, que os deslocamentos de cedência determinados experimentalmente foram de 20 mm para os pilares P1, P2 e P3, 18 mm para o pilar P7, de 34 mm no pilar P5 e de 40 mm no pilar P10. Os restantes pilares tiveram deslocamentos de cedência entre 21 e 25 mm. O deslocamento de referência aplicado foi de $d_0=10$ mm.

Nos pilares **P1**, **P2** e **P3** (não reforçados) o início da fendilhação visível ocorreu para o deslocamento de referência $d_0=10$ mm. As primeiras fendas são horizontais e surgiram ao nível das cintas até cerca de um terço da altura do pilar (500 mm), conforme se pode observar nas Figuras 6.1A,B e 6.2.

Com o aumento da amplitude dos ciclos para $1,5d_0$ e $2d_0$ as fendas abriram um pouco mais e desenvolveram-se perimetralmente, Figuras 6.1 e 6.2.

Nos pilares **P2** e **P3** o ensaio foi interrompido após a realização da série de três ciclos a $2d_0$ correspondente à cedência das armaduras nos modelos não reforçados, sendo esta a pré-fendilhação a que se sujeitaram os pilares. Comparativamente com o ensaio do pilar P1, verificou-se que a força máxima ainda não tinha sido atingida nestes modelos.

A continuação do ensaio do pilar **P1**, com uma nova amplitude de deslocamentos ($3d_0$), fez com que fosse atingida a força máxima horizontal e que aparecessem na zona da rótula plástica fendas verticais junto aos varões longitudinais. Estas resultam de um empurrar do recobrimento por parte dos varões longitudinais motivado pelo início da encurvadura dos mesmos.

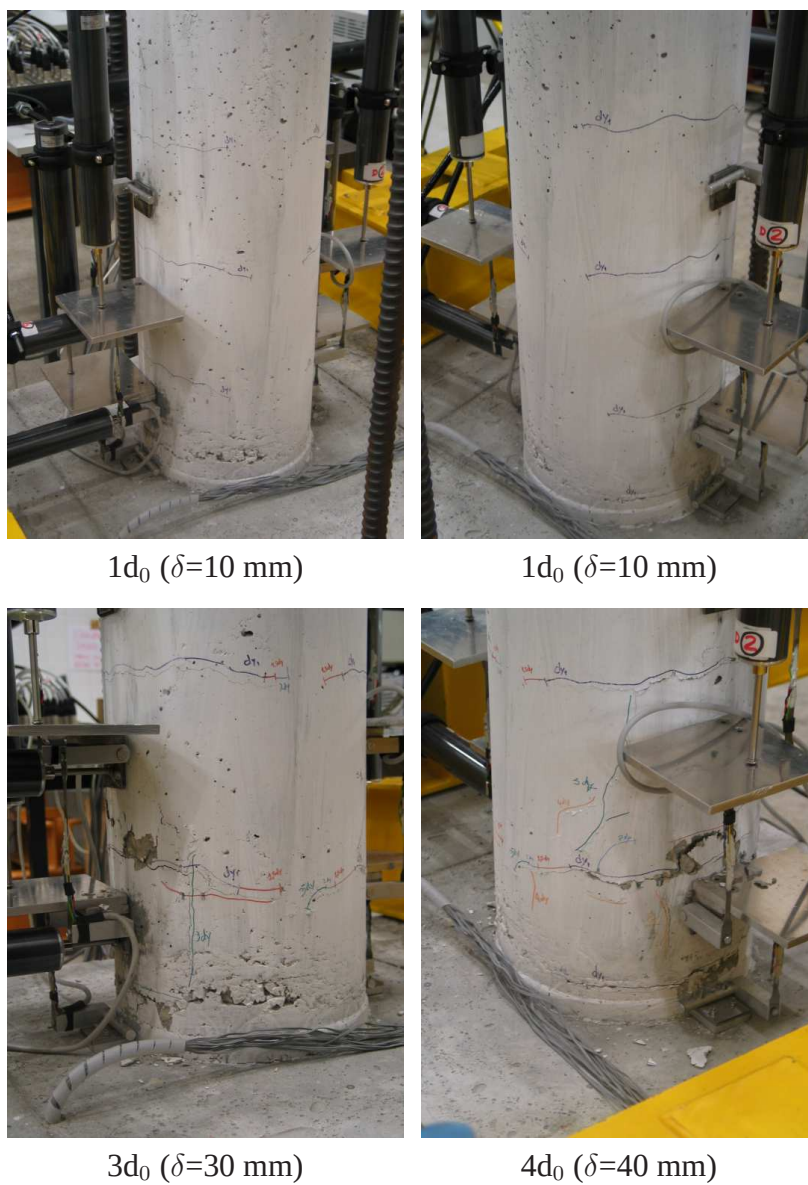


Figura 6.1: Pormenores da fendilhação observada no pilar P1 para 1d₀, 3d₀ e 4d₀



Figura 6.2: Pormenores da fendilhação observada nos pilares P2 e P3 para $2d_0$

O incremento da amplitude do deslocamento para $4d_0$ deu origem à degradação da resistência que levou à rotura do pilar. Em termos de fendilhação verificou-se para este deslocamento um agravar da fendilhação observada nos ciclos anteriores e o aparecimento do descasque parcial da camada de recobrimento na zona da rótula plástica.

Após a pré-fendilhação o pilar P2 foi reforçado com betão polimérico e novamente ensaiado com a designação **P2R**. Com os diversos incrementos de deslocamentos aplicados as primeiras fendas visíveis ocorreram para $1,5d_0$ e corresponderam a uma reabertura de fendas situadas fora da zona reforçada, a cerca de 625 mm acima da base do pilar, junto a uma cinta existente a este nível.

Para $2d_0$ verificou-se a existência de duas fendas, uma no lado Norte e outra no lado Sul, junto à base do pilar. Observou-se igualmente o aparecimento de um risco fino e claro em todo o perímetro do pilar, a cerca de 180 mm da base, junto a uma cinta existente a este nível. Este risco, apesar de não ser ainda uma fenda, indicava o seu aparecimento futuro. Trata-se de um fenómeno semelhante ao que se verifica nos coletes de GFRP e corresponde à plastificação local da resina.

No lado Sul a força máxima atingiu-se para $3d_0$, tendo-se mantido um valor desta ordem de grandeza até $6d_0$ inclusive. No lado Norte a força máxima só se atingiu para $6d_0$, apesar deste valor já ser desta ordem de grandeza em $5d_0$. Em $7d_0$ verificou-se a rotura com a força a descer abaixo de 0,85 da força máxima.



Figura 6.3: Pormenores da fendilhação observada no pilar P2R

Como é possível observar na Figura 6.3, em $6d_0$ a fenda que se previa em $2d_0$ já se encontra completamente formada, localizando-se em todo o contorno do pilar e inflectindo para baixo na zona central. O contorno da rótula plástica era, assim, marcado por esta fenda em conjunto com a existente na base do pilar.

Com o incremento da amplitude do deslocamento para $7d_0$ verificaram-se, quer no lado Norte, quer no lado Sul, o aparecimento de riscos claros entre a base do pilar e os 300 mm de altura. Estes riscos situavam-se junto dos varões longitudinais e não eram totalmente verticais. Junto à base verificou-se igualmente o aparecimento de zonas mais claras que correspondiam à plastificação da resina, provocada pelo início da encurvadura dos varões que empurravam a camada de betão polimérico. A rotura em $7d_0$ correspondeu, pois, ao aparecimento bem definido destes riscos quase verticais junto aos varões longitudinais. Após a rotura continuou-se o ensaio até $8d_0$ (Figura 8.7), tendo-se verificado a abertura das fendas verticais para esta amplitude de deslocamento e, conseqüentemente, o colapso desta zona (Figura 8.6) e a rápida perda de resistência do pilar.

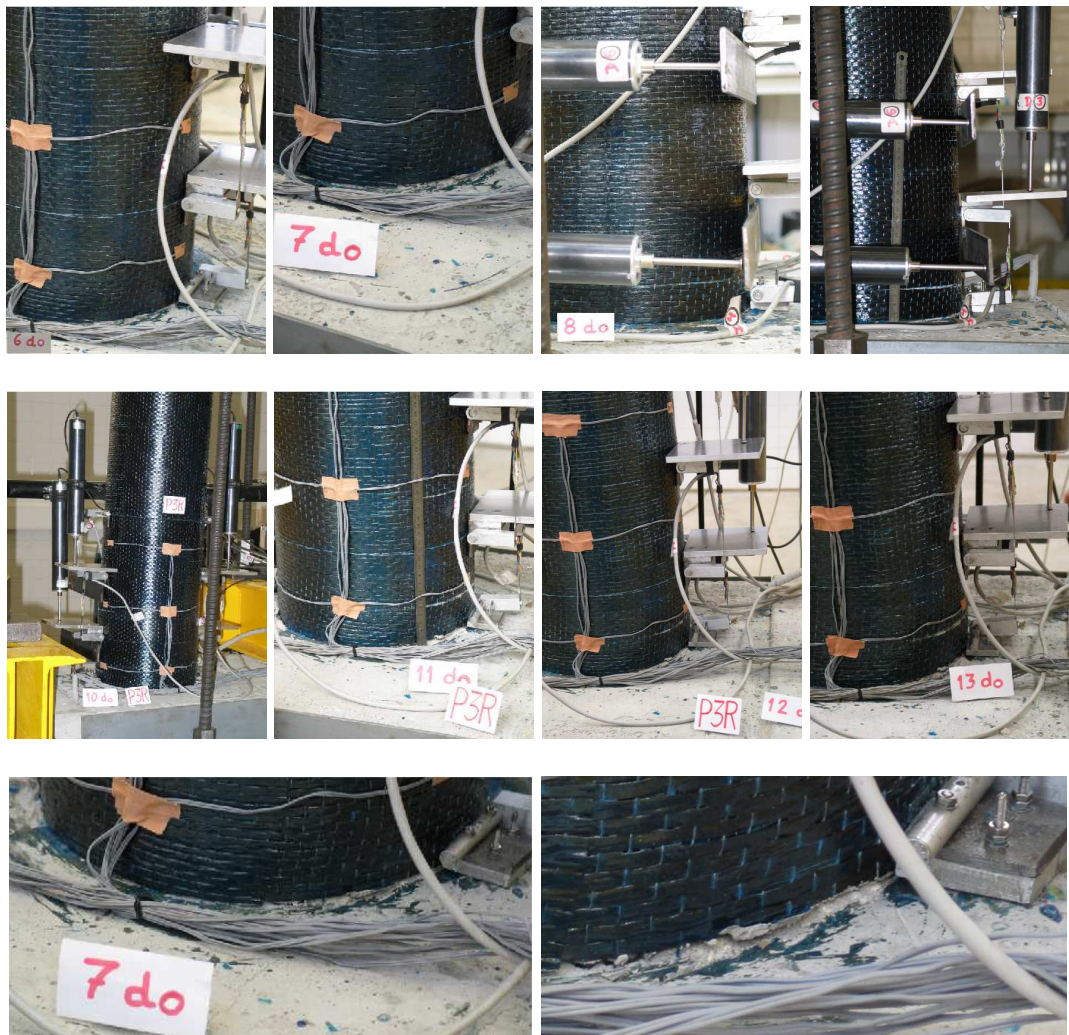


Figura 6.4: Pormenores da fendilhação observada no pilar P3R

No pilar P3, após a pré-fendilhação foi colocado um colete com duas camadas de CFRP com 375 mm de altura junto à base e um outro com apenas uma camada na altura restante do pilar, o qual foi novamente ensaiado com a designação **P3R**. Com os diversos incrementos de deslocamentos aplicados até $7d_0$ as únicas fendas visíveis observaram-se junto à base do pilar (Figura 6.4). Nesta altura a força máxima já tinha sido atingida no lado Norte para $5d_0$ e no lado Sul em $7d_0$. Com o aumento dos incrementos de deslocamentos até $12d_0$ o pico da força manteve-se relativamente próximo do valor máximo (Figura 8.2). A partir de $8d_0$ passou a ser visível uma pequena fenda horizontal entre dois feixes de fibras, a cerca de 35 mm da base do pilar, junto a uma cinta existente a este nível. Com a alternância de deslocamentos a fenda voltava a fechar, tornando-se imperceptível. A partir de $12d_0$, com a perda de capacidade resistente do pilar para valores inferiores a 0,85% da força máxima, ocorreu a rotura. Continuou-se o ensaio após a rotura até $17d_0$ (Figura 8.7), tendo-se, entretanto, verificado a rotura das fibras junto à base do pilar, a encurvadura e a rotura de dois varões longitudinais (Figura 8.7).

O pilar **P4** foi encamisado com um colete de 2 CFRP com 375 mm de altura colocado a 25 mm da base do pilar. Com a aplicação dos primeiros deslocamentos verificou-se o aparecimento de fendilhação distribuída acima do colete na zona das cintas. Para $1d_0$ apareceram ligeiras fendas com aproximadamente 50 mm de comprimento ao nível das cintas colocadas a 475 e 675 mm de altura. Com $1,5d_0$ estas fendas aumentaram consideravelmente de comprimento, passando a desenvolver-se em cerca de $\frac{1}{3}$ do perímetro do pilar em cada um dos lados Norte e Sul. Em $2d_0$ houve um ligeiro incremento desta fendilhação (20 a 50 mm) que se manteve estável até $6d_0$, não se observando, inclusive, fendilhação junto à base do pilar.



Figura 6.5: Pormenores da fendilhação observada no pilar P4

O valor da força máxima foi atingido no lado Sul para $3d_0$, mantendo-se os picos da força em valores semelhantes até $10d_0$. No lado Norte os valores da força máxima verificada entre $5d_0$ e $10d_0$ são praticamente idênticos (Figura 7.2).

A partir de $7d_0$ verificou-se alguma fendilhação junto à base, enquanto a fendilhação acima do colete se encontrava estável. Para $8d_0$ observou-se uma ligeira plastificação da resina do colete junto a uma cinta colocada a 175 mm, ao mesmo tempo que as fendas acima do colete passaram a ter uma maior abertura em tracção. Quando em compressão, constatou-se algum esmagamento do betão em torno da fenda. Com a continuação da série de ciclos em $8d_0$ verificou-se o aparecimento de outras fendas acima das já existentes, junto a cintas colocadas entre 775 e 1075 mm de altura. Finalmente, observa-se o aparecimento no lado Sul de duas fendas verticais junto aos varões longitudinais e entre as fendas localizadas às cotas 475 mm e 625 mm, indicadoras de início de encurvadura destes varões (Figura 6.5). Contudo, esta fendilhação manteve-se relativamente estável até $10d_0$, ocorrendo nessa altura o início do descasque do betão de recobrimento localizado entre as fendas verticais. Este descasque do betão de recobrimento veio a concretizar-se totalmente em $11d_0$, após a rotura do pilar, com a consequente encurvadura dos varões longitudinais nesta zona e respectivo colapso do modelo.

Verificou-se, por inspecção visual após a rotura, que a cinta colocada à cota 475 mm abriu totalmente (Figura 8.8). Contudo, não se conseguiu avaliar se isso foi a causa da encurvadura dos varões por deficiente amarração da cinta ou se essa abertura resultou da própria encurvadura dos varões.

O pilar **P5** foi encamisado junto à base com um colete de 2 CFRP em 375 mm e 1 CFRP na restante altura. Neste pilar a carga vertical foi aumentada em 50%, passando de 400 kN para 600 kN em relação ao pilar de referência P1. Foi aplicada ao pilar a história de deslocamentos estipulada, não se verificando fendilhação visível até $8d_0$.

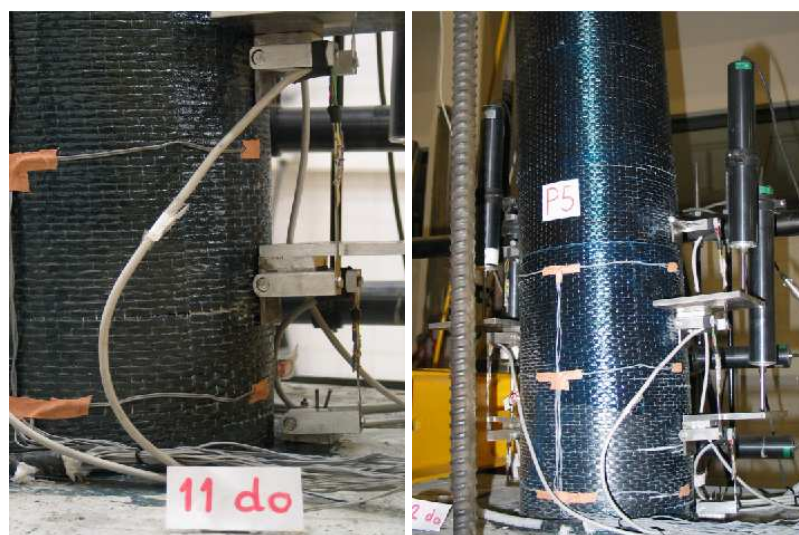


Figura 6.6: Pormenores da fendilhação observada no pilar P5

Em $9d_0$ observou-se uma fenda no lado Norte a 100 mm da base do pilar (sensivelmente a meio de duas cintas) e que se encontra visível nas imagens da Figura 6.6.

Para $11d_0$, além da referida fenda, observaram-se outras duas, uma localizada à cota 25 mm e outra à cota 175 mm junto às cintas aí existentes. Todavia, estas fendas eram mais perceptíveis na situação de deslocamento máximo, mas não se observavam quando o pilar passava pela posição indeformada.

No lado Sul era patente uma ligeira plastificação da resina a cerca de 500 mm de altura entre as cintas colocadas nos níveis 475 mm e 625 mm, aliada a um ligeira saliência nesta zona, indicadora de que os varões pretendiam encurvar a este nível.

Após a aplicação do primeiro ciclo a $12d_0$ verificou-se alguma perda de capacidade resistente do pilar, dando-se, então, a rotura. O ensaio prosseguiu após a rotura até $17d_0$, altura em que se deu a descolagem da fibra entre 375 mm e 450 mm de altura, ligeiramente abaixo da zona referenciada anteriormente e logo acima da zona de transição entre os dois coletes (Figura 8.9).

O pilar **P6** possuía um colete de 4 CFRP com 375 mm de altura junto à base e um outro colete com 2 CFRP na restante altura.

Para $6d_0$ constatou-se a abertura de uma fenda junto à base do pilar. Para $8d_0$ observou-se o aparecimento de uma pequena fenda com cerca de 50 mm de comprimento a 20 mm de altura no lado Norte e, posteriormente, no lado Sul do pilar ao nível da primeira cinta.

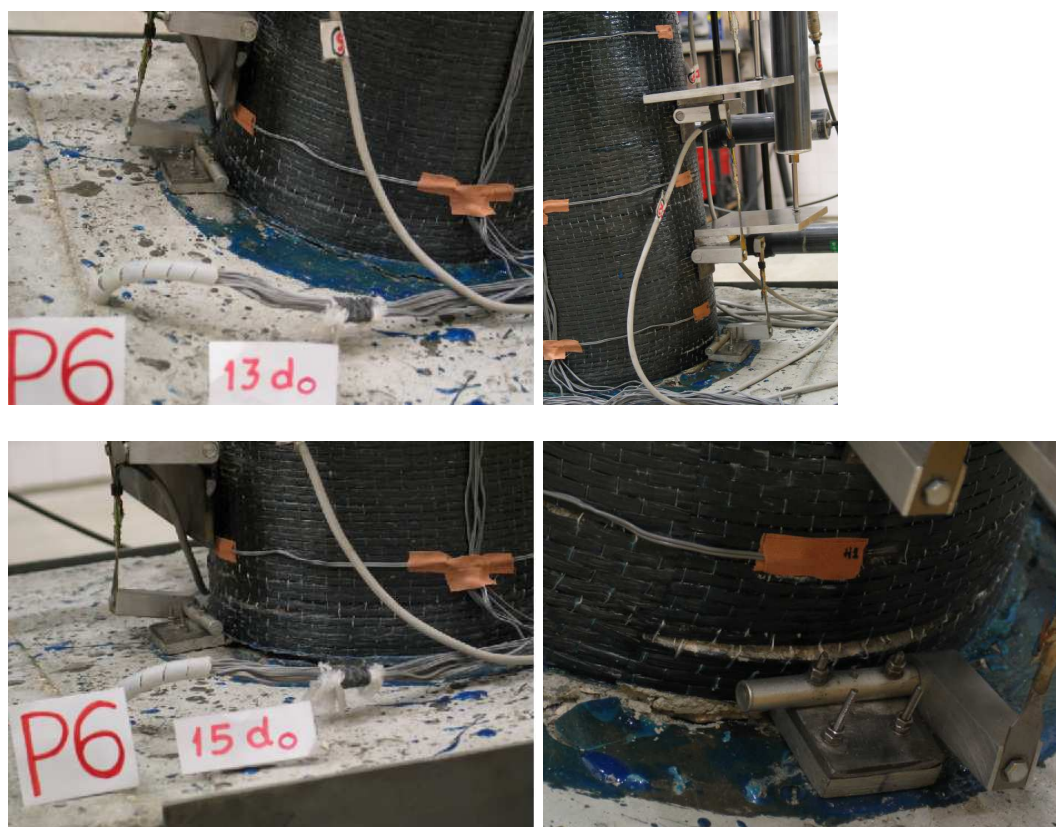


Figura 6.7: Pormenores da fendilhação observada no pilar P6

Nos ciclos subsequentes verificou-se um aumento ligeiro e gradual da fissuração anterior até ao último ciclo a $14d_0$, em que ocorreu uma perda razoável de resistência, com a consequente rotura do modelo.

A força máxima verificou-se para $5d_0$ no lado Sul e para $6d_0$ no lado Norte (Figura 7.3), com a capacidade resistente a manter-se na mesma ordem de grandeza até $14d_0$, o que correspondeu ao melhor comportamento em termos de ductilidade de todos os modelos ensaiados.

O ensaio continuou após a rotura, tendo-se verificado um aumento considerável da fenda existente e o aparecimento de outras a 75 mm de altura (Figura 6.7). Dada a rigidez do colete, a fenda junto à base passou a ter uma dimensão apreciável. Algumas fendas não fecharam totalmente e, deste modo, as fibras entraram nesta zona quando esta se encontrava em tracção.

O modelo foi levado até $17d_0$ com um comportamento semelhante ao descrito anteriormente e uma perda de capacidade resistente de cerca de 50% em relação à força máxima ocorrida no ensaio (Figura 8.3). Aplicou-se, então, um deslocamento de Norte para Sul até 210 mm, tendo-se verificado pelo som produzido a rotura de pelo menos um dos varões.

O pilar **P7** foi reforçado com um colete composto por duas camadas de CFRP em toda a sua altura.



Figura 6.8: Pormenores da fendilhação observada no pilar P7

Atendendo a que o colete cobria a totalidade da altura do pilar, não foram detectadas fendas nos primeiros ciclos. Em $4d_0$ observou-se uma leve plastificação da resina entre os 35 e 45 mm acima da base do pilar, junto à cinta aí existente. Em $7d_0$ constatou-se alguma plastificação na resina e uma pequena fenda a cerca de 175 mm da base, ao nível de uma outra cinta aí existente. Entre 9 e $11d_0$ o fenómeno descrito mantém-se relativamente constante. Em $12d_0$ intensificaram-se estes fenómenos e observaram-se, além disso, duas fendas no lado Norte, uma a 25 mm e outra a 50 mm

da base (Figura 6.8), que se tornaram mais visíveis pelo pó muito fino que libertavam quando comprimidas, contrastando com a cor escura do colete.

A força máxima ocorreu para $6d_0$, com o actuador a mover-se no sentido Norte-Sul, e, para $12d_0$, no sentido Sul-Norte, verificando-se um valor relativamente constante da força máxima entre $2d_0$ e $12d_0$.

A rotura ocorreu com o decréscimo de capacidade resistente após a realização dos ciclos a $12d_0$ (Figura 8.4). Com a prossecução do ensaio após a rotura, verificou-se para $13d_0$ uma abertura considerável da fenda situada a 50 mm da altura da base, com a consequente entrada das fibras no seu interior quando esta zona da secção se encontrava em tracção.

Com a continuação do ensaio para $14d_0$ e $15d_0$ observou-se que as fendas, quer no lado Norte, quer no Sul passaram a ter uma abertura visível superior a 5 mm quando esta zona da secção se encontrava traccionada. Em $16d_0$ verificou-se a rotura de algumas fibras situadas a cerca de 50 mm de altura da base, em ambos os lados. O ensaio prosseguiu até $18d_0$, com o modelo a registar uma perda de capacidade resistente de cerca de 50% em relação à força máxima.

O pilar **P8** foi reforçado com um colete composto por duas camadas de CFRP com 375 mm de altura junto à base do pilar. Aplicados os primeiros deslocamentos, verificou-se para $2d_0$ o aparecimento de pequenas fendas acima do colete, a Norte, e, a Sul, situadas a 475 mm e a 625 mm de altura, ao nível das cintas existentes, apresentando um comprimento de $\frac{1}{3}$ do perímetro de cada lado do pilar.

Em $5d_0$ observou-se a plastificação da resina do colete cerca de 20 mm acima da base, bem como a existência de uma fenda na base do pilar (Figura 6.9). Verificou-se igualmente uma maior abertura das fendas situadas a 475 mm de altura com um ligeiro esmagamento do betão junto aos bordos da fenda quando esta se encontrava comprimida.

Para $6d_0$ intensificaram-se os fenómenos descritos anteriormente.

Em $7d_0$ deu-se o descasque parcial do betão de recobrimento entre as fendas situadas a 475 e 625 mm, aliado ao aparecimento de fendas verticais nesta zona (Figura 6.9), dando-se a rotura, com a perda acentuada de capacidade resistente após o primeiro ciclo. Com a continuação do ensaio, o betão de recobrimento saltou completamente, sintoma da encurvadura dos varões. Seguiu-se o colapso do pilar (Figura 8.4).

O pilar **P9** foi reforçado com três coletes, de espessuras diferentes. O primeiro, com 100 mm de altura e situado junto à base, tinha três camadas de CFRP; o segundo, com 275 mm de altura e duas camadas de CFRP, encontrava-se imediatamente acima; e o terceiro, com apenas uma camada, encontrava-se na altura restante do pilar. O reforço do pilar era ainda constituído por uma faixa com três camadas de CFRP de cada um dos lados (Figura 2.1).

Na figura 6.10 apresenta-se uma evolução da fenda observada na base do pilar entre $4d_0$ e $11d_0$. A diferença principal reside na abertura da fenda situada na base do pilar e no aparecimento mais pronunciado a partir de $8d_0$ de uma fenda a 45 mm da base do pilar, a qual se torna mais visível nos ciclos subsequentes.

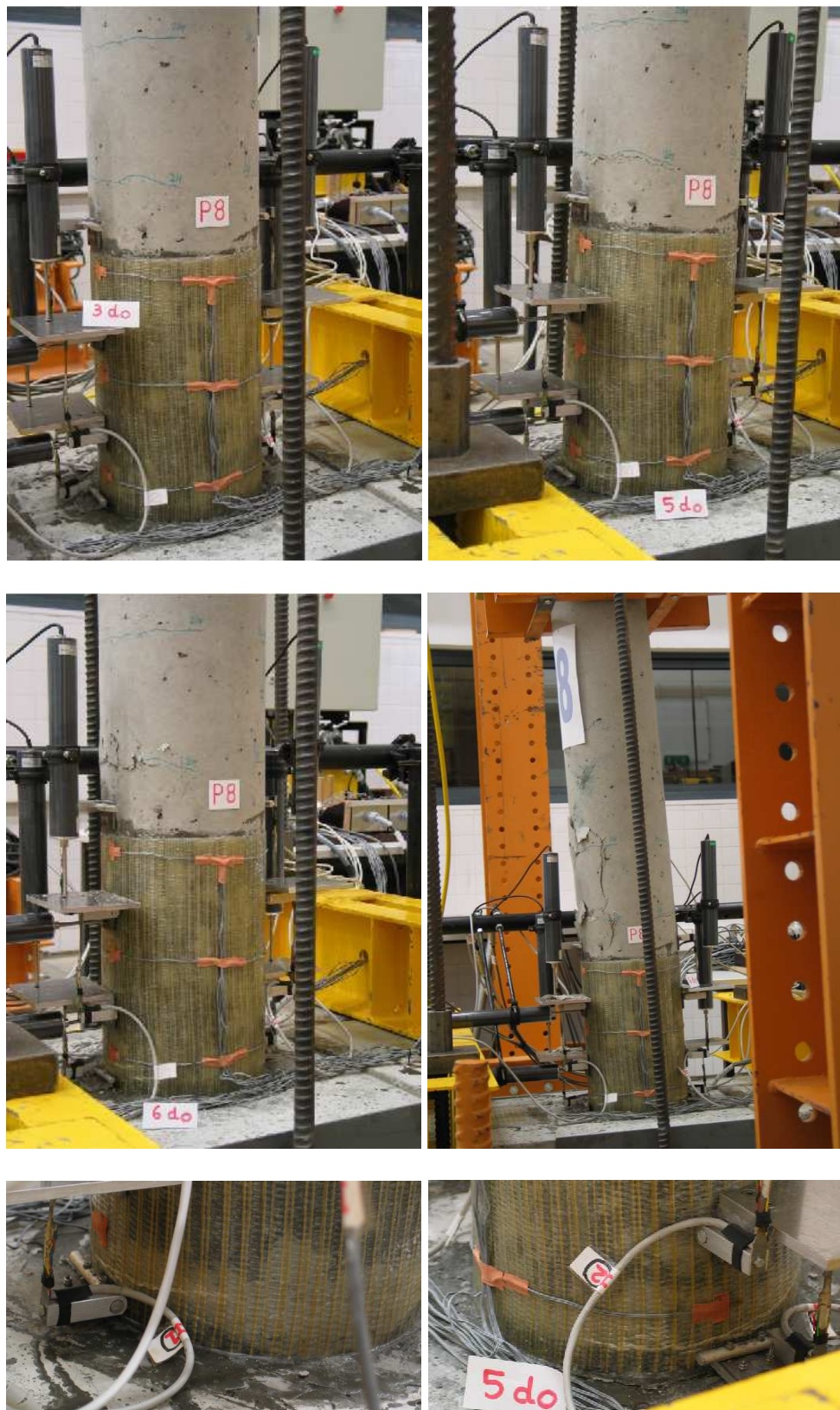


Figura 6.9: Pormenores da fendilhação observada no pilar P8

Admite-se que a rotura da faixa de CFRP tenha ocorrido em $8d_0$, uma vez que a fenda situada a 45 mm passou a ter uma abertura não compatível com a extensão máxima admissível na faixa de compósito.

A força máxima ocorreu para $6d_0$ quando o actuador se deslocou no sentido Norte-Sul e, para $9d_0$, no sentido inverso. O valor da força máxima manteve-se relativamente constante entre $4d_0$ e $13d_0$.

Após a rotura continuou-se o ensaio até $17d_0$ (Figura 8.4), existindo uma perda de capacidade resistente de cerca de 50% com o movimento do actuador de Norte para Sul e de 25% no sentido inverso.

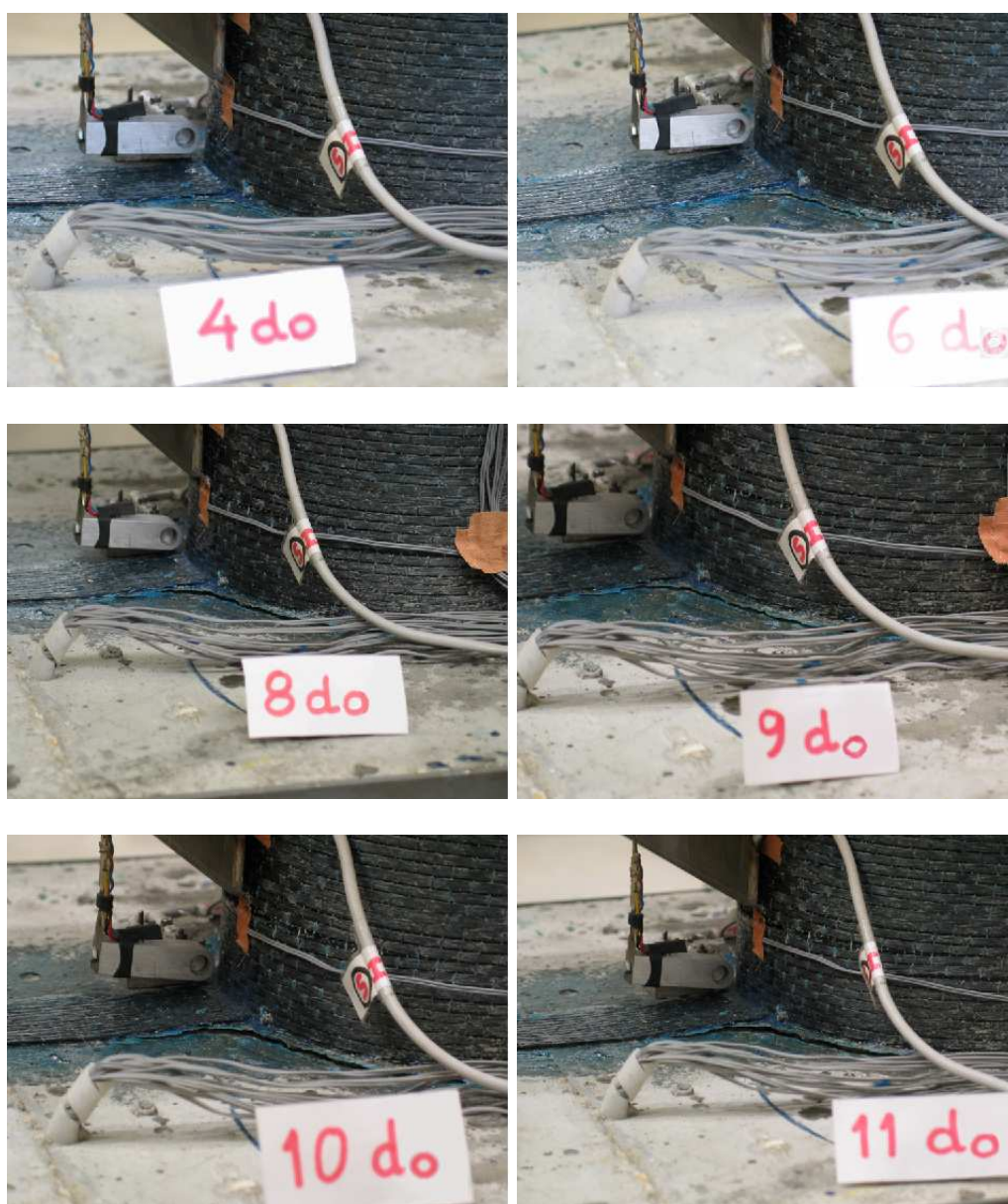


Figura 6.10: Pormenores da fendilhação observada no pilar P9

O pilar **P10** foi reforçado com dois coletes de CFRP, um com quatro camadas e 375 mm de altura situado junto à base e outro com duas camadas, na altura restante do pilar. Este modelo teve como particularidade o facto de se ter aumentado a carga vertical para 800 kN e de o sistema de carga vertical ter sido alterado por forma a poder aplicar esta carga (Figura 4.3).

A história de deslocamentos horizontais aplicada a este modelo foi idêntica à dos restantes. Em termos de fendilhação não se observou nada de relevante até $6d_0$, tendo-se, então, verificado o aparecimento de uma fenda de cada lado da base do pilar e de uma outra fenda a 20 mm da base junto à cinta existente a este nível. Em termos de comportamento do pilar não se observou grande variação até $9d_0$. Contudo, ocorreu nesta altura um acidente com o sistema de carga vertical devido ao esmagamento do betão na rótula situada na base da sapata, o que obrigou à suspensão do ensaio e à realização de um reforço lateral da sapata com betão polimérico (Figura ??). Realizado o reforço, o pilar foi novamente carregado e recomeçou-se a aplicação de deslocamentos horizontais a partir de $9d_0$ e até $15d_0$ (Figura 8.5).

O valor máximo da força horizontal ocorreu para $4d_0$ com o actuador a movimentar-se no sentido Norte-Sul e para $7d_0$ no sentido inverso, tendo a rotura ocorrido para $10d_0$.

Na rotura, a fendilhação no pilar concentrava-se essencialmente junto à sua base e numa fenda situada a 75mm de altura, como se pode observar na Figura 6.11.

Ao continuar o ensaio após a rotura, constatou-se para $12d_0$ o início visível da encurvadura do próprio pilar, que se veio a agravar com a continuação do ensaio e que culminou com a descolagem, na amarração, de um troço do colete entre 450 e 500 mm de altura (junto à cinta existente a este nível). Esta descolagem é consequência da abertura da cinta e da encurvadura dos varões a este nível (Figura 8.13) e provocou o colapso do pilar para $15d_0$ numa altura em que a capacidade resistente do pilar tinha diminuído para cerca de 50% do valor da força máxima ocorrida no ensaio.



Figura 6.11: Pormenores da fendilhação observada no pilar P10

Capítulo 7

Apresentação dos Resultados

Apresentam-se em seguida os resultados obtidos com os ensaios realizados. Indica-se para cada modelo o andamento dos diagramas força-deslocamento horizontal, momento-curvatura, força horizontal-extensões no aço, no betão ou no FRP. Os diagramas força horizontal-extensão nas armaduras longitudinais ou nas cintas, bem como, os diagramas representativos do andamento das extensões ao longo da armadura longitudinal ou da secção encontram-se indicados em anexo. Por fim, mostram-se os diagramas com o andamento, ao longo do ensaio, de diversos parâmetros de desempenho dos pilares, como os coeficientes de ductilidade em deslocamento, μ_{Δ} , ou em curvatura, μ_{φ} , a rotação plástica, θ_p , a taxa de deslocamento por altura do pilar, δ/L , a energia dissipada por ciclo, W_d , a energia dissipada acumulada por ciclo, W_{accum} , a taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , o índice de deformação residual, RDI , ou a rigidez efectiva normalizada, n_K .

7.1 Força versus deslocamento horizontal

Na Tabela 7.1 apresentam-se os resultados globais dos ensaios dos pilares P1 a P10, com a indicação dos valores do esforço normal aplicado (N), deslocamento horizontal (δ) e número de ciclos atingidos para a Força máxima (F_{max}) no sentido Norte-Sul (+) ou Sul-Norte (-), bem como os valores médios da força horizontal e do momento máximo.

Na Tabela 7.2 encontram-se indicados os esforços e deslocamentos horizontais do topo dos pilares P1 a P10, correspondentes à rotura definida pela condição $F < 0,85F_{max}$ (último pico de força não inferior a $0,85F_{max}$). O sinal indica o sentido em que ocorreu a rotura.

Nas Figuras 7.1 a 7.4, apresentam-se para os modelos ensaiados, um diagrama força-deslocamento até à rotura, associado a uma foto panorâmica representativa do estado de cada modelo próximo da rotura.

Mod.	N (kN)	Força máxima						Valores médios	
		δ^+ (mm)	F_{max}^+ (kN)	ciclo	δ^- (mm)	F_{max}^- (kN)	ciclo	F_{max} (kN)	M_{max} (kNm)
P1	400	27,0	32,2	14	-28,2	-31,7	14	32,0	48,0
P2	400	20,4	30,1	7	-18,9	-29,6	7	29,8	44,7
P2R	400	58,9	40,3	19	-39,9	-38,5	13	39,4	59,1
P3	400	19,6	27,7	7	-20,8	-31,9	7	29,8	44,6
P3R	400	57,9	35,3	19	-68,5	-39,3	22	37,3	55,9
P4	400	63,2	36,5	19	-76,3	-40,2	25	38,4	57,6
P5	600	48,8	41,2	16	-78,4	-42,2	25	41,7	62,5
P6	400	48,4	38,2	16	-40,8	-40,3	13	39,2	58,8
P7	400	60,0	39,3	19	-120,8	-40,2	38	39,8	59,7
P8	400	47,5	37,5	16	-78,7	-37,9	22	37,7	56,5
P9	400	58,8	40,3	19	-91,9	-42,3	28	41,3	62,0
P10	800	47,5	42,7	16	-68,5	-49,7	22	46,2	69,3

Tabela 7.1: Esforços e deslocamentos horizontais do topo dos pilares P1 a P10

Modelo	N (kN)	Rotura ($0,85F_{max}$)			
		δ (mm)	F_{rot} (kN)	M_{rot} (kNm)	ciclo
P1	400	41,2	27,6	41,4	17
P2	400	—	—	—	—
P2R	400	-65,1	-32,8	-49,2	23
P3	400	—	—	—	—
P3R	400	114,8	30,8	46,2	37
P4	400	97,4	32,5	48,7	32
P5	600	121,0	35,7	53,6	37
P6	400	-139,5	-39,5	-59,3	44
P7	400	-120,0	-36,6	-55,0	39
P8	400	65,6	35,0	52,5	22
P9	400	-131,0	-40,2	-60,2	40
P10	800	-98,6	-42,3	-63,5	32

Tabela 7.2: Esforços e deslocamentos horizontais do topo dos pilares P1 a P10 na rotura

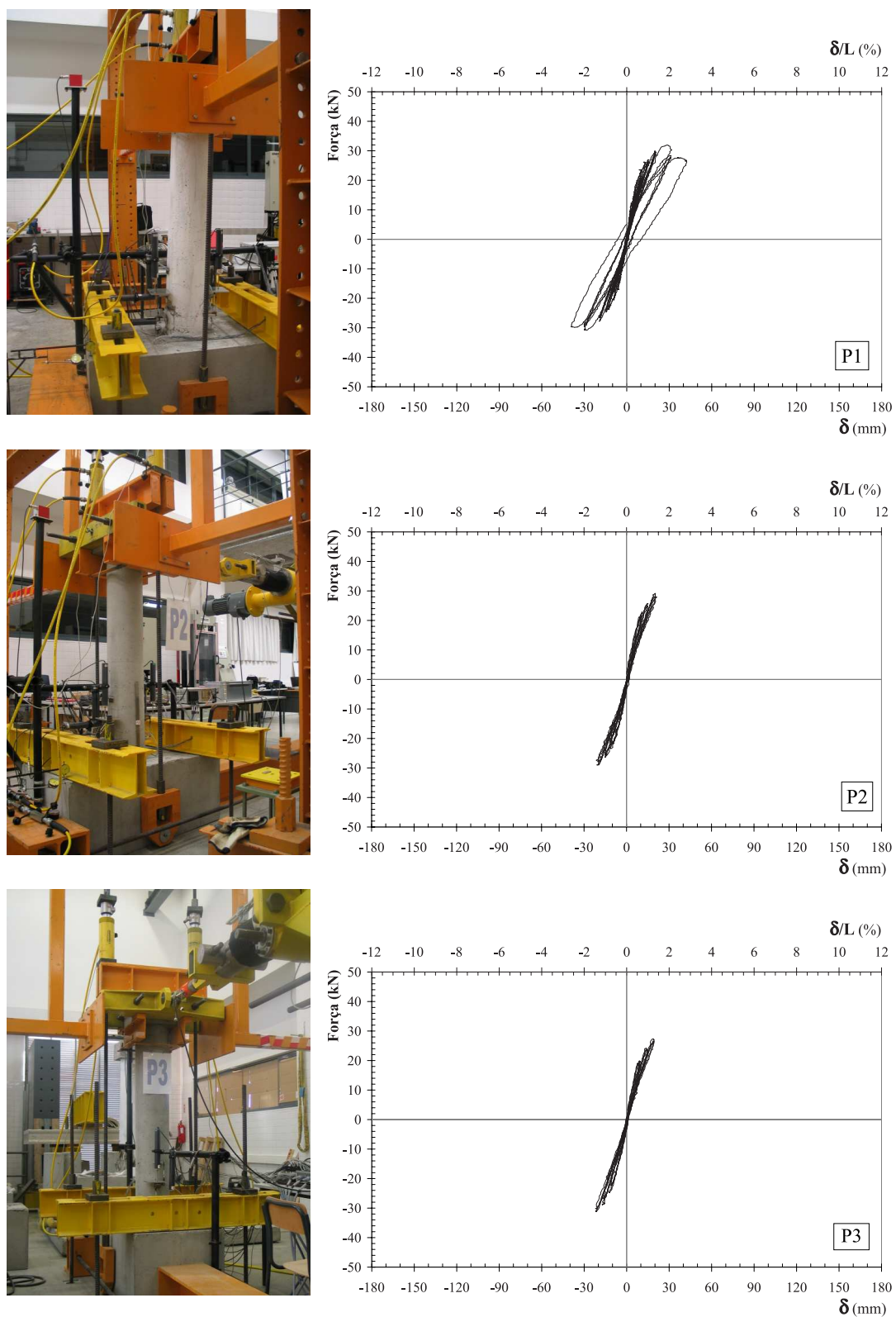


Figura 7.1: Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P1, P2 e P3

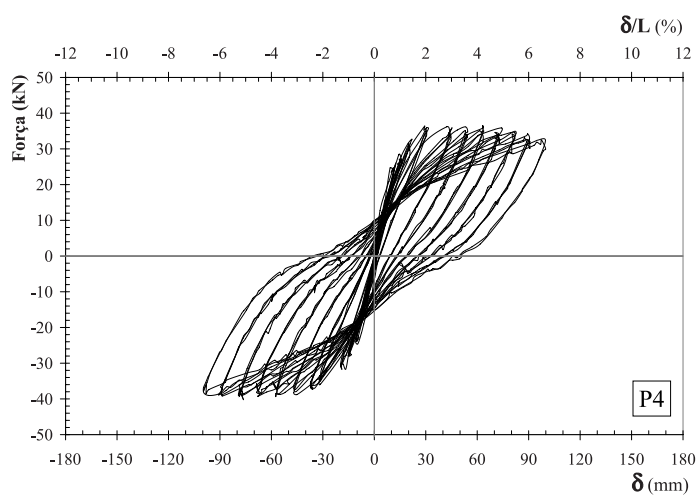
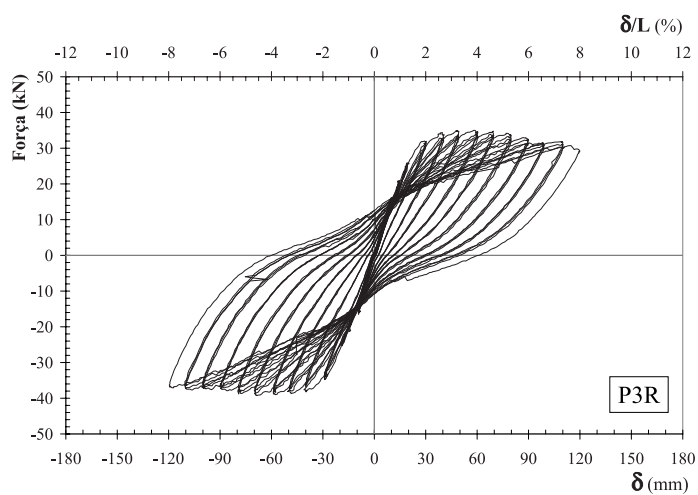
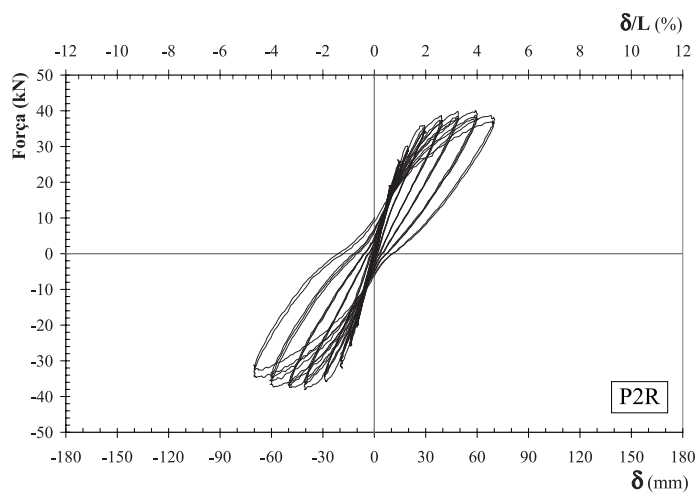


Figura 7.2: Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P2R, P3R e P4

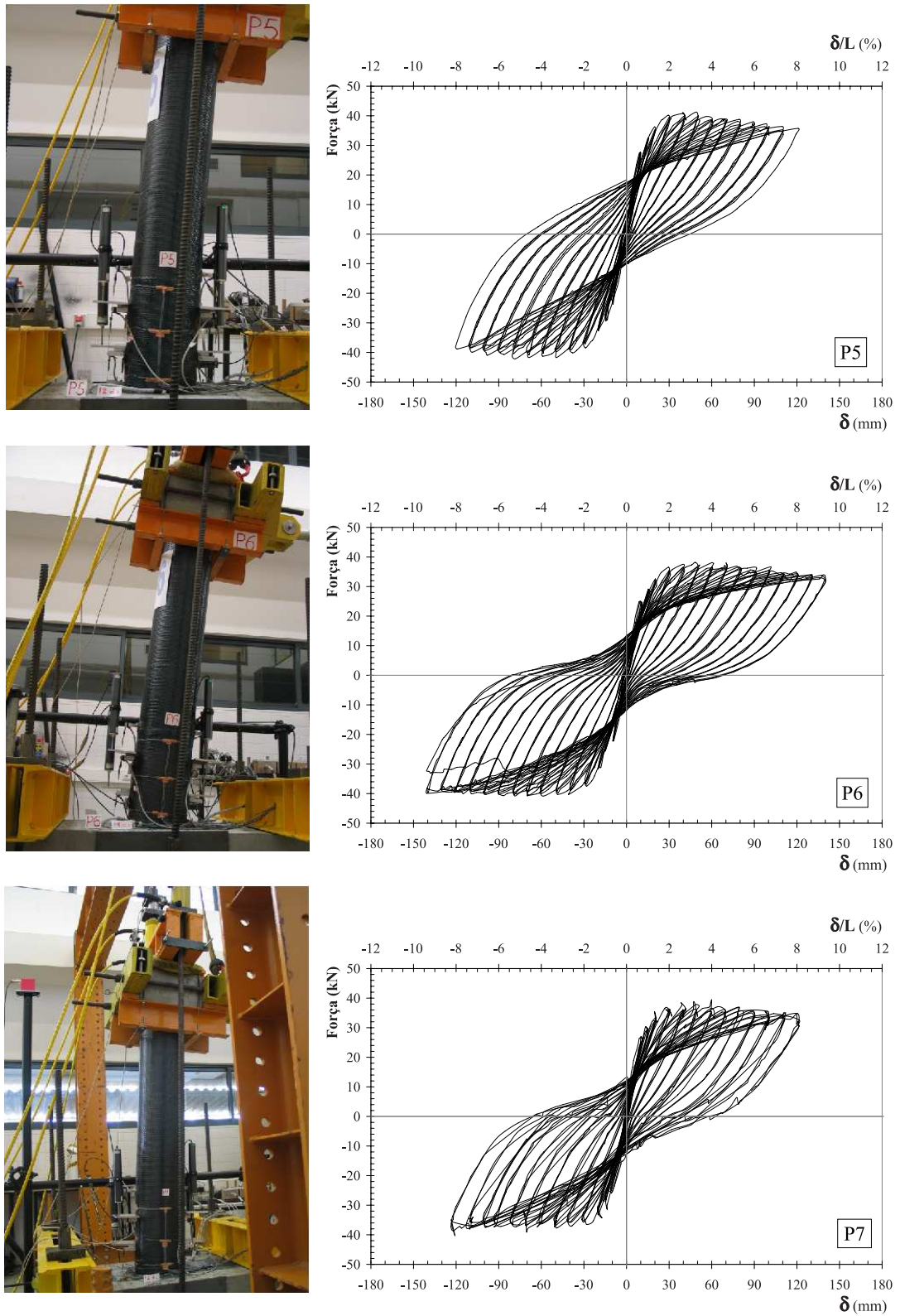


Figura 7.3: Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P5, P6 e P7

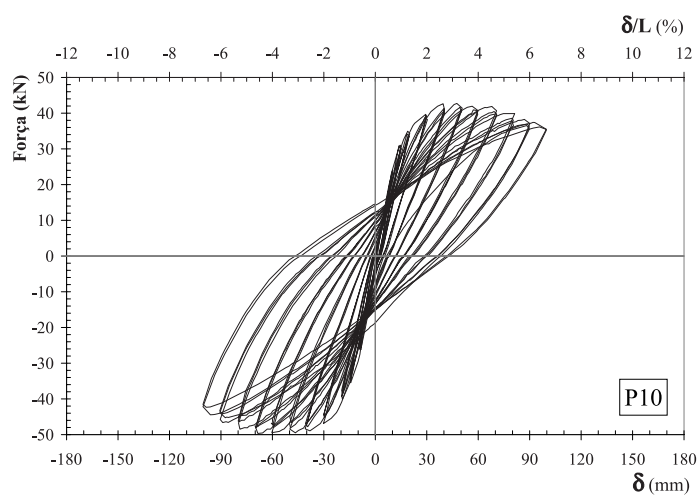
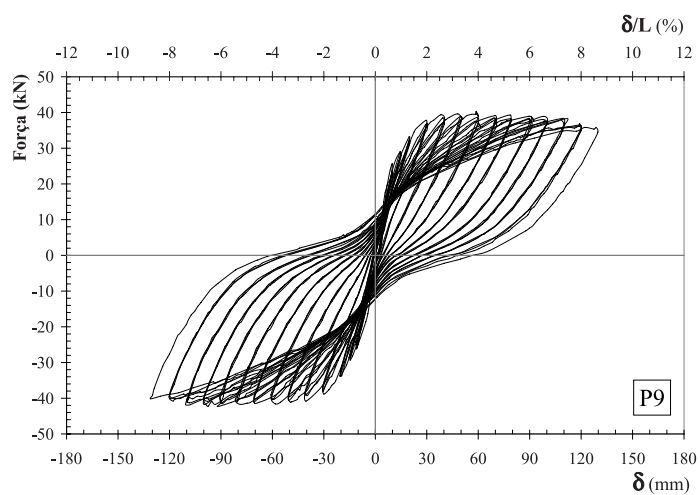
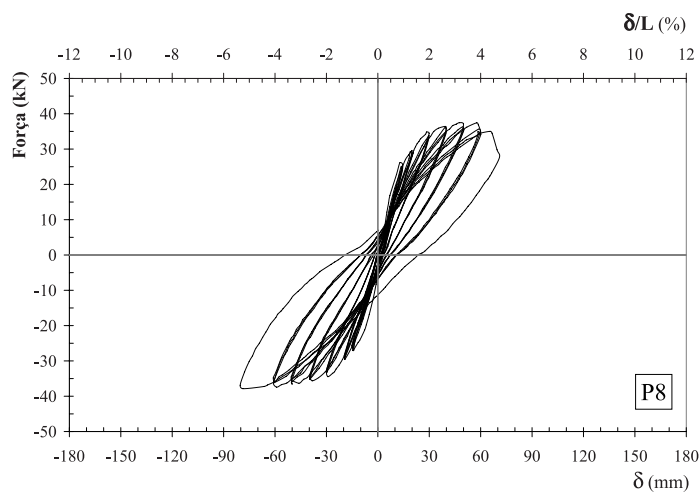


Figura 7.4: Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P8, P9 e P10

7.2 Momento versus curvatura

Na Tabela 7.3 apresentam-se os resultados referentes às curvaturas obtidas em cada secção para a força máxima no sentido Norte-Sul (+) e na Tabela 7.4 os correspondentes valores para a força máxima obtida no sentido Sul-Norte (-). Indicam-se na Tabela 7.5 as curvaturas correspondentes à rotura para todos os modelos.

Modelo	Curvaturas para $F_{max}^+ [m^{-1}]$					Máximo
	φ_{1d}	φ_{2d}	φ_1	φ_2	φ_3	φ_1 a φ_3
P1	0,051	0,033	0,052	0,031	0,021	0,052
P2R	0,130	0,067	0,034	0,063	0,014	0,063
P3R	0,160	0,047	0,170	0,043	0,022	0,170
P4	0,155	0,083	0,186	0,061	0,022	0,186
P5	0,105	0,050	0,121	0,040	0,025	0,121
P6	0,125	0,036	0,134	0,033	0,024	0,134
P7	0,154	0,059	0,190	0,076	0,020	0,190
P8	0,105	0,037	0,083	0,023	0,034	0,083
P9	0,164	0,043	0,173	0,030	0,023	0,173
P10	0,085	0,054	0,093	0,031	0,029	0,093

Tabela 7.3: Curvaturas médias na base dos pilares correspondentes à F_{max} no sentido Norte-Sul (+)

Modelo	Curvaturas para $F_{max}^- [m^{-1}]$					Máximo
	φ_{1d}	φ_{2d}	φ_1	φ_2	φ_3	φ_1 a φ_3
P1	-0,035	-0,051	-0,042	-0,046	-0,021	-0,046
P2R	-0,088	-0,038	-0,094	-0,035	-0,022	-0,094
P3R	-0,178	-0,080	-0,179	-0,059	-0,026	-0,179
P4	-0,224	-0,073	-0,227	-0,074	-0,021	-0,227
P5	-0,190	-0,067	-0,197	-0,065	-0,058	-0,197
P6	-0,091	-0,033	-0,091	-0,026	-0,020	-0,091
P7	-0,402	-0,092	-0,441	-0,102	-0,039	-0,441
P8	-0,252	-0,047	-0,286	-0,037	-0,015	-0,286
P9	-0,275	-0,100	-0,316	-0,079	-0,023	-0,316
P10	-0,109	-0,104	-0,121	-0,082	-0,050	-0,121

Tabela 7.4: Curvaturas médias na base dos pilares correspondentes à F_{max} no sentido Sul-Norte (-)

As curvaturas φ_{1d} correspondem às curvaturas médias medidas (transdutores D1 e D2) entre a base do pilar e uma secção colocada a 150 mm de altura, enquanto as curvaturas φ_{2d} correspondem às curvaturas medidas (transdutores D1 a D4) entre essa secção e uma outra situada a 300mm de altura.

Modelo	Curvaturas na rotura [m^{-1}]					Máximo
	φ_{1d}	φ_{2d}	φ_1	φ_2	φ_3	φ_1 a φ_3
P1	0,081	0,079	0,070	0,084	0,018	0,084
P2R	-0,181	-0,074	-0,243	-0,056	-0,018	-0,243
P3R	0,360	0,097	0,373	0,089	0,028	0,373
P4	0,250	0,119	0,284	0,099	0,038	0,284
P5	0,291	0,132	0,337	0,099	0,060	0,337
P6	-0,445	-0,139	-0,465	-0,112	-0,049	-0,465
P7	-0,391	-0,098	-0,434	-0,098	-0,038	-0,434
P8	0,141	0,040	0,107	0,026	0,021	0,107
P9	-0,388	-0,174	-0,450	-0,134	-0,033	-0,450
P10	0,137	0,113	0,119	0,064	0,070	0,119

Tabela 7.5: Curvaturas médias na base dos pilares correspondentes à rotura

As curvaturas φ_1 correspondem às curvaturas médias medidas com base nos transdutores i1 e i4 com 100 mm de altura colocados 15 mm acima da base do pilar. As curvaturas φ_2 correspondem às curvaturas médias medidas com base nos transdutores i2 e i5 com 150 mm de altura, colocados entre as cotas 115 e 265 mm. As curvaturas φ_3 são medidas tendo por base os transdutores i3 e i6 com 150 mm de altura, colocados entre as cotas 265 e 415 mm.

Nas Figuras 7.5 a 7.16 apresentam-se os diagramas momento-curvatura em diferentes secções dos pilares P1 a P10.

Considerando que, para cada pico de deslocamento os valores das curvaturas médias φ_1 , φ_2 e φ_3 se representam no ponto médio do intervalo de medida e que a curvatura no topo do pilar é nula, representa-se, igualmente, nas Figuras 7.5 a 7.16 o andamento da curvatura em altura e em diferentes picos de deslocamentos até à rotura, unindo-se para cada deslocamento os quatro pontos através de uma curva.

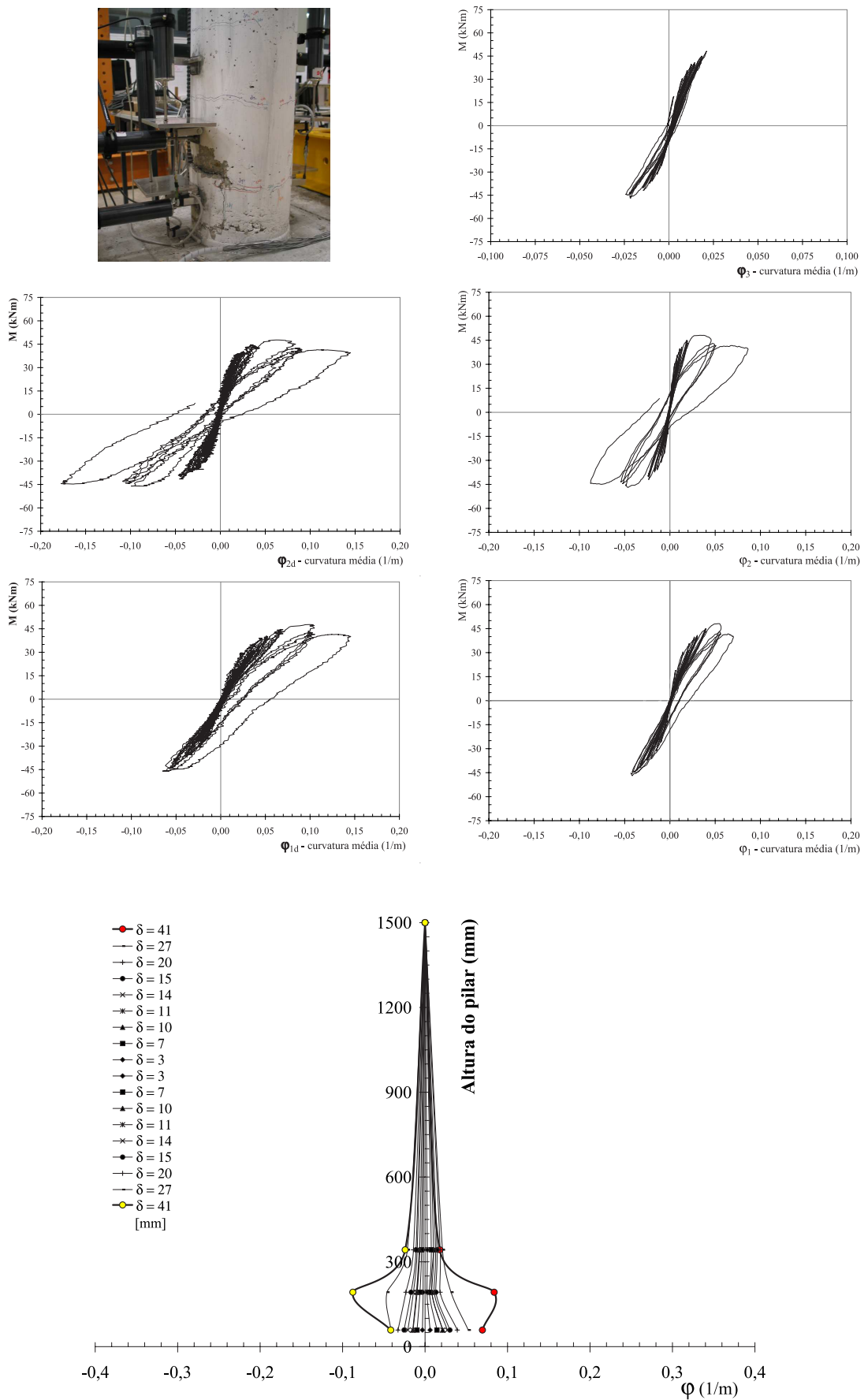


Figura 7.5: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P1

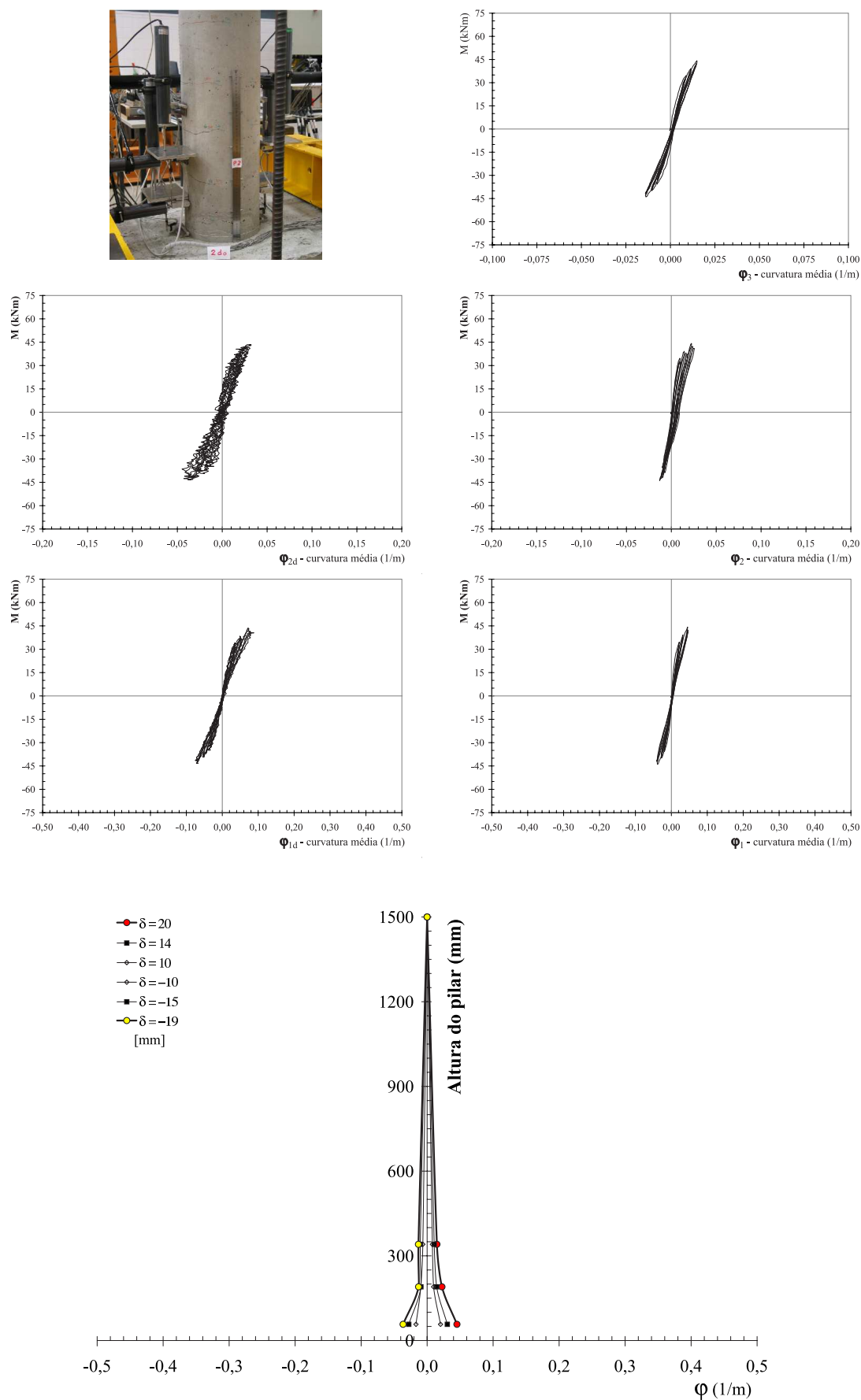


Figura 7.6: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P2

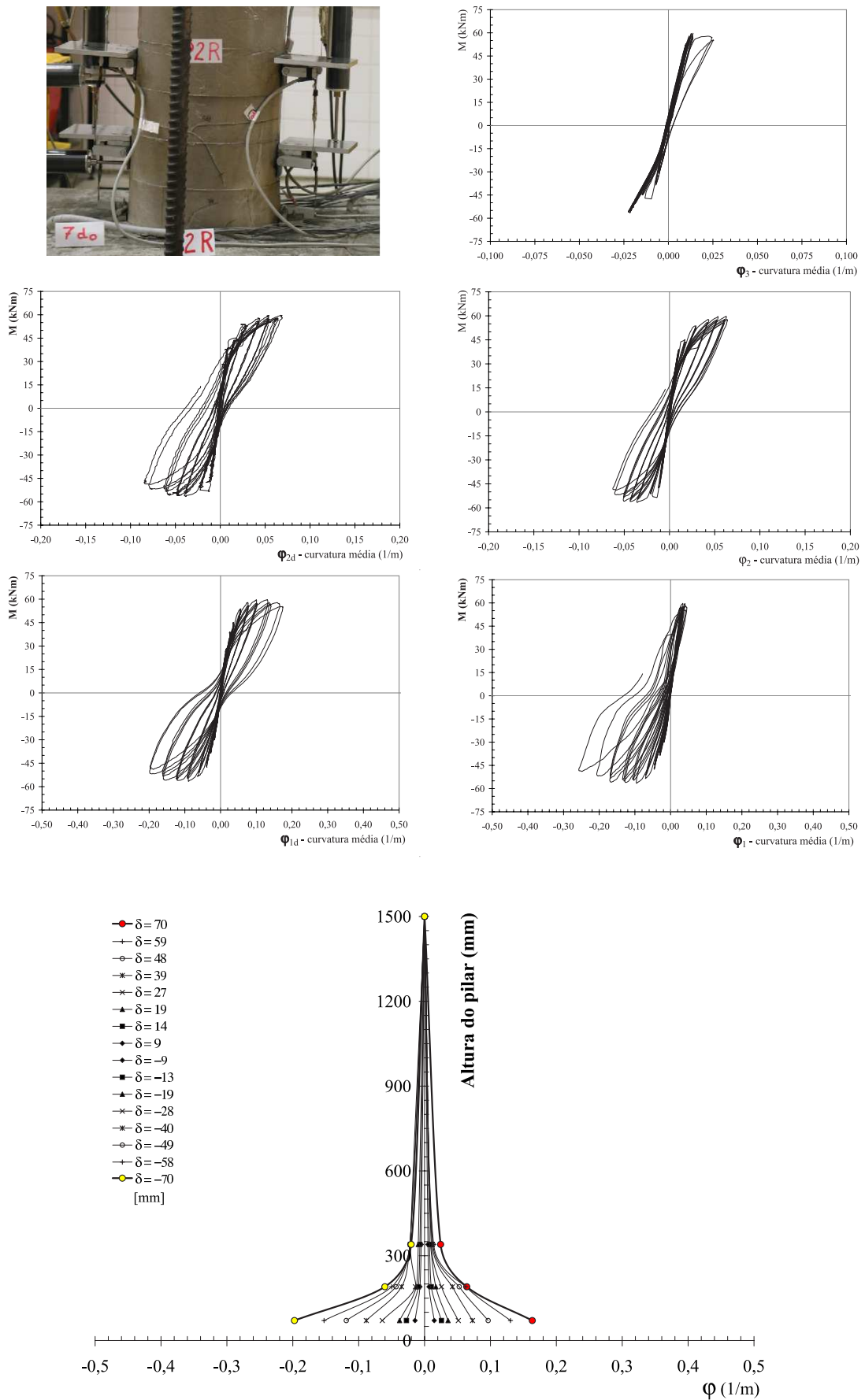


Figura 7.7: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P2R

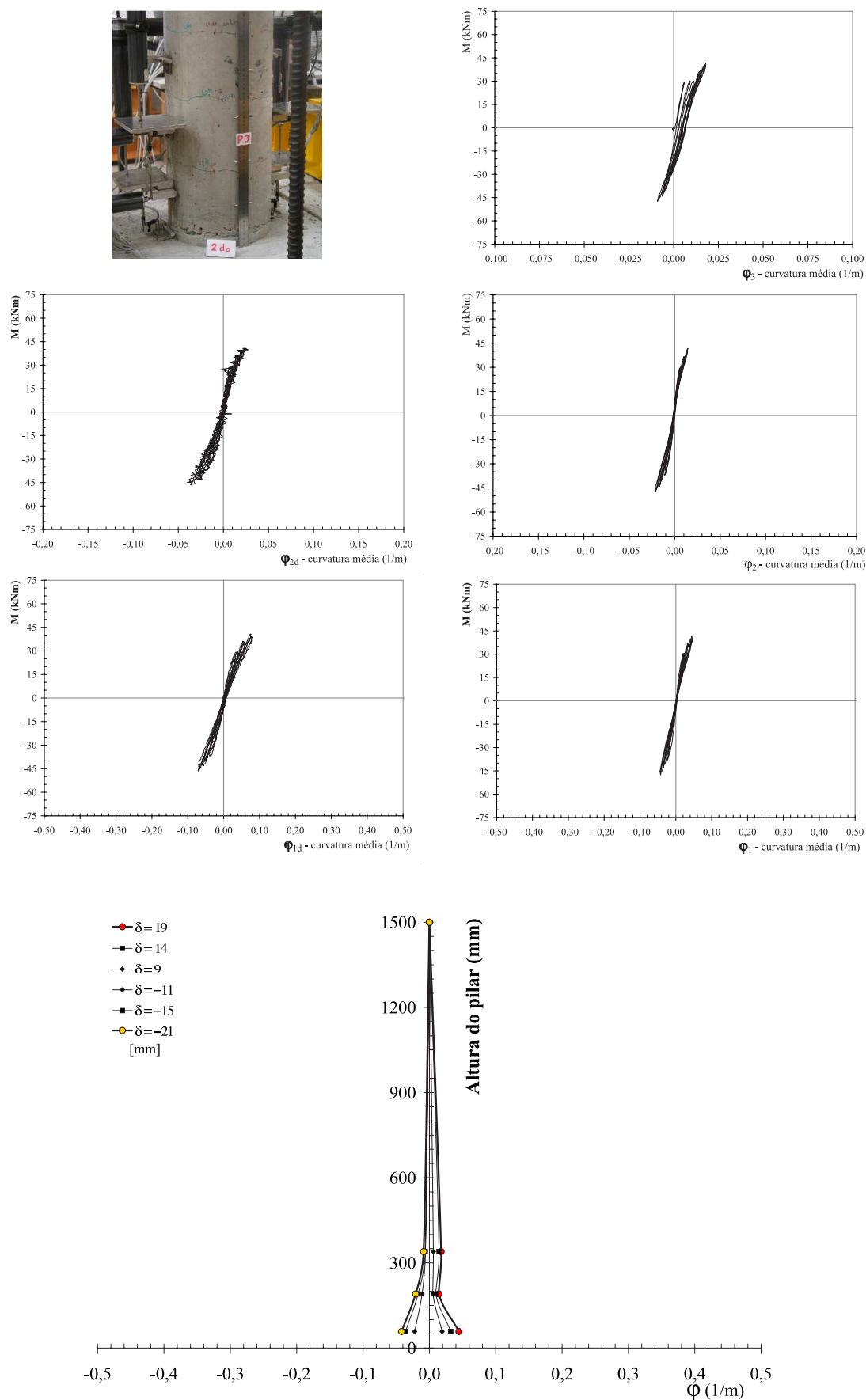


Figura 7.8: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P3

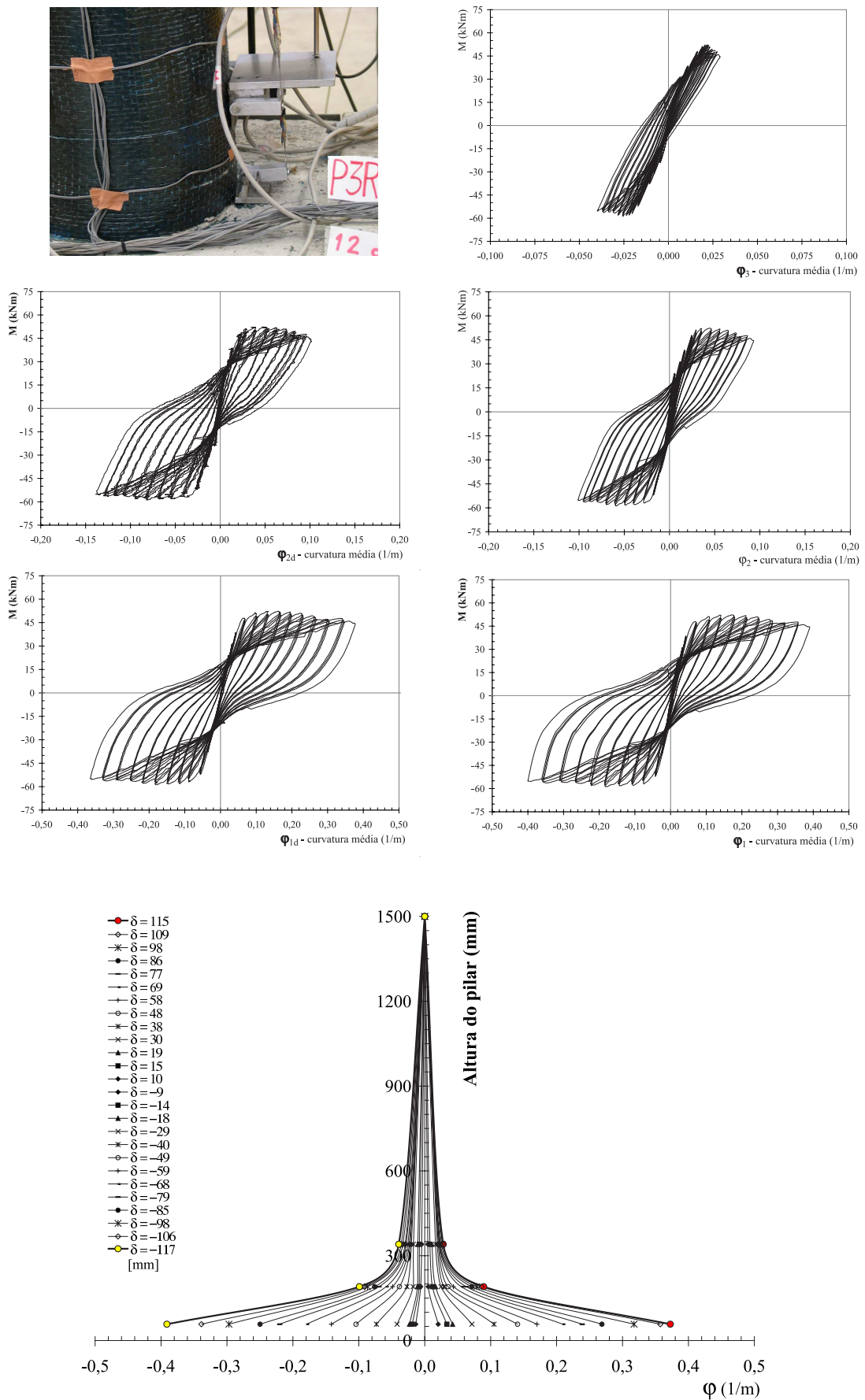


Figura 7.9: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P3R

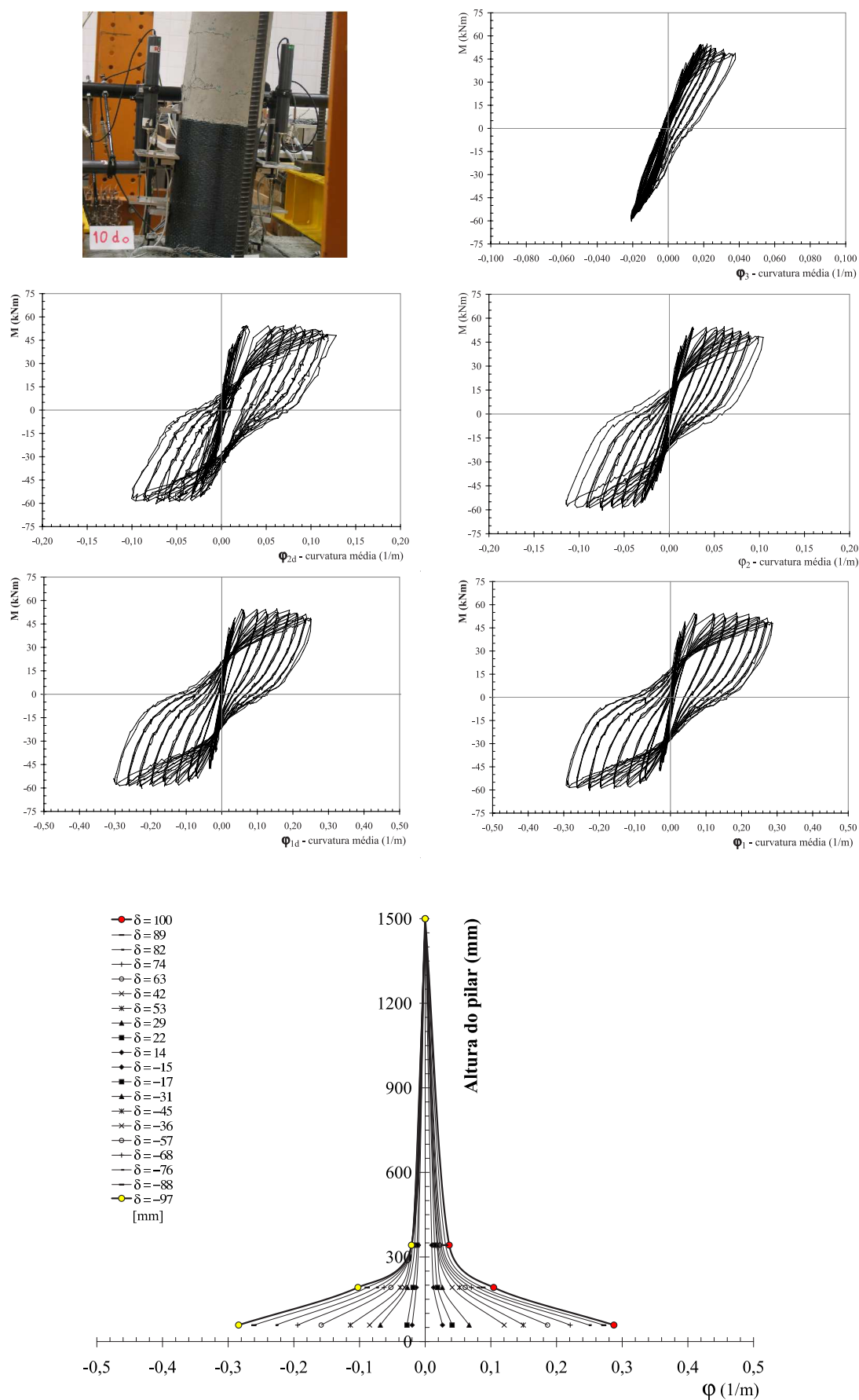


Figura 7.10: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P4

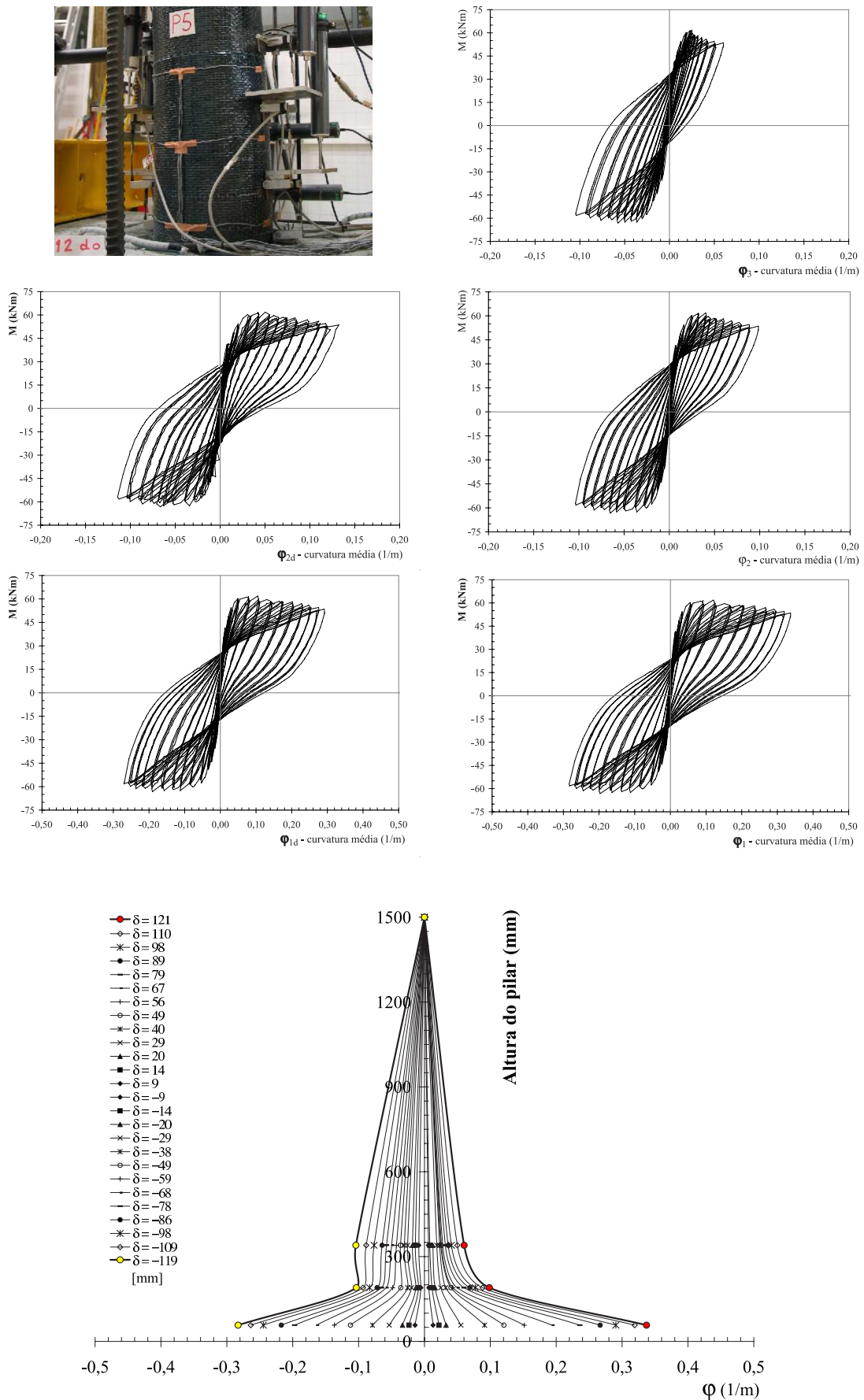


Figura 7.11: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P5

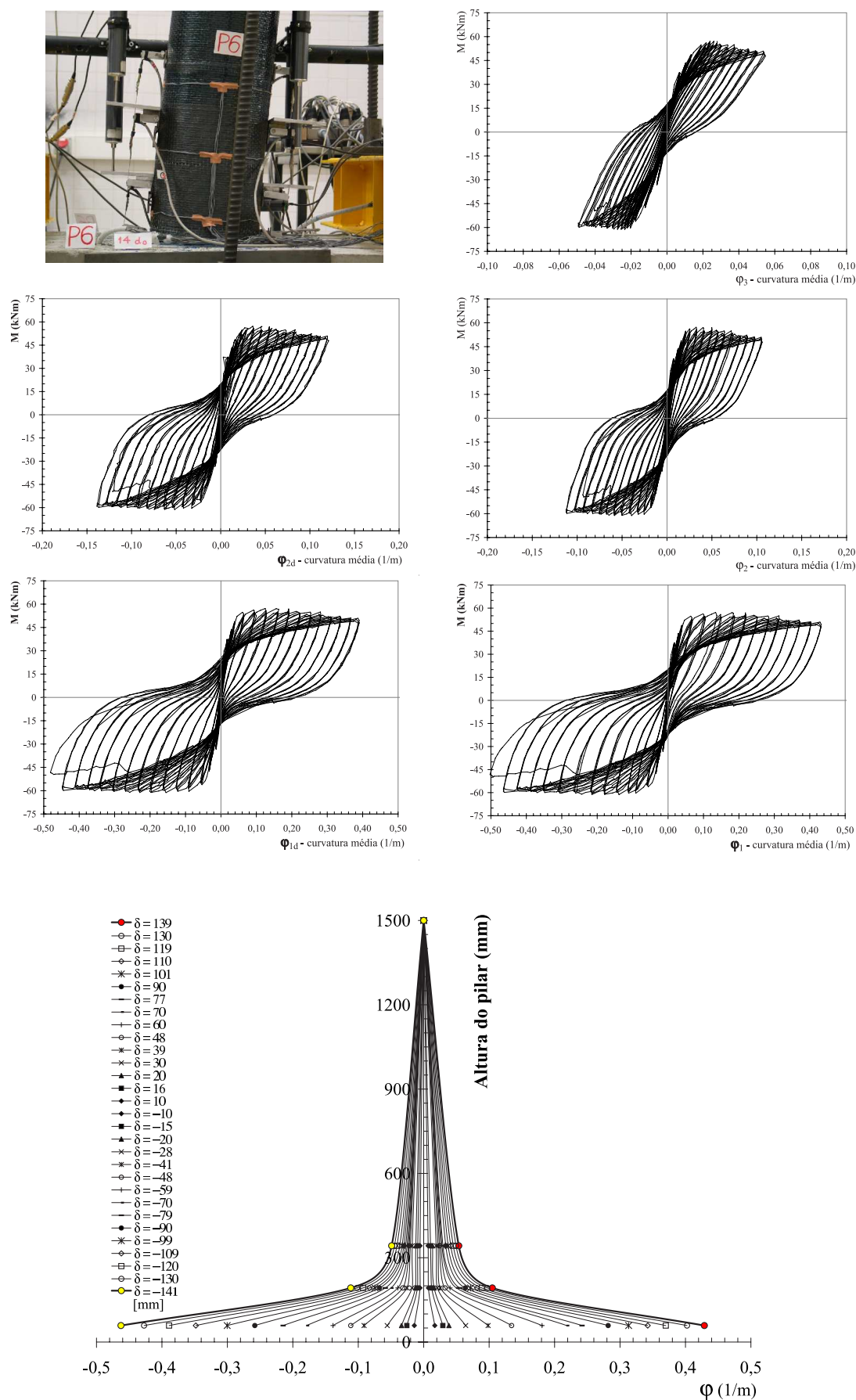


Figura 7.12: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P6

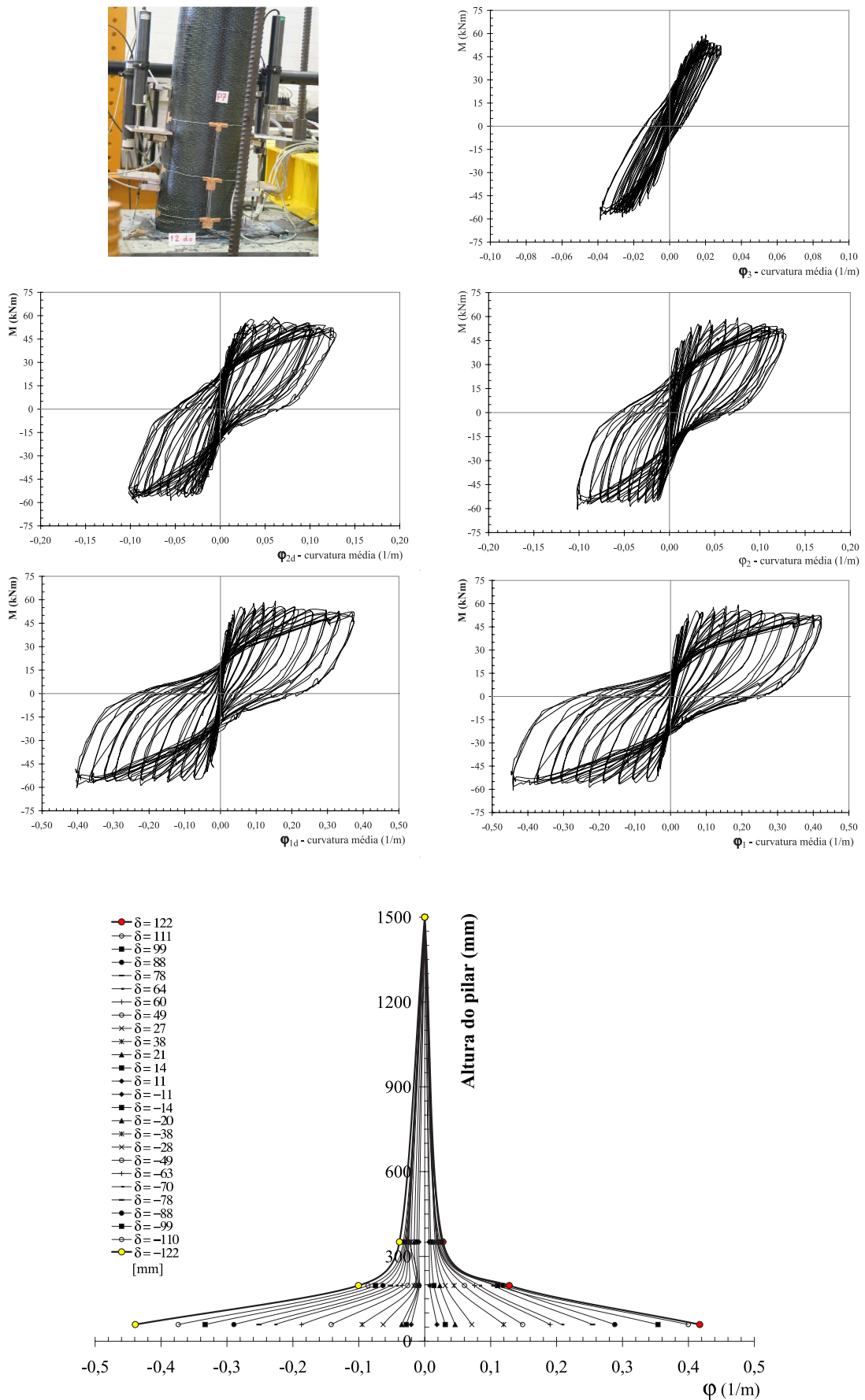


Figura 7.13: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P7

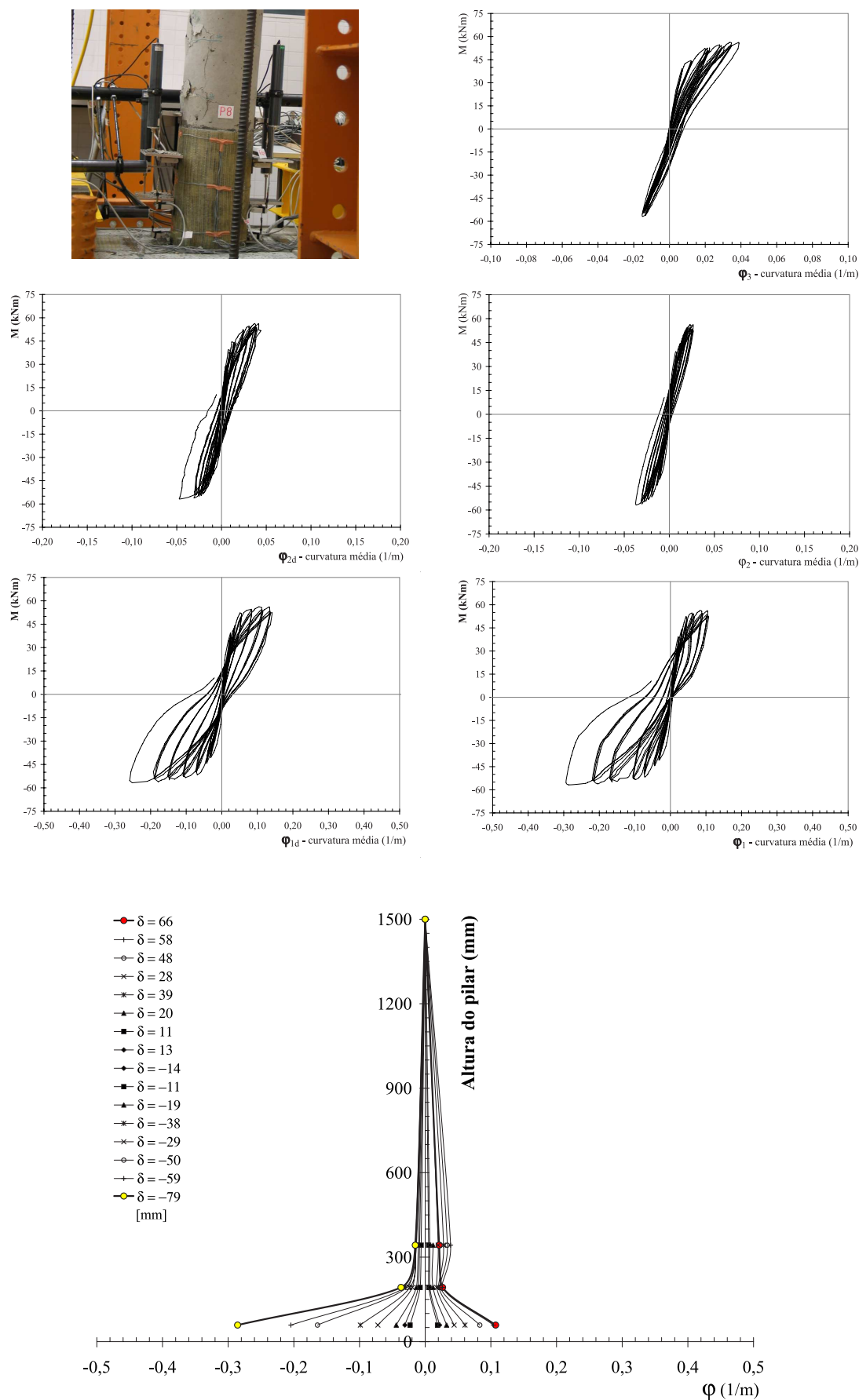


Figura 7.14: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P8

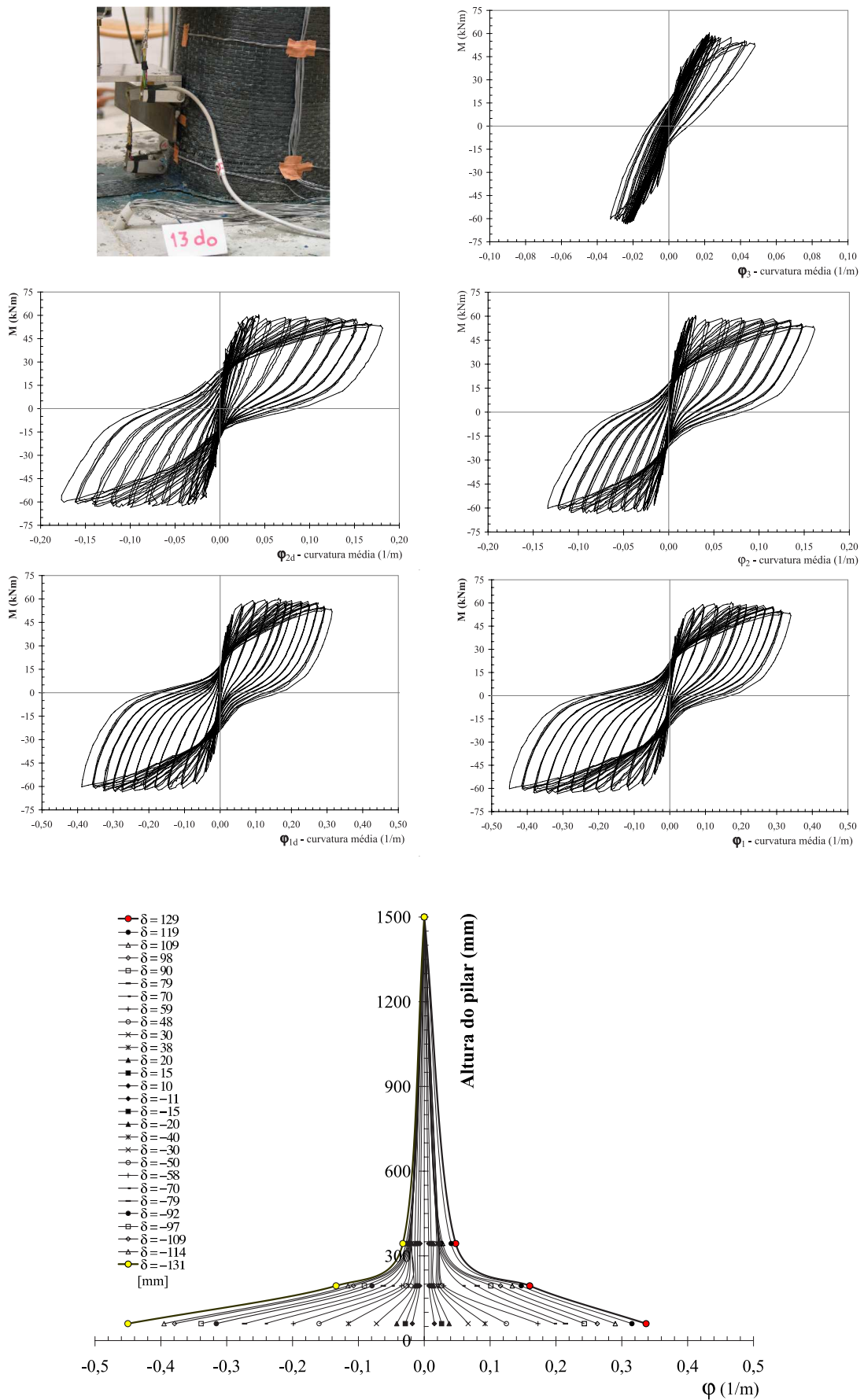


Figura 7.15: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P9

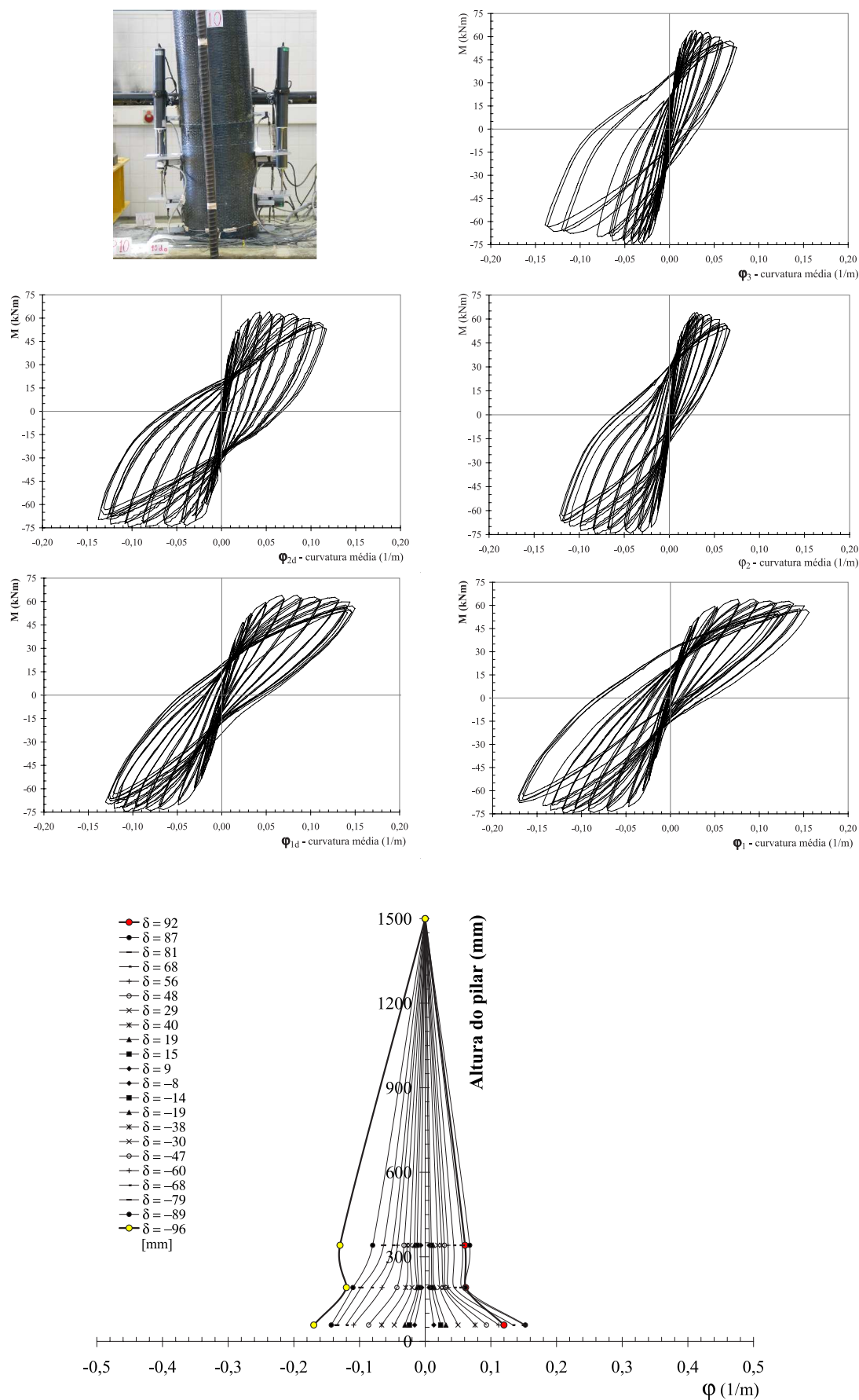


Figura 7.16: Diagramas momento-curvatura em diferentes secções do pilar P10

7.3 Força horizontal versus extensões médias no betão ou nas armaduras

As extensões médias calculadas para as armaduras (ε_{AN}) ou para o betão (ε_{BN}) no lado Norte ou no lado Sul (ε_{AS} , ε_{BS}) do pilar foram obtidas com base nos transdutores de deslocamentos i1 e i4 no troço 1 ($\varepsilon_{AN,1}$, $\varepsilon_{AS,1}$, $\varepsilon_{BN,1}$, $\varepsilon_{BS,1}$), i2 e i5 no troço 2 ($\varepsilon_{AN,2}$, $\varepsilon_{AS,2}$, $\varepsilon_{BN,2}$, $\varepsilon_{BS,2}$) e i3 e i6 no troço 3 ($\varepsilon_{AN,3}$, $\varepsilon_{AS,3}$, $\varepsilon_{BN,3}$, $\varepsilon_{BS,3}$).

Nas Tabelas 7.6 a 7.8 apresentam-se, respectivamente, as extensões médias no aço e no betão, correspondentes à força máxima no sentido Norte-Sul ou Sul-Norte. Nas Tabelas 7.7 e 7.9 indicam-se os valores das extensões médias no aço e no betão na rotura.

Modelo	Extensões no aço para F_{max} [%]						Máximo
	$\varepsilon_{AN,1}$	$\varepsilon_{AS,1}$	$\varepsilon_{AN,2}$	$\varepsilon_{AS,2}$	$\varepsilon_{AN,3}$	$\varepsilon_{AS,3}$	ε_A
P1	0,45	0,39	0,44	0,52	0,26	0,27	0,52
P2R	-0,77	0,98	0,81	0,33	-0,02	0,22	0,98
P3R	2,26	2,44	0,50	0,65	0,19	0,24	2,44
P4	2,13	2,69	0,66	0,87	0,18	0,05	2,69
P5	1,47	2,47	0,41	0,74	0,14	0,45	2,47
P6	1,79	1,17	0,26	0,24	0,26	0,18	1,79
P7	2,25	5,99	0,62	0,98	0,18	0,36	5,99
P8	0,66	3,30	0,16	0,09	0,44	-0,06	3,30
P9	2,50	4,66	0,10	0,79	0,24	0,18	4,66
P10	0,83	0,55	0,21	0,85	0,17	0,38	0,85

Tabela 7.6: Extensões médias no aço correspondentes à F_{max} no sentido Norte-Sul ou Sul-Norte

Nas Figuras 7.17 a 7.22 apresentam-se os diagramas força horizontal-extensão no betão ou no aço, nos pilares P1 a P10.

Estes diagramas foram obtidos partindo do pressuposto que as secções se mantêm planas após a deformação. Os valores das extensões no betão referem-se a extensões junto às faces Norte ou Sul do pilar e têm apenas interesse quando as extensões na secção são de compressão (-). Os valores das extensões no aço foram calculadas ao nível das armaduras situadas a 36 mm da face Norte ou a 36 mm da face Sul do pilar, interessando quer as extensões de tracção (+) quer as extensões de compressão (-).

Atendendo ao elevado número de figuras envolvidas, optou-se por incluir no Anexo A as extensões nas armaduras longitudinais, no Anexo B as extensões nas cintas dos pilares obtidas através dos extensómetros colocados nas armaduras dos pilares e no Anexo C os diagramas das extensões nas secções 1, 2 e 3 dos pilares P1 a P10.

Nos modelos reforçados com FRP verificou-se que as extensões chegam a atingir valores de 7%, extensões não compatíveis com o intervalo de medida dos extensómetros, que atingem, com alguma fiabilidade, no máximo 1%, razão pela

Modelo	Extensões no aço na rotura [%]						Máximo
	$\varepsilon_{AN,1}$	$\varepsilon_{AS,1}$	$\varepsilon_{AN,2}$	$\varepsilon_{AS,2}$	$\varepsilon_{AN,3}$	$\varepsilon_{AS,3}$	ε_A
P1	0,42	-0,82	1,19	-0,31	0,21	-0,10	1,19
P2R	-4,01	0,39	-0,29	0,72	-0,16	0,17	0,72
P3R	5,78	-0,98	0,72	-0,90	0,26	-0,25	5,78
P4	3,47	-1,61	1,17	-0,60	0,32	-0,35	3,47
P5	4,33	-1,77	1,09	-0,70	0,44	-0,65	4,33
P6	-1,62	6,91	-0,79	1,27	-0,37	0,54	6,91
P7	-1,92	5,87	-0,86	0,90	-0,33	0,35	5,87
P8	0,87	-1,09	0,12	-0,37	0,11	-0,28	0,87
P9	-1,53	6,80	-1,09	1,39	-0,36	0,24	6,80
P10	1,54	-0,62	0,47	-0,70	1,16	-0,11	1,54

Tabela 7.7: Extensões médias no aço correspondentes à rotura

Modelo	Extensões no betão para F_{max} [%]						Máximo
	$\varepsilon_{BN,1}$	$\varepsilon_{BS,1}$	$\varepsilon_{BN,2}$	$\varepsilon_{BS,2}$	$\varepsilon_{BN,3}$	$\varepsilon_{BS,3}$	ε_B
P1	-0,50	-0,67	-0,47	-0,23	-0,19	-0,19	-0,67
P2R	-1,05	-1,51	-0,43	-0,55	-0,25	-0,32	-1,51
P3R	-1,46	-1,44	-0,63	-0,44	-0,32	-0,29	-1,46
P4	-2,19	-1,88	-0,72	-0,65	-0,40	-0,29	-2,19
P5	-1,81	-1,15	-0,68	-0,46	-0,80	-0,41	-1,81
P6	-0,83	-1,16	-0,32	-0,46	-0,27	-0,27	-1,16
P7	-3,52	-1,85	-1,21	-1,01	-0,47	-0,25	-3,52
P8	-2,94	-1,15	-0,71	-0,34	-0,39	-0,30	-2,94
P9	-2,32	-1,32	-0,96	-0,56	-0,33	-0,26	-2,32
P10	-2,07	-1,20	-0,94	-0,46	-0,71	-0,47	-2,07

Tabela 7.8: Extensões médias no betão correspondentes à F_{max} no sentido Norte-Sul ou Sul-Norte

Modelo	Extensões no betão na rotura [%]						Máximo
	$\varepsilon_{BN,1}$	$\varepsilon_{BS,1}$	$\varepsilon_{BN,2}$	$\varepsilon_{BS,2}$	$\varepsilon_{BN,3}$	$\varepsilon_{BS,3}$	ε_B
P1	—	-1,07	—	-0,61	—	-0,17	-1,07
P2R	-4,88	—	-0,49	—	-0,22	—	-4,88
P3R	—	-2,33	—	-1,22	—	-0,35	-2,33
P4	—	-2,64	—	-0,95	—	-0,49	-2,64
P5	—	-2,98	—	-1,05	—	-0,86	-2,98
P6	-3,29	—	-1,20	—	-0,55	—	-3,29
P7	-3,49	—	-1,21	—	-0,46	—	-3,49
P8	—	-1,47	—	-0,46	—	-0,35	-1,47
P9	-3,15	—	-1,57	—	-0,48	—	-3,15
P10	—	-1,05	—	-0,93	—	-0,36	-1,05

Tabela 7.9: Extensões média no betão correspondentes à rotura

qual os extensómetros colocados nas armaduras longitudinais serviram essencialmente para a determinação do deslocamento correspondente à cedência das armaduras (Figura 9.1).

Os extensómetros colocados nas cintas permitem constatar que o nível de extensão observado nos pilares não reforçados é bastante inferior aos valores da extensão de cedência das cintas.

Quanto às cintas colocadas em pilares reforçados com FRP, verificou-se que o nível de extensão atingido é normalmente inferior ao das extensões de cedência das cintas, o que se compreende, atendendo a que se encontram confinadas pelo FRP. A única situação em que as cintas acabaram por ser bastante solicitadas foi no pilar P2R, com valores máximos de extensão à volta de 1,5%, o que também é compreensível, uma vez que as cintas foram envoltas em betão polimérico, passando, neste caso, a estarem bastante mais solicitadas.

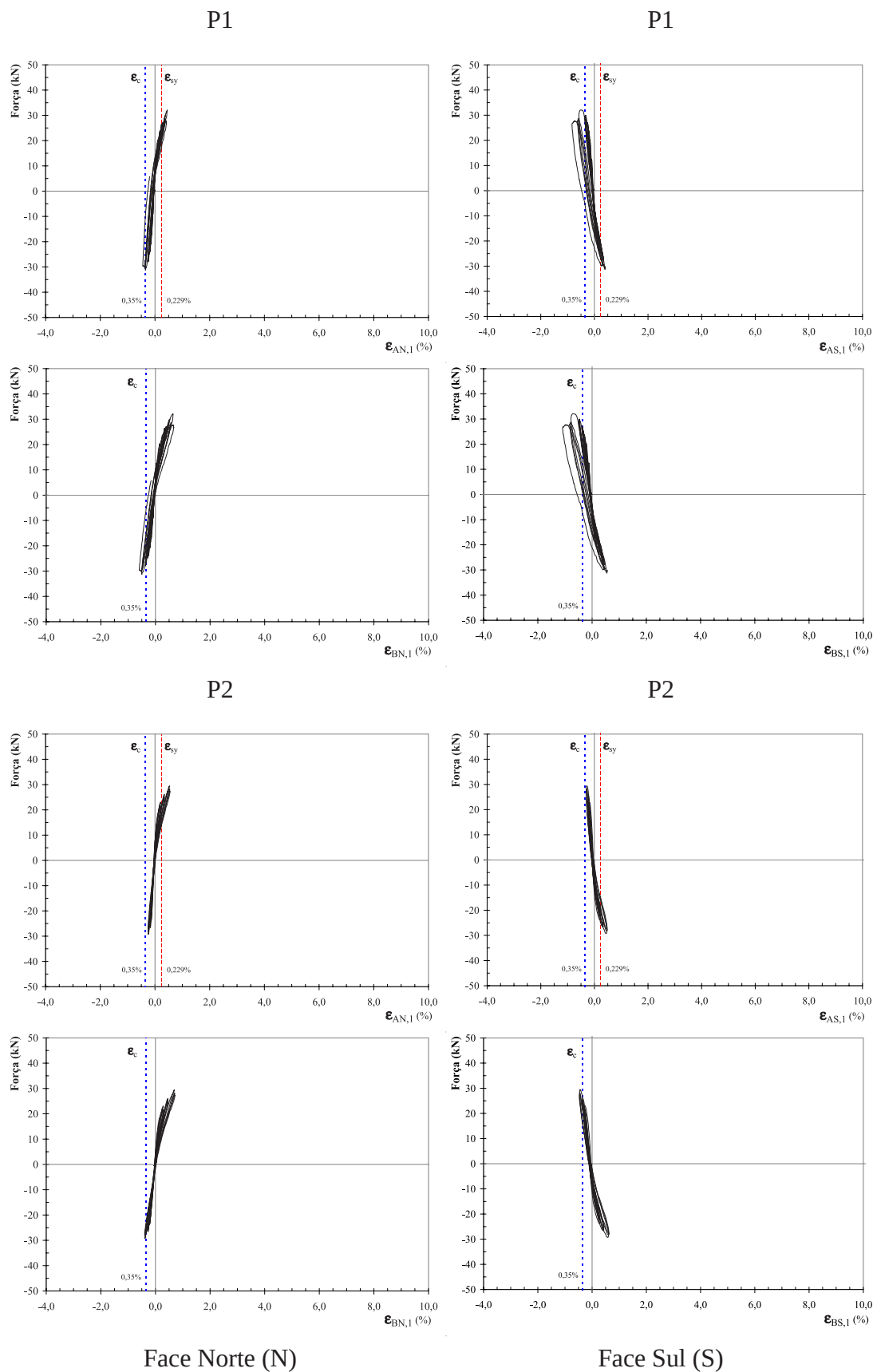


Figura 7.17: Diagramas força horizontal-extensão no betão (B) ou no aço (A) dos pilares P1 e P2

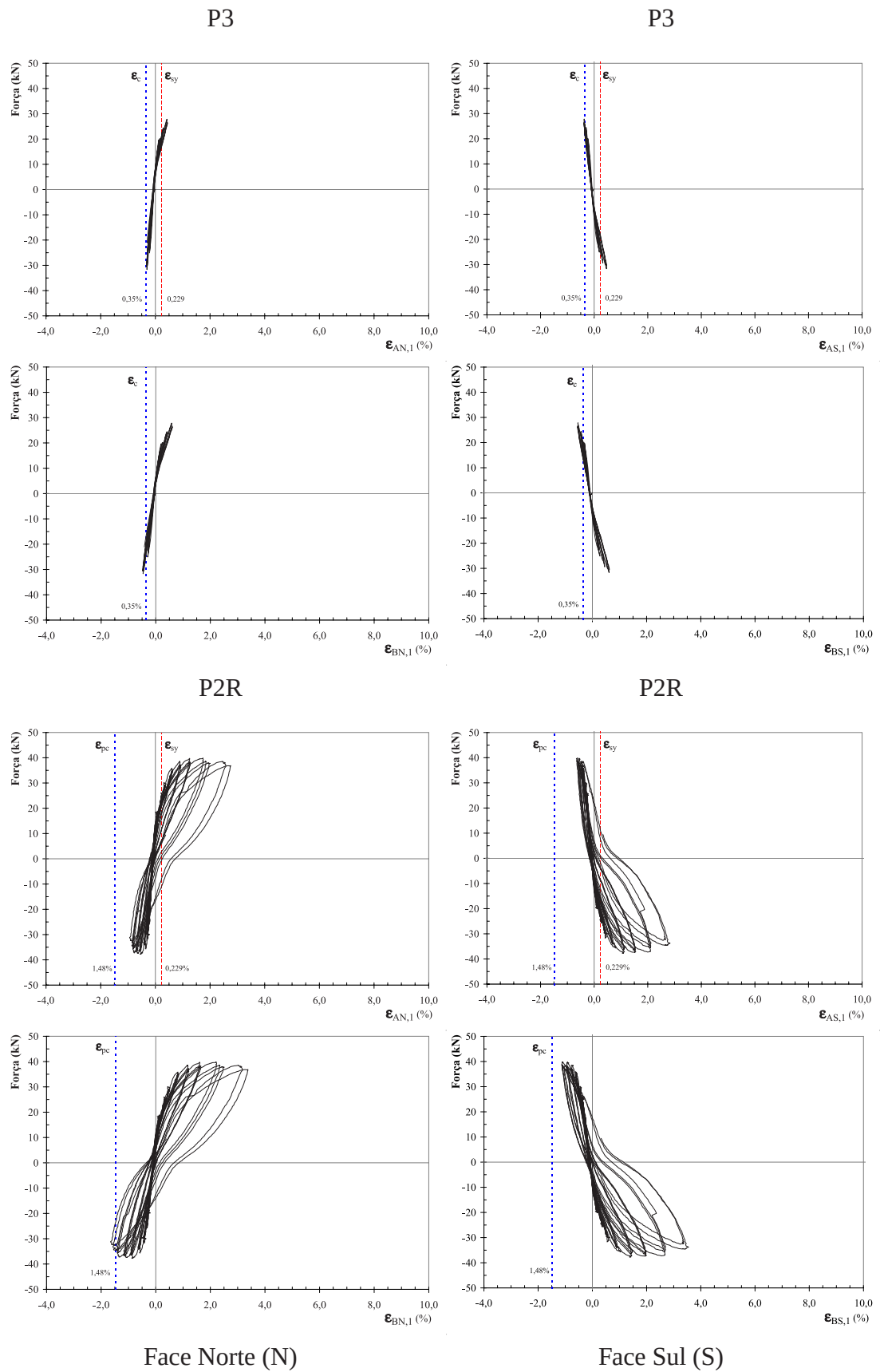


Figura 7.18: Diagramas força horizontal-extensão no betão (B) ou no aço (A) dos pilares P2R e P3

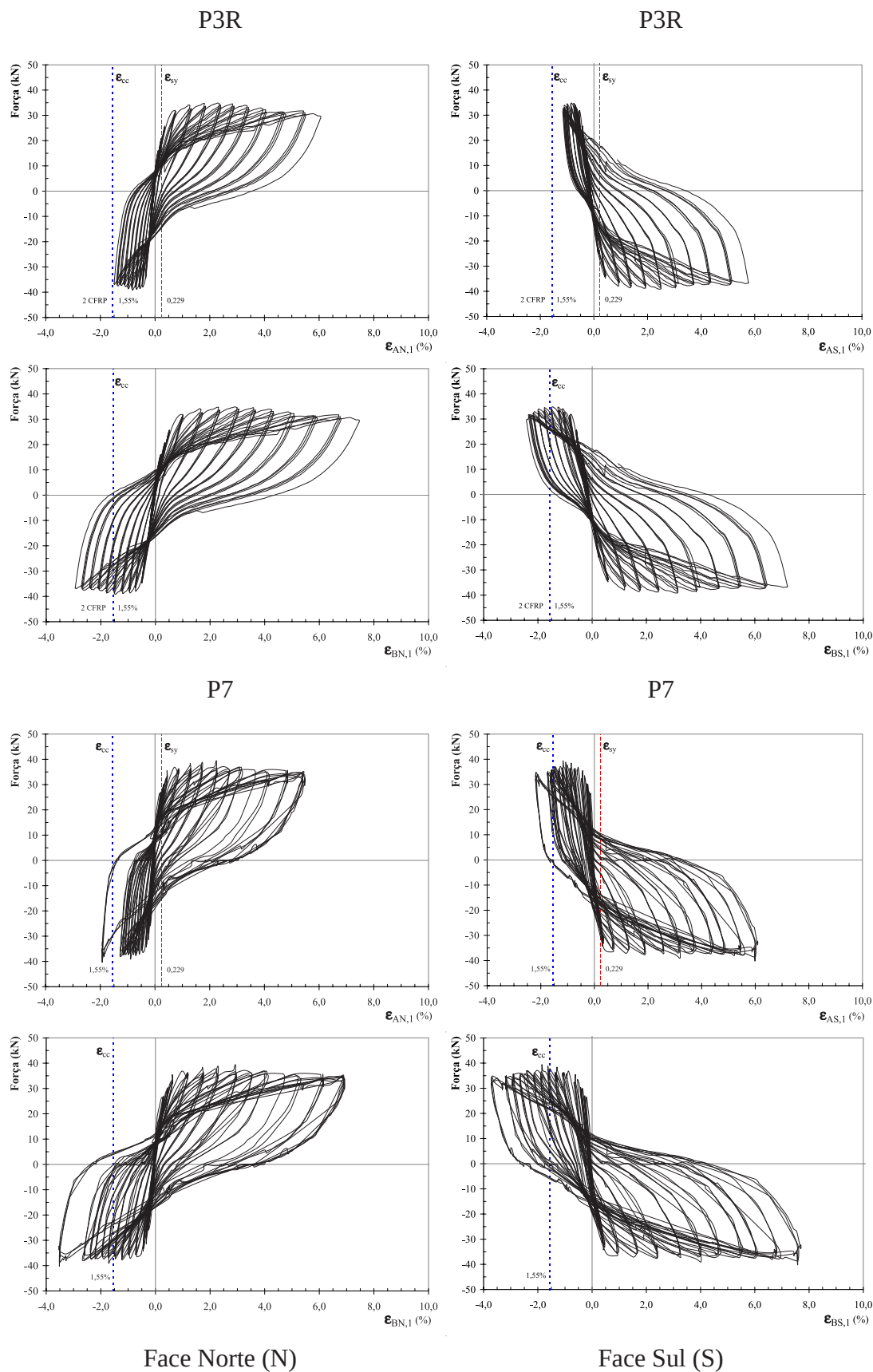


Figura 7.19: Diagramas força horizontal-extensão no betão (B) ou no aço (A) dos pilares P3R e P7

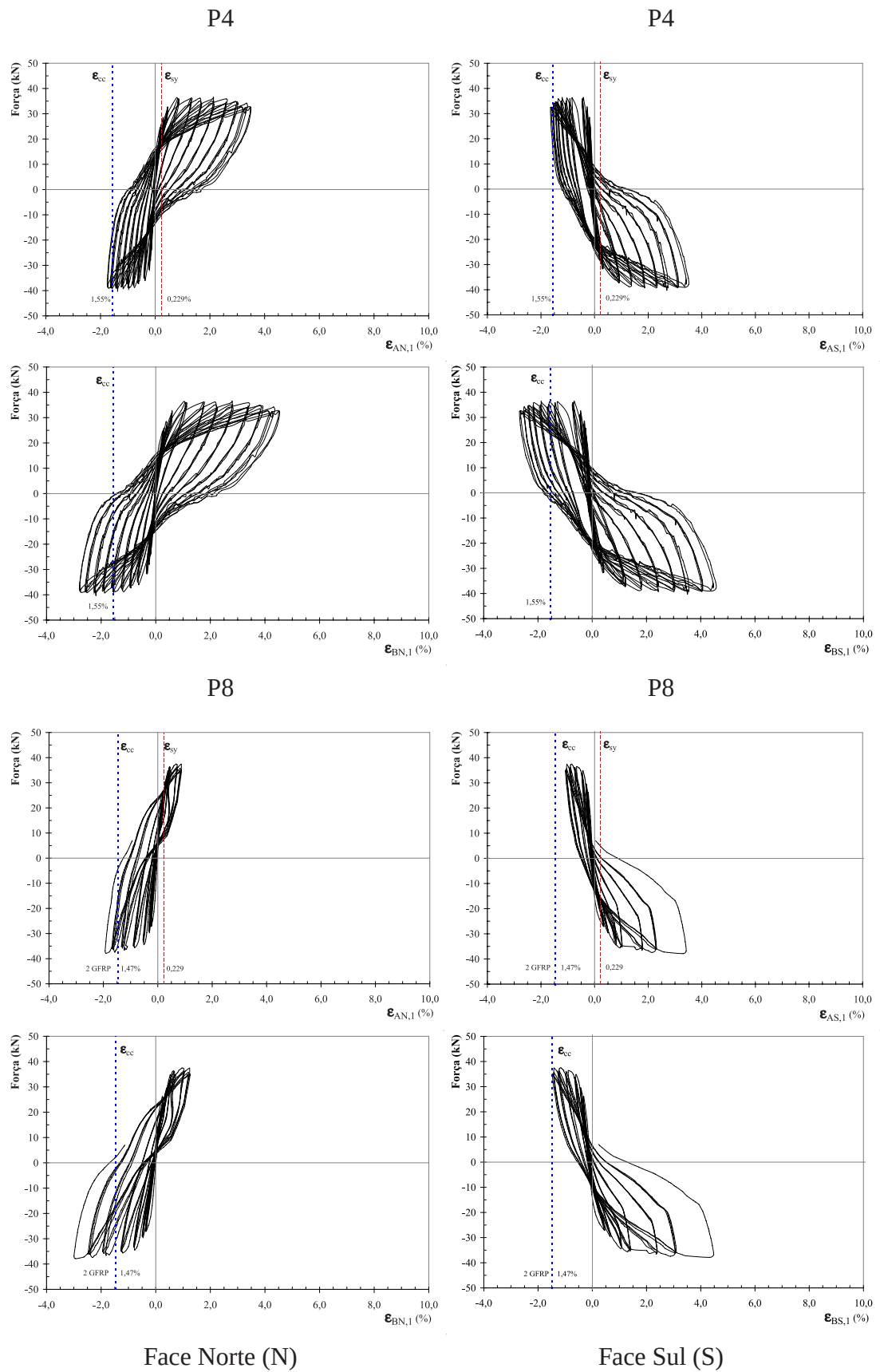


Figura 7.20: Diagramas força horizontal-extensão no betão (B) ou no aço (A) dos pilares P4 e P8

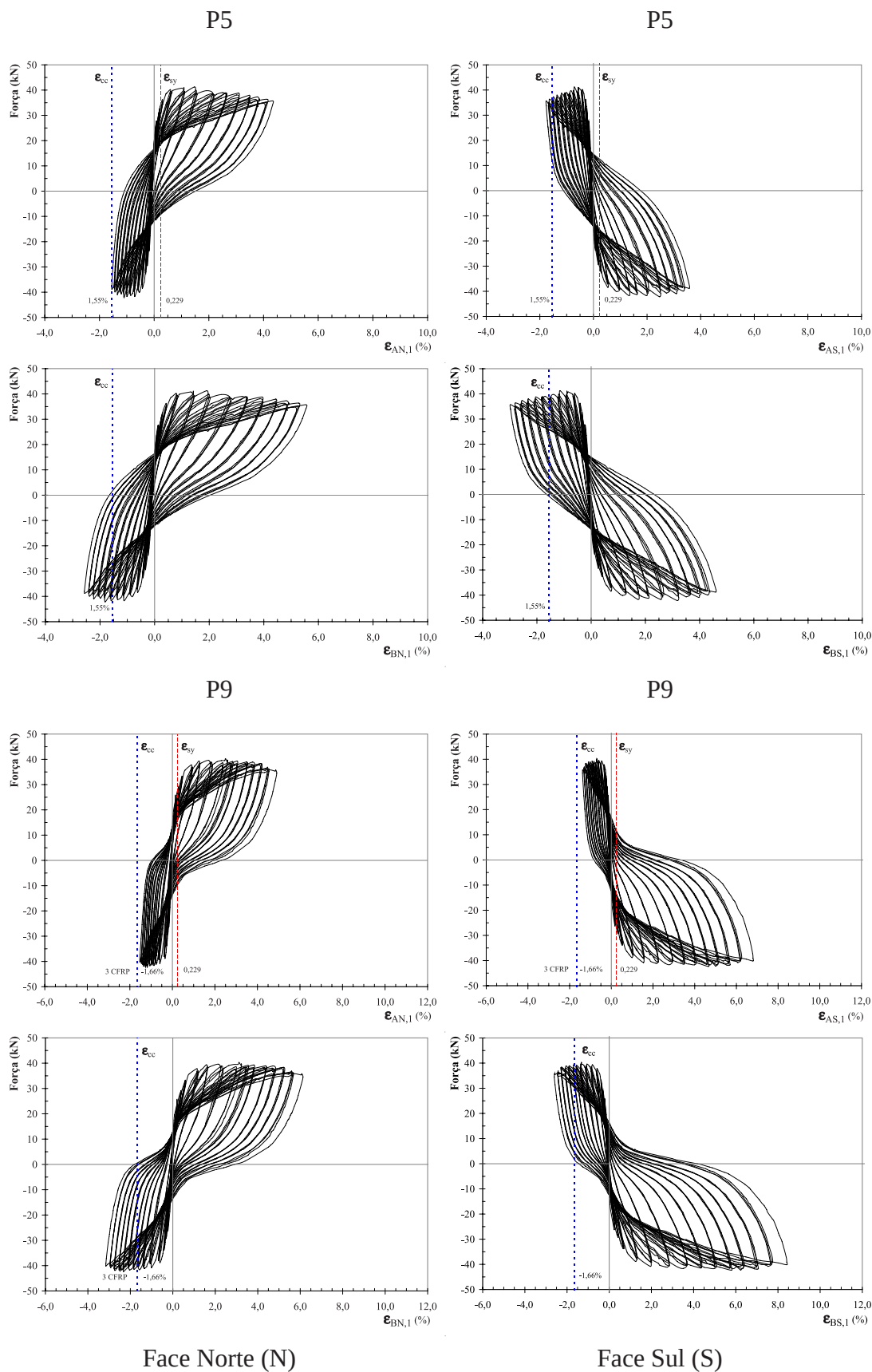


Figura 7.21: Diagramas força horizontal-extensão no betão (B) ou no aço (A) dos pilares P5 e P9

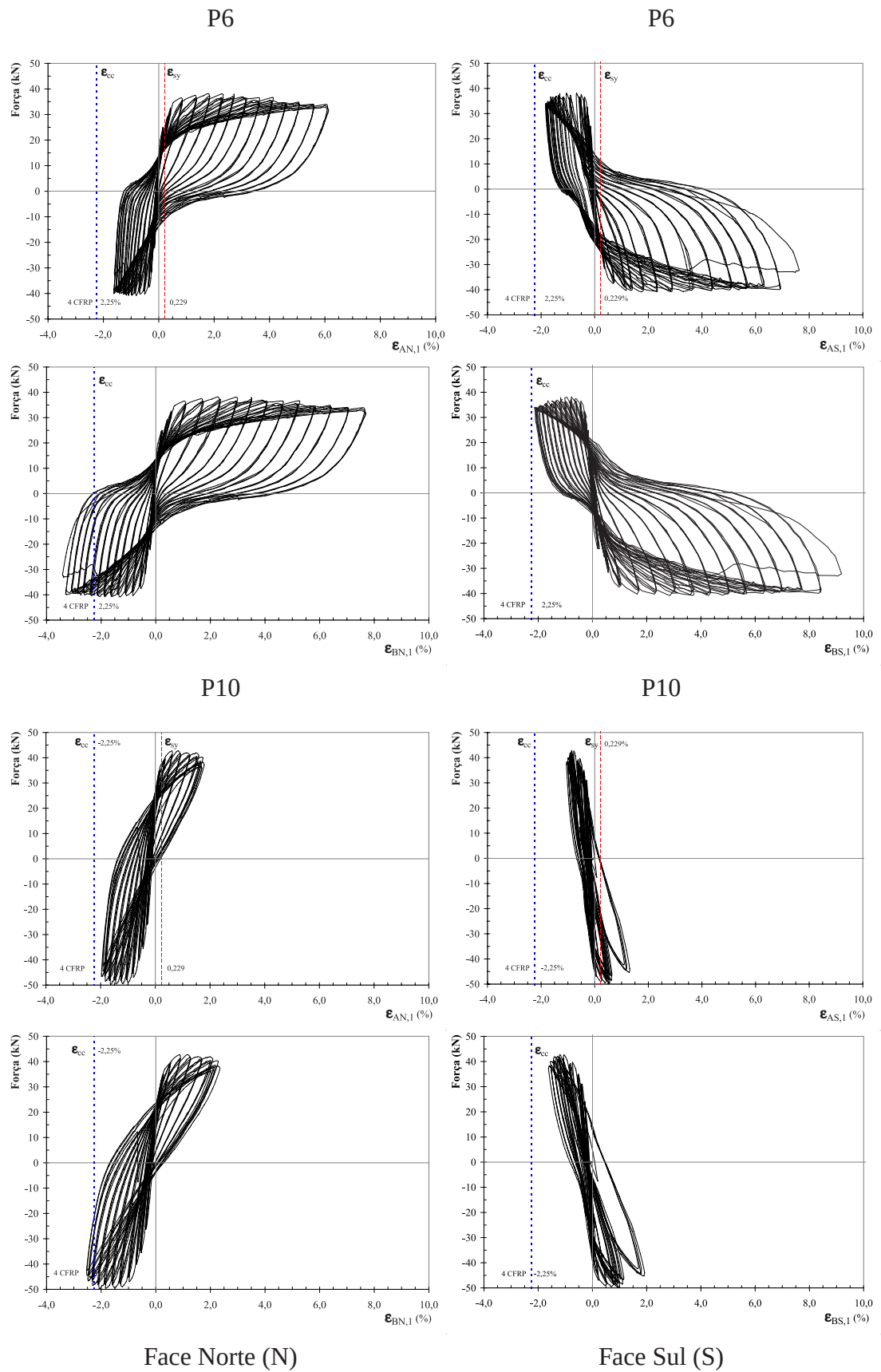


Figura 7.22: Diagramas força horizontal-extensão no betão (B) ou no aço (A) dos pilares P6 e P10

7.4 Extensões no FRP

Indicam-se nas Tabelas 7.10 e 7.11 as extensões laterais (ε_l) obtidas para a força máxima e na rotura ao nível do colete de FRP. Os extensómetros H1, H2 e H3 estão colocados no lado Norte e os extensómetros H4, H5 e H6 no lado Sul (Figura 4.6).

Nas Figuras 7.24 a 7.23 apresenta-se, para os pilares reforçados com FRP, o andamento das extensões laterais ao longo do colete em diversos picos de deslocamento. Neste conjunto de figuras indicam-se, igualmente, para cada extensómetro, os diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP para todos os pilares encamisados.

Modelo	Extensões para F_{max} [%]						Máximo
	H1	H2	H3	H4	H5	H6	ε_l
P3R	0,67	0,33	0,10	0,12	0,15	0,11	0,67
P4	0,54	0,16	0,08	0,54	0,23	0,10	0,54
P5	0,31	0,41	0,45	0,33	0,23	0,27	0,45
P6	0,17	0,09	0,06	0,19	0,09	0,06	0,19
P7	0,28	0,23	0,14	0,18	0,36	0,09	0,36
P8	0,58	0,43	0,18	0,46	0,20	0,13	0,58
P9	0,00	0,14	0,15	0,42	0,31	0,12	0,42
P10	0,46	0,08	—	—	—	—	0,46

Tabela 7.10: Extensões laterais no FRP (ε_l nos extensómetros H1 a H6) correspondentes à força máxima em ambos os sentidos

Modelo	Extensões na rotura $0,85F_{max}$ [%]						Máximo
	H1	H2	H3	H4	H5	H6	ε_l
P3R	0,87	0,29	0,04	1,85	0,39	0,16	1,85
P4	0,42	0,08	0,03	—	0,29	0,16	0,42
P5	0,25	0,24	0,29	0,73	0,50	0,45	0,73
P6	0,59	0,30	0,14	0,61	0,07	0,03	0,61
P7	0,28	0,22	0,14	0,10	0,05	0,04	0,28
P8	0,26	0,11	0,05	0,53	0,25	0,24	0,53
P9	—	0,21	0,19	—	0,11	0,05	0,21
P10	0,23	0,15	—	—	—	—	0,23

Tabela 7.11: Extensões laterais no FRP (ε_l nos extensómetros H1 a H6) correspondentes à rotura

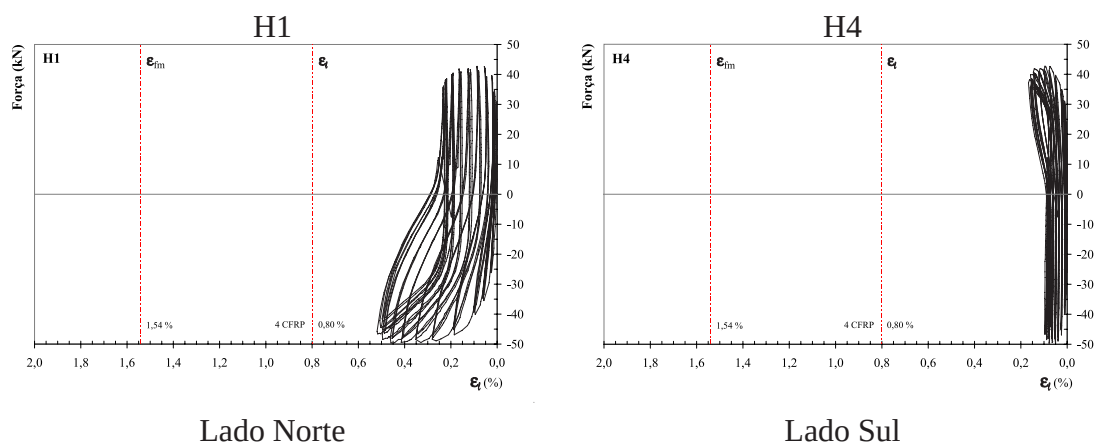


Figura 7.23: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P10

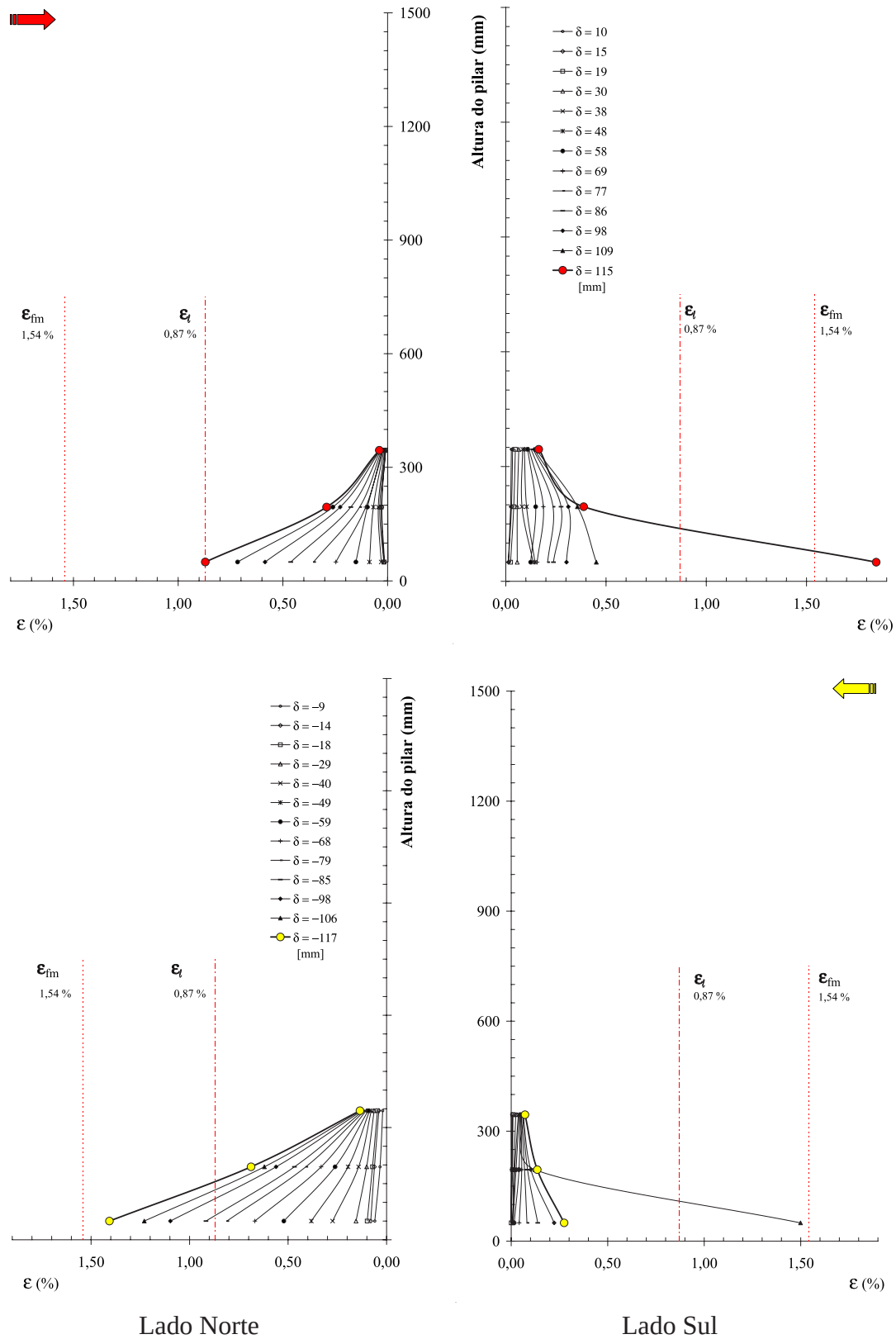


Figura 7.24: Extensão lateral ao longo do colete de FRP do pilar P3R

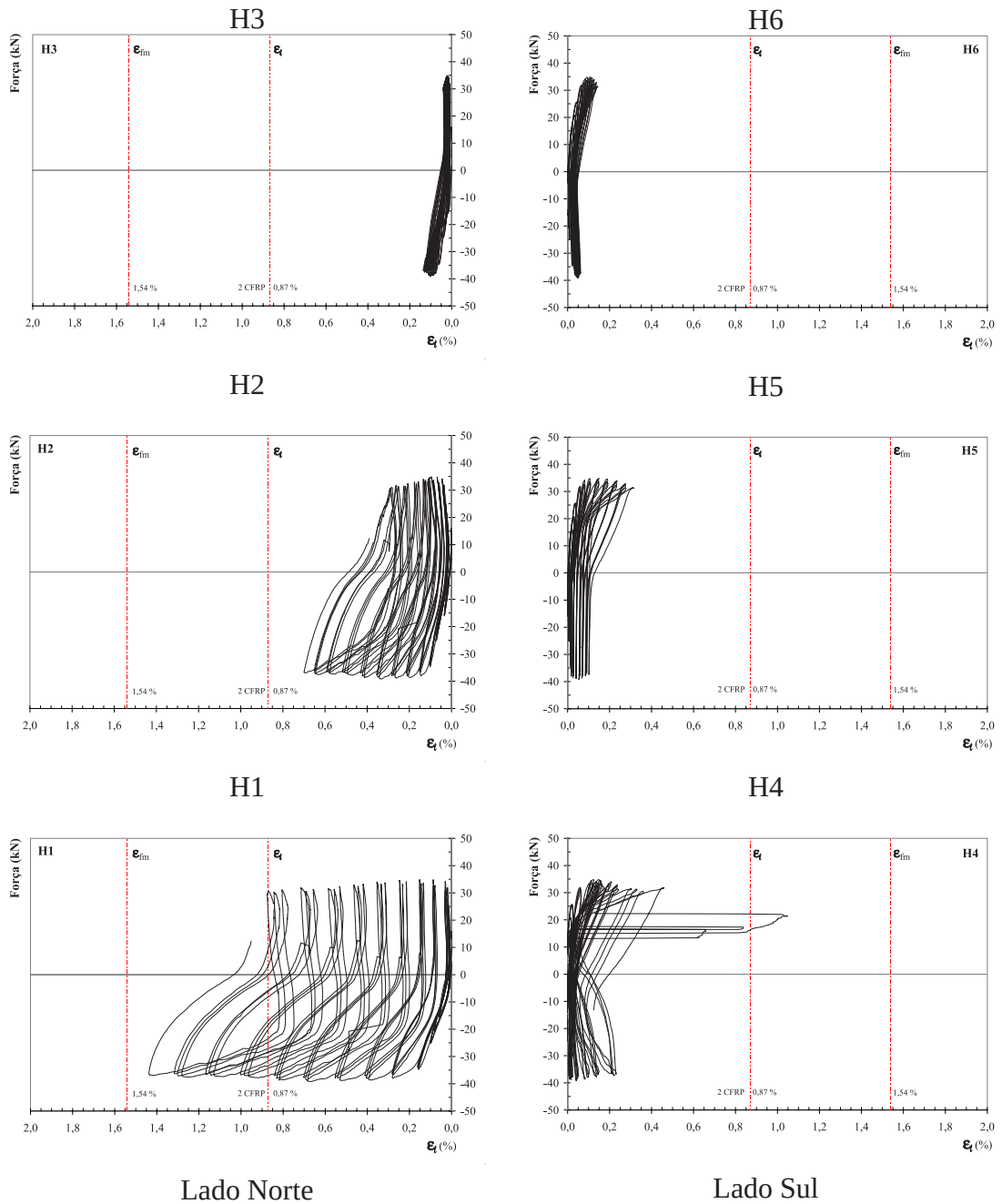


Figura 7.25: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P3R

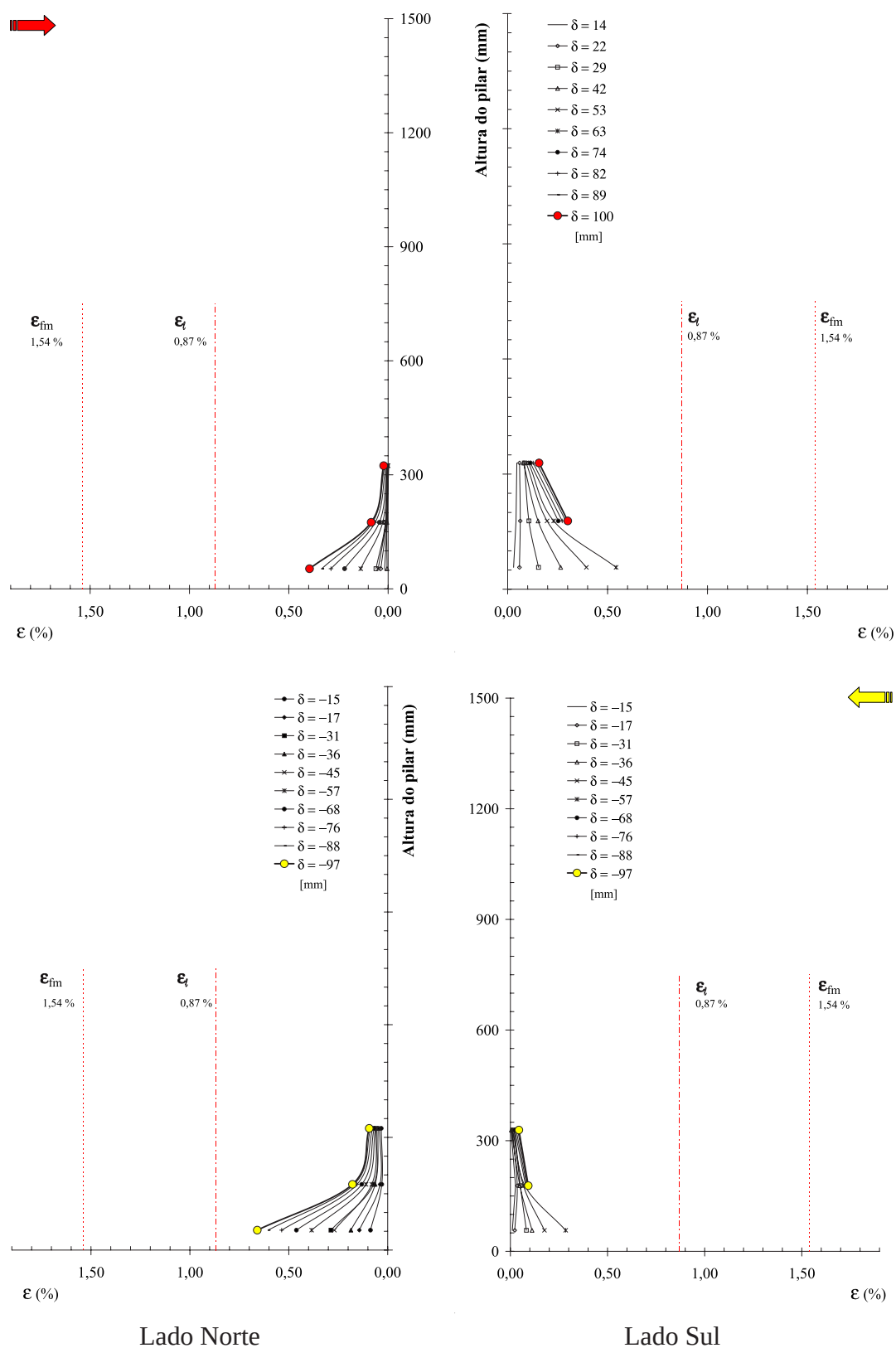


Figura 7.26: Extensão lateral ao longo do coleto de FRP do pilar P4

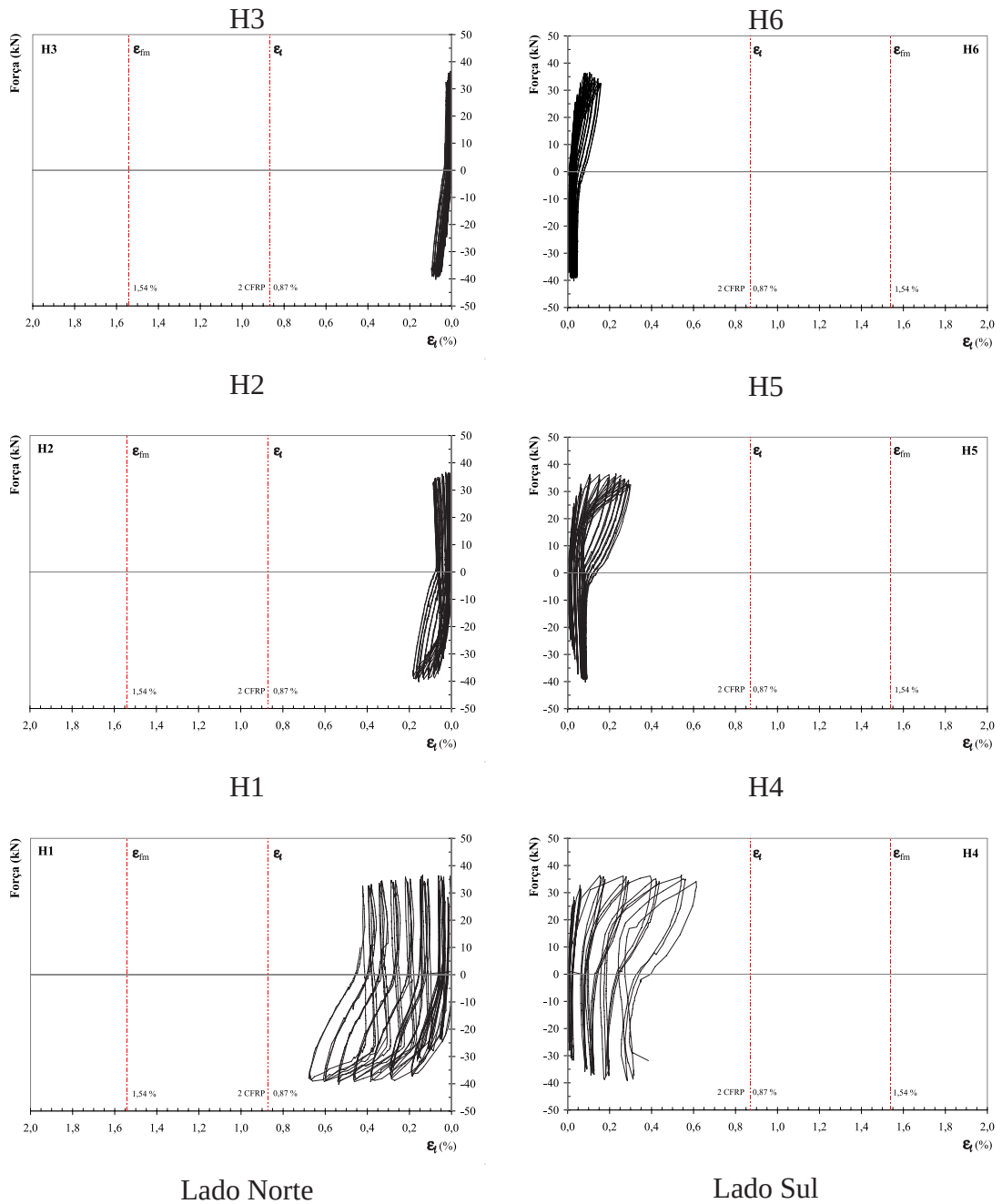


Figura 7.27: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P4

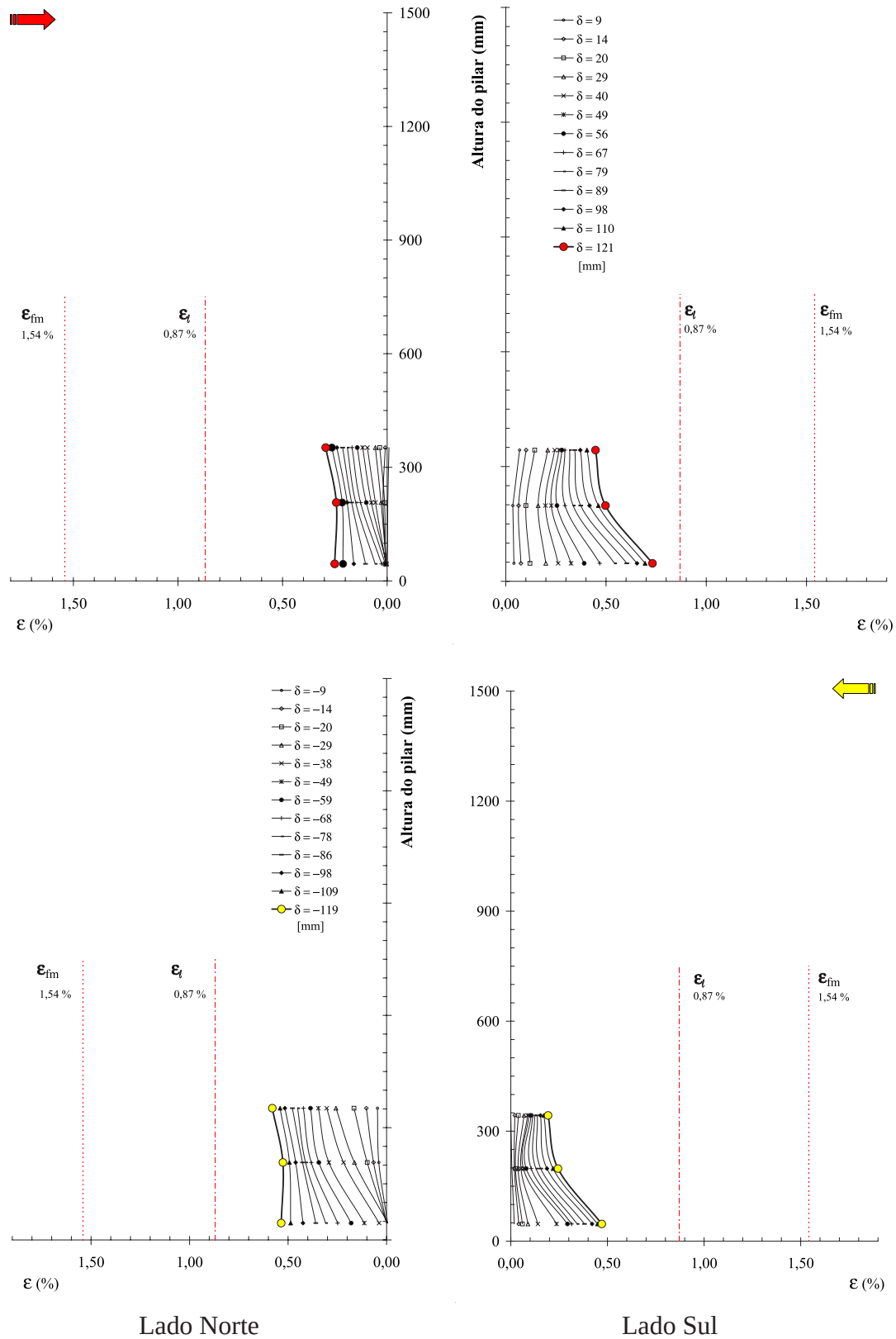


Figura 7.28: Extensão lateral ao longo do coleto de FRP do pilar P5

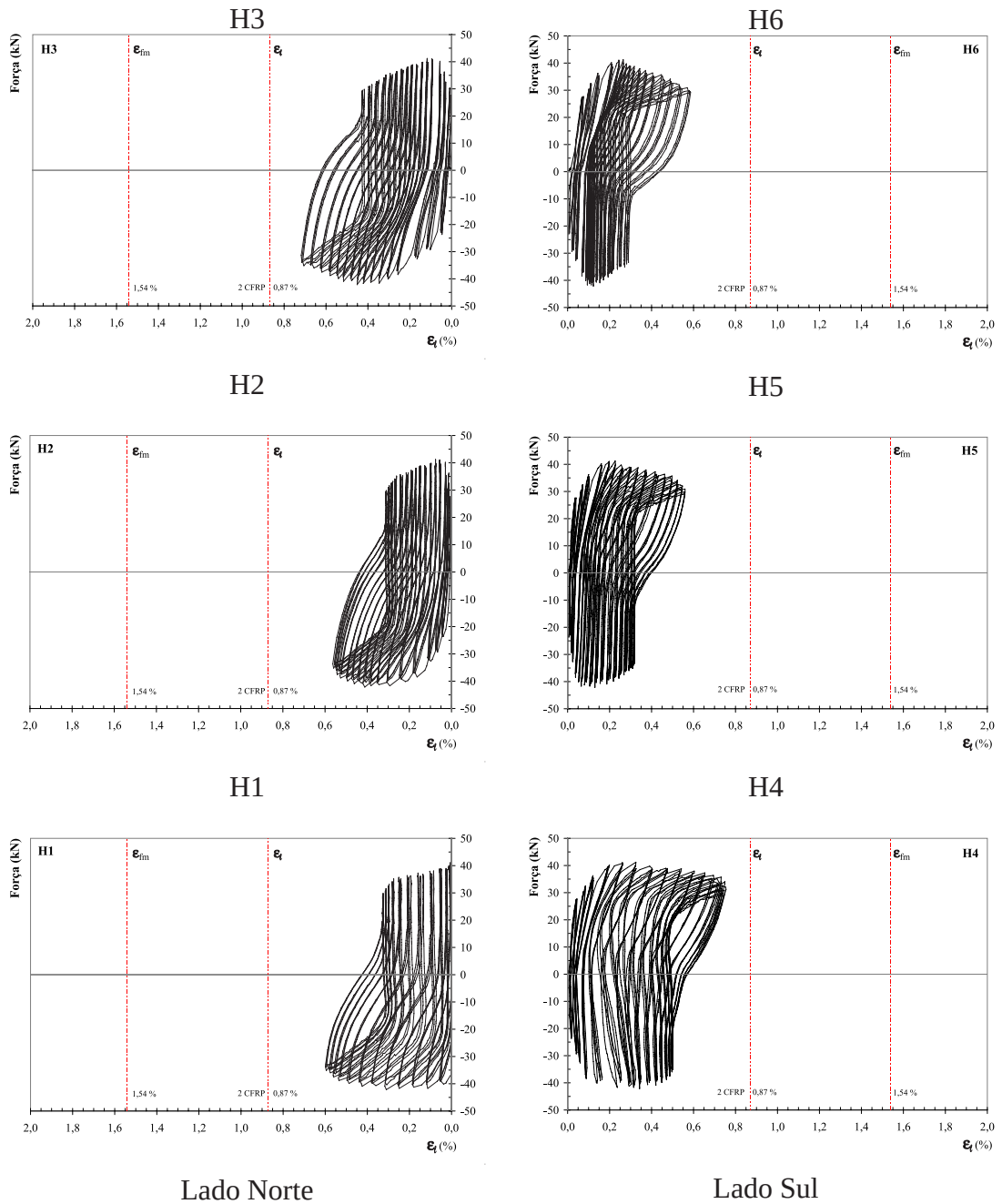


Figura 7.29: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P5

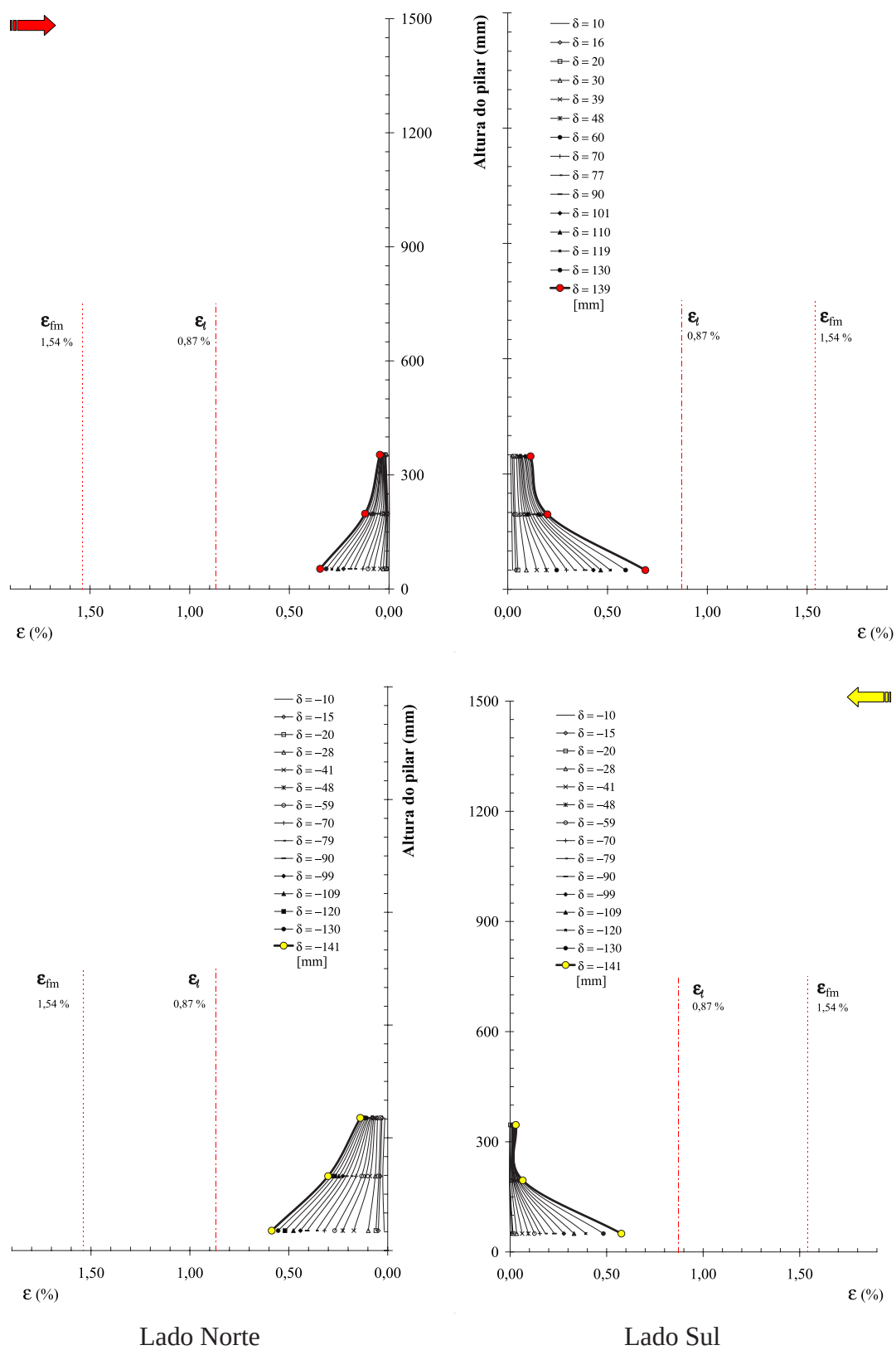


Figura 7.30: Extensão lateral ao longo do coleto de FRP do pilar P6

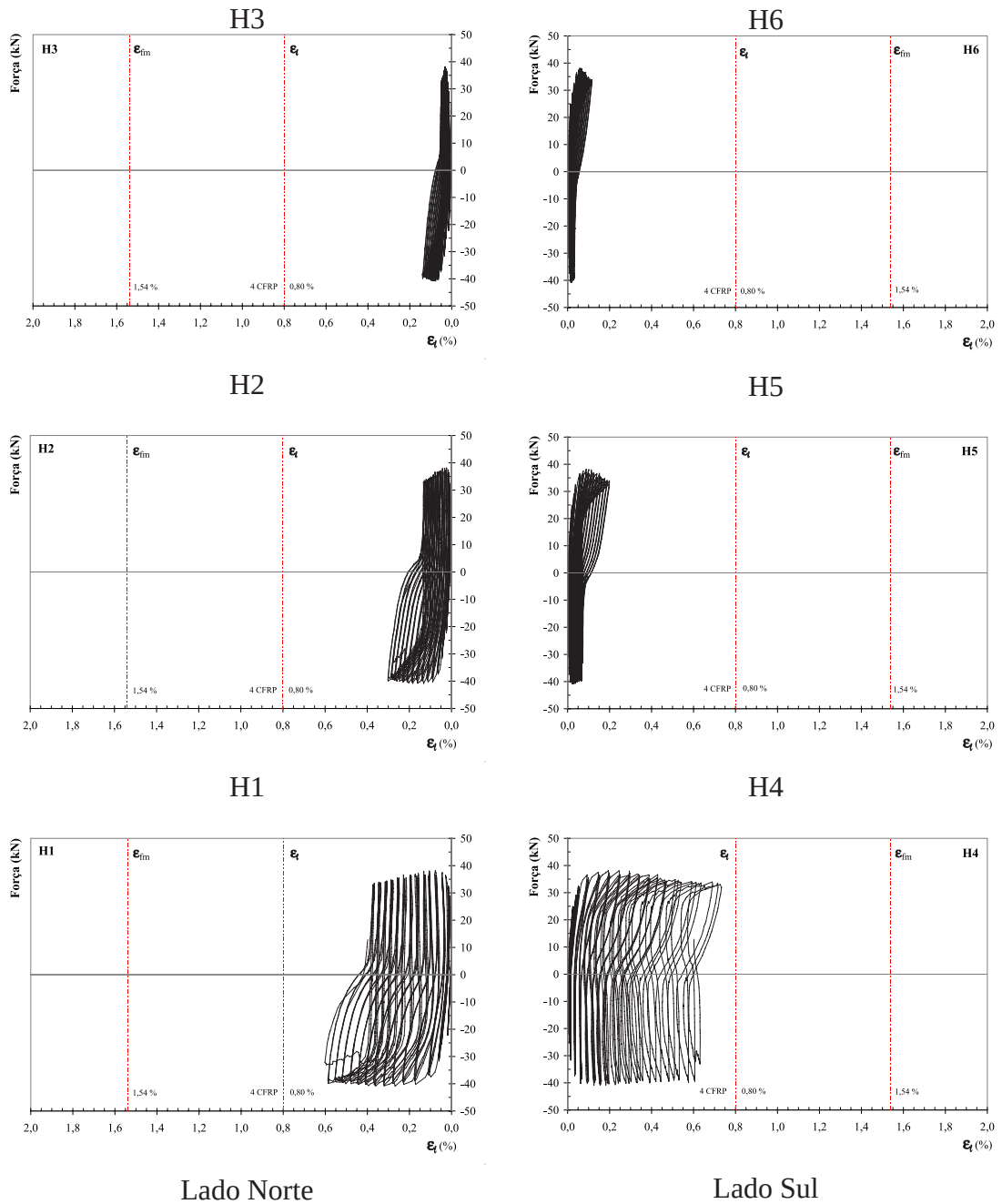


Figura 7.31: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P6

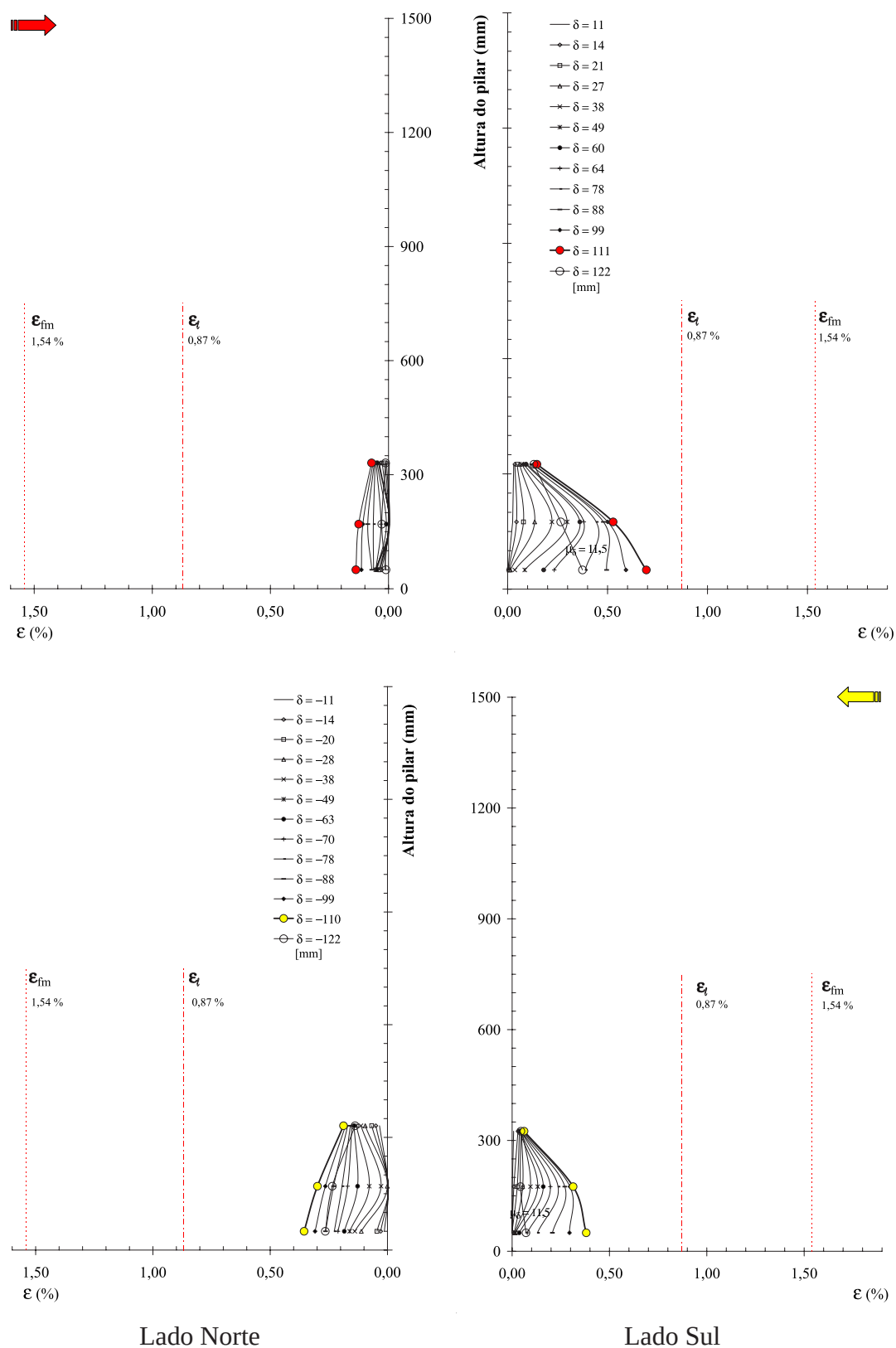


Figura 7.32: Extensão lateral ao longo do coleto de FRP do pilar P7

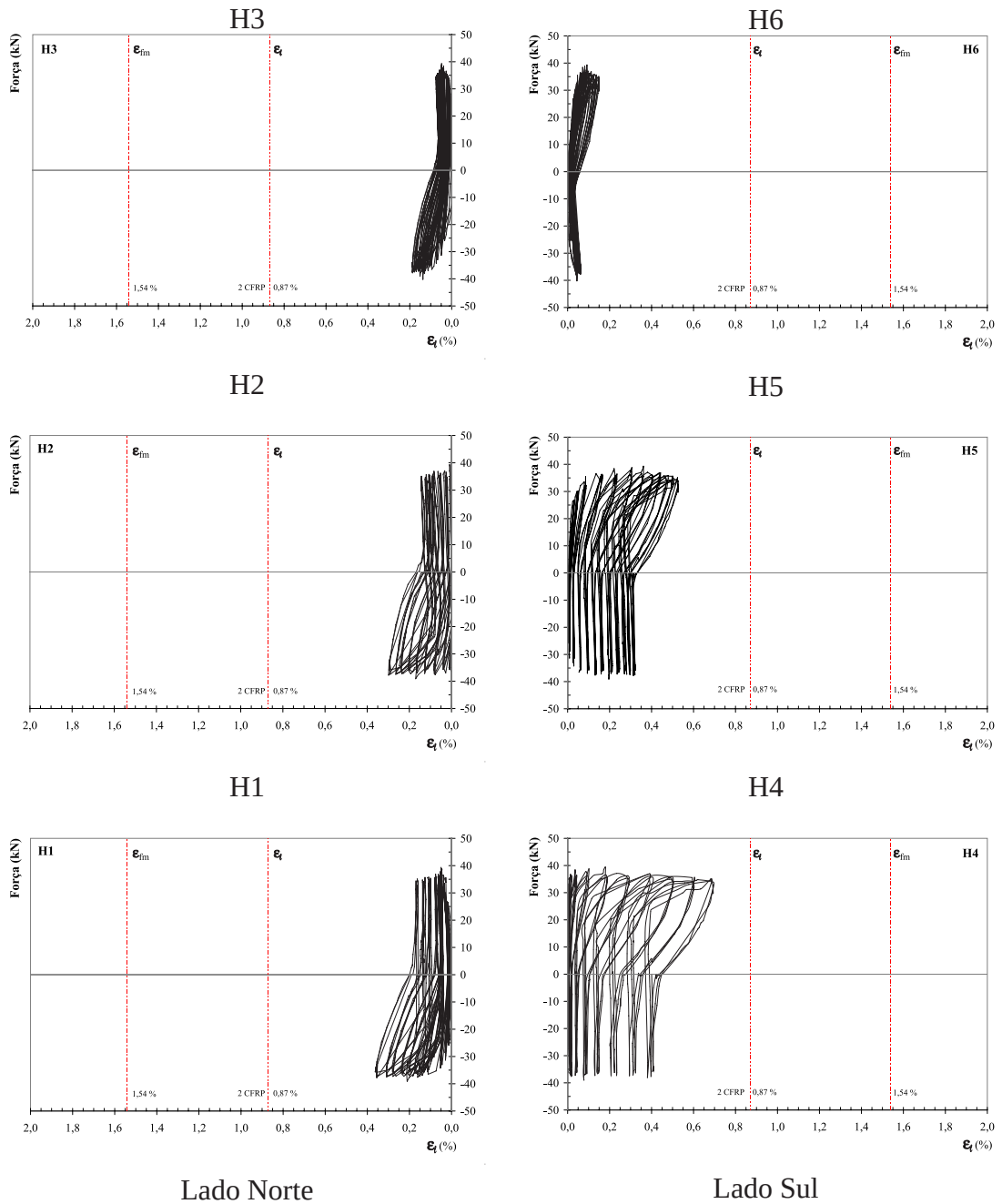


Figura 7.33: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P7



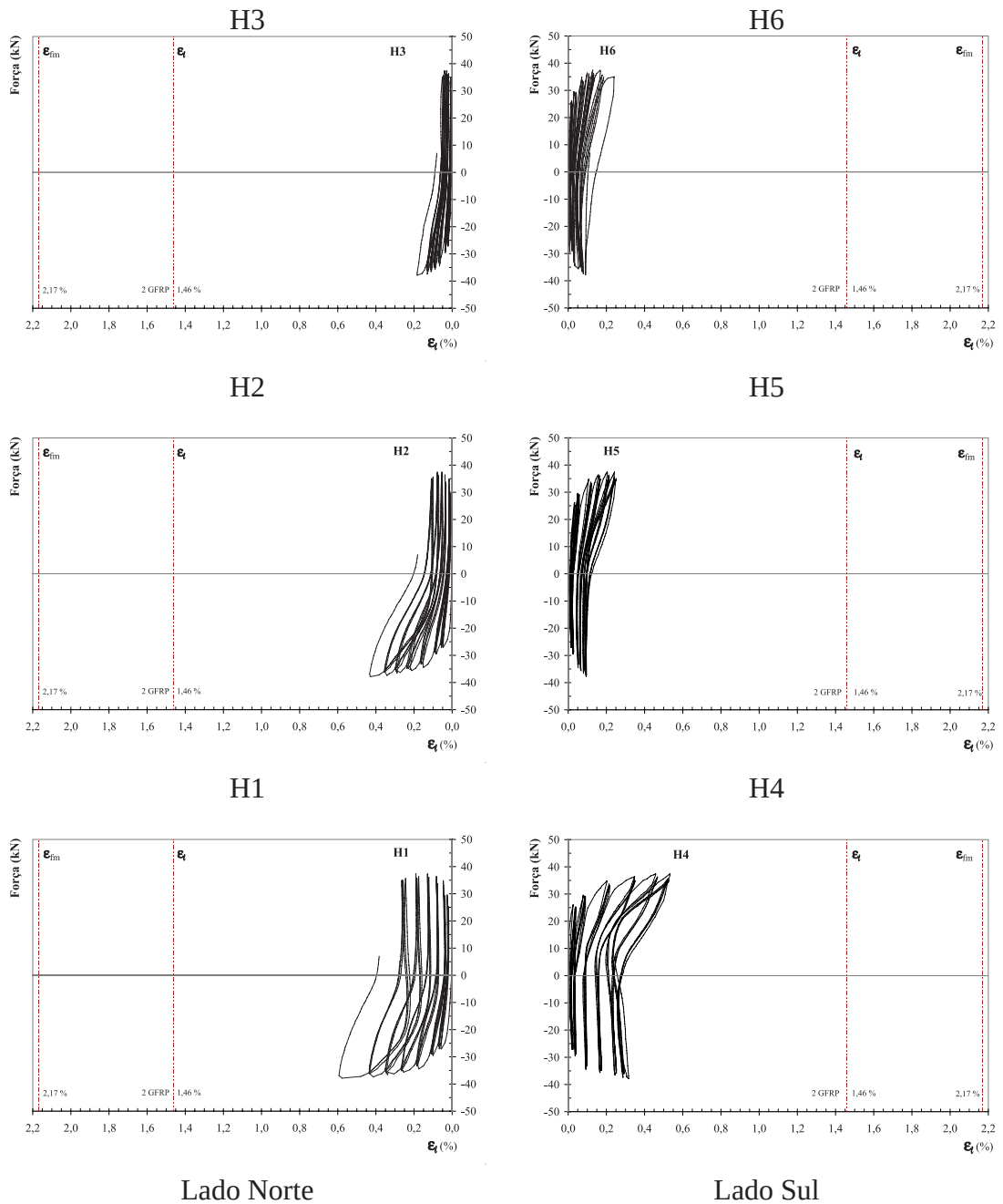


Figura 7.35: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P8

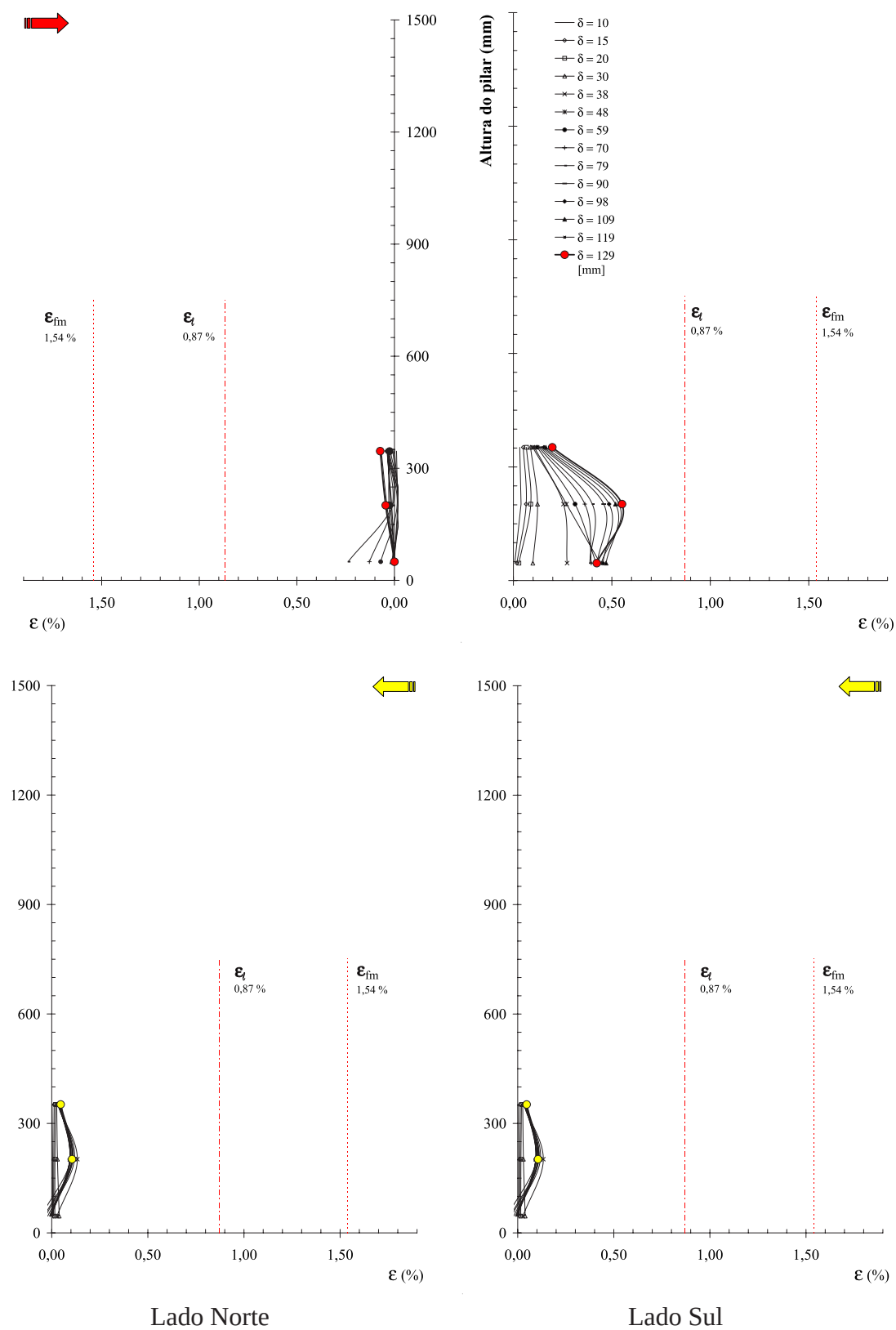


Figura 7.36: Extensão lateral ao longo do coleto de FRP do pilar P9

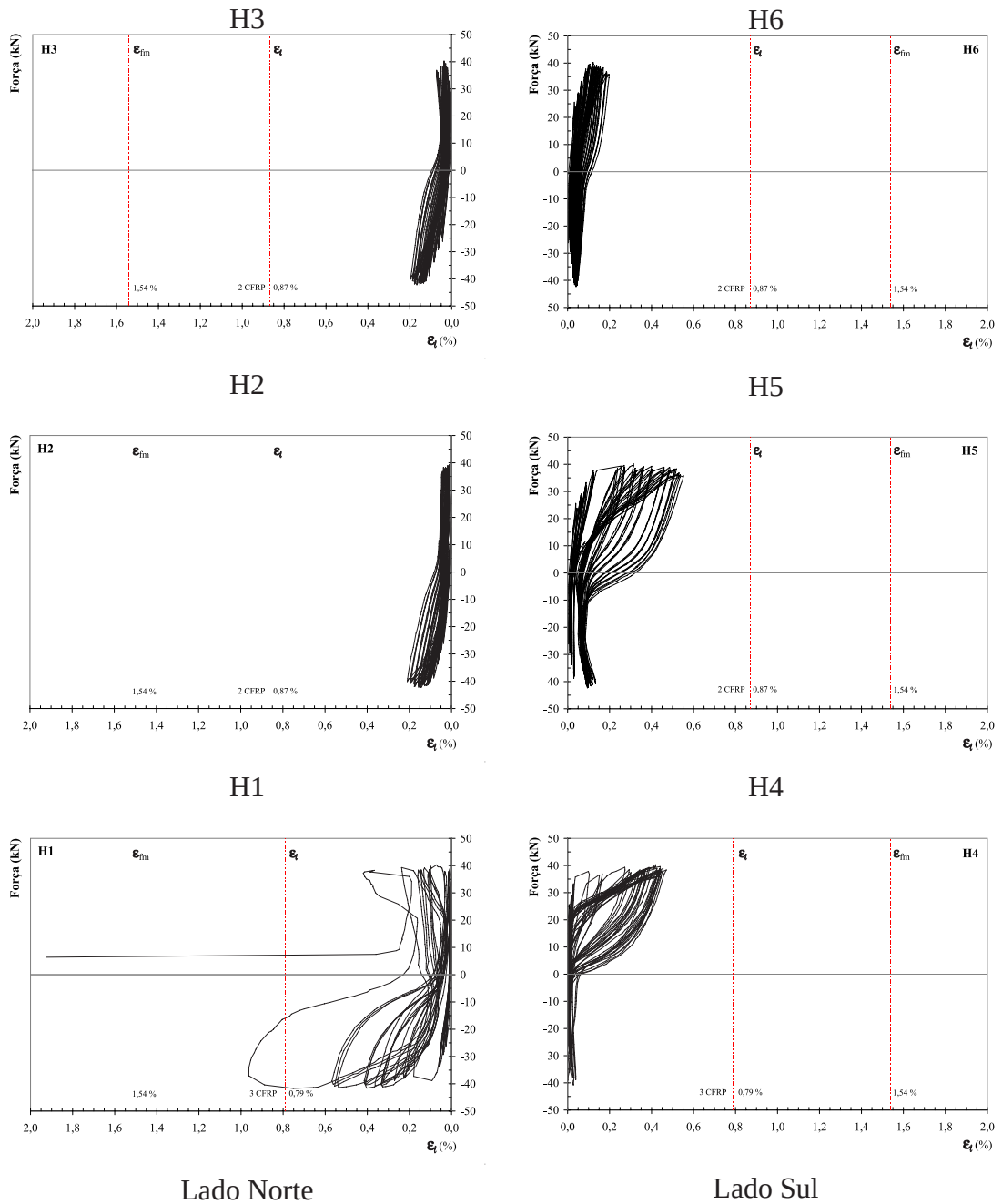


Figura 7.37: Diagramas força horizontal-extensão no colete de FRP do pilar P9

7.5 Parâmetros de desempenho dos pilares

Nas Figuras 5.77 a 5.86 apresenta-se o andamento dos seguintes parâmetros de desempenho, calculados, para os pilares P1 a P10: δ/L - taxa de deslocamento horizontal por altura do pilar, θ_p - rotação plástica, μ_φ - coeficiente de ductilidade em curvatura, μ_Δ - coeficiente de ductilidade em deslocamento, W_{acum} - energia dissipada acumulada por ciclo, W_d - energia dissipada por ciclo de três em três ciclos, n_k - rigidez efectiva normalizada, RDI - índice de deformação residual e ξ_{eq} - taxa de amortecimento viscoso equivalente.

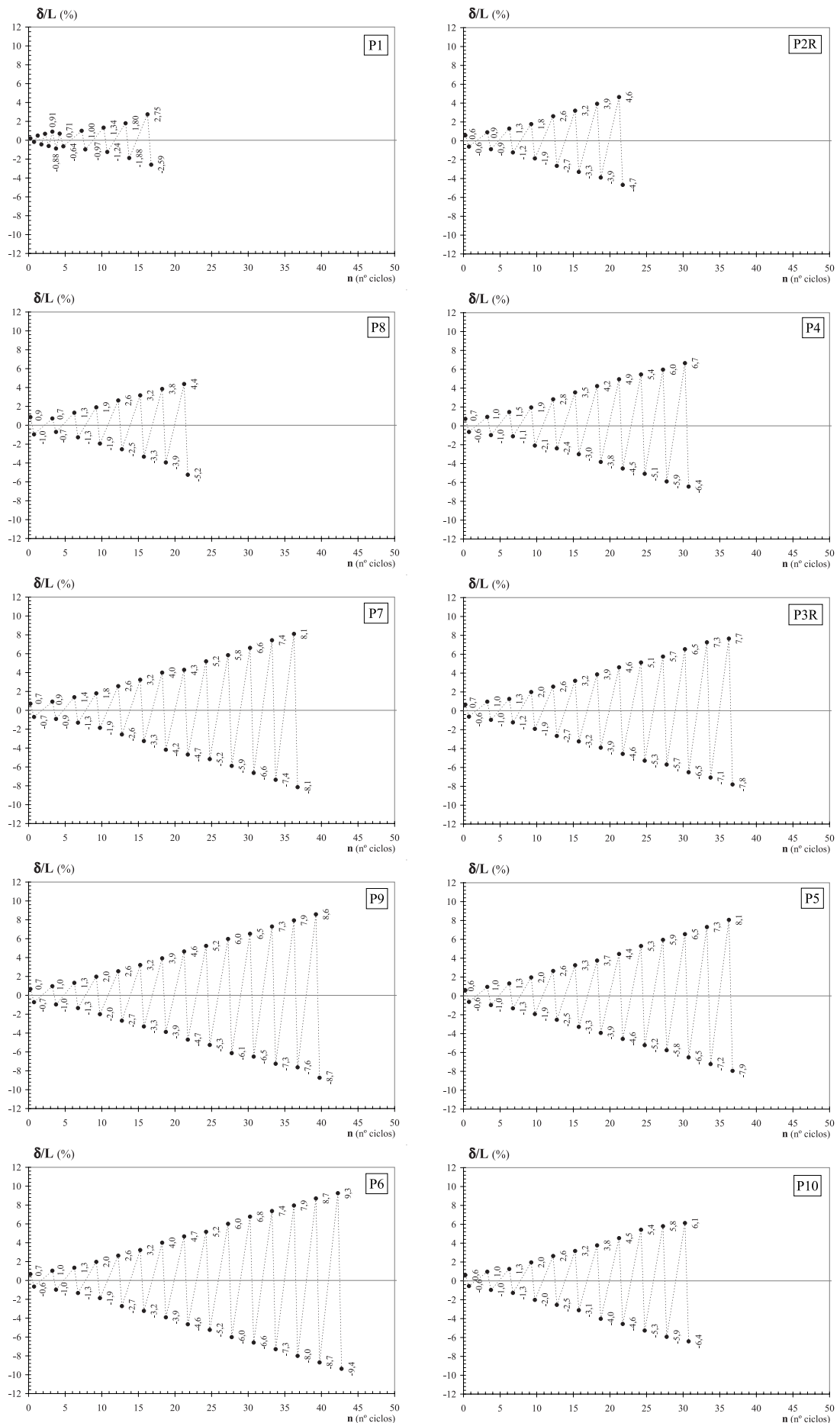
Nas Tabelas 7.12 e 7.13 indicam-se os valores destes parâmetros na rotura.

Modelo	Rotura			
	δ/L	θ_p	μ_φ	μ_Δ
P1	2,75	0,014	2,6	2,1
P2R	4,34	0,030	6,8	3,3
P3R	7,65	0,063	14,0	5,7
P4	6,50	0,052	10,6	4,9
P5	8,07	0,067	12,6	6,0
P6	9,30	0,080	17,4	7,0
P7	8,00	0,067	16,3	6,0
P8	4,37	0,039	10,7	3,9
P9	8,74	0,074	16,9	6,6
P10	6,38	0,052	6,2	4,9

Tabela 7.12: Parâmetros de desempenho dos pilares, δ/L , θ_p , μ_φ e μ_Δ

Modelo	Rotura				
	ξ_{eq}	RDI	n_K	W_d	W_{acum}
P1	12,3	0,53	0,47	1,55	10,5
P2R	15,2	0,81	0,35	2,24	17,5
P3R	21,2	3,01	0,19	5,24	66,5
P4	18,7	2,09	0,24	4,06	51,3
P5	19,9	2,87	0,20	5,61	72,4
P6	22,3	3,73	0,17	7,07	114,3
P7	22,3	3,19	0,20	5,97	91,1
P8	16,6	1,06	0,33	2,72	13,9
P9	19,6	2,94	0,19	6,07	85,7
P10	19,6	2,21	0,27	4,70	55,5

Tabela 7.13: Parâmetros de desempenho dos pilares, ξ_{eq} , RDI , n_K , W_d e W_{acum}

Figura 7.38: Relação δ/L nos pilares P1 a P10

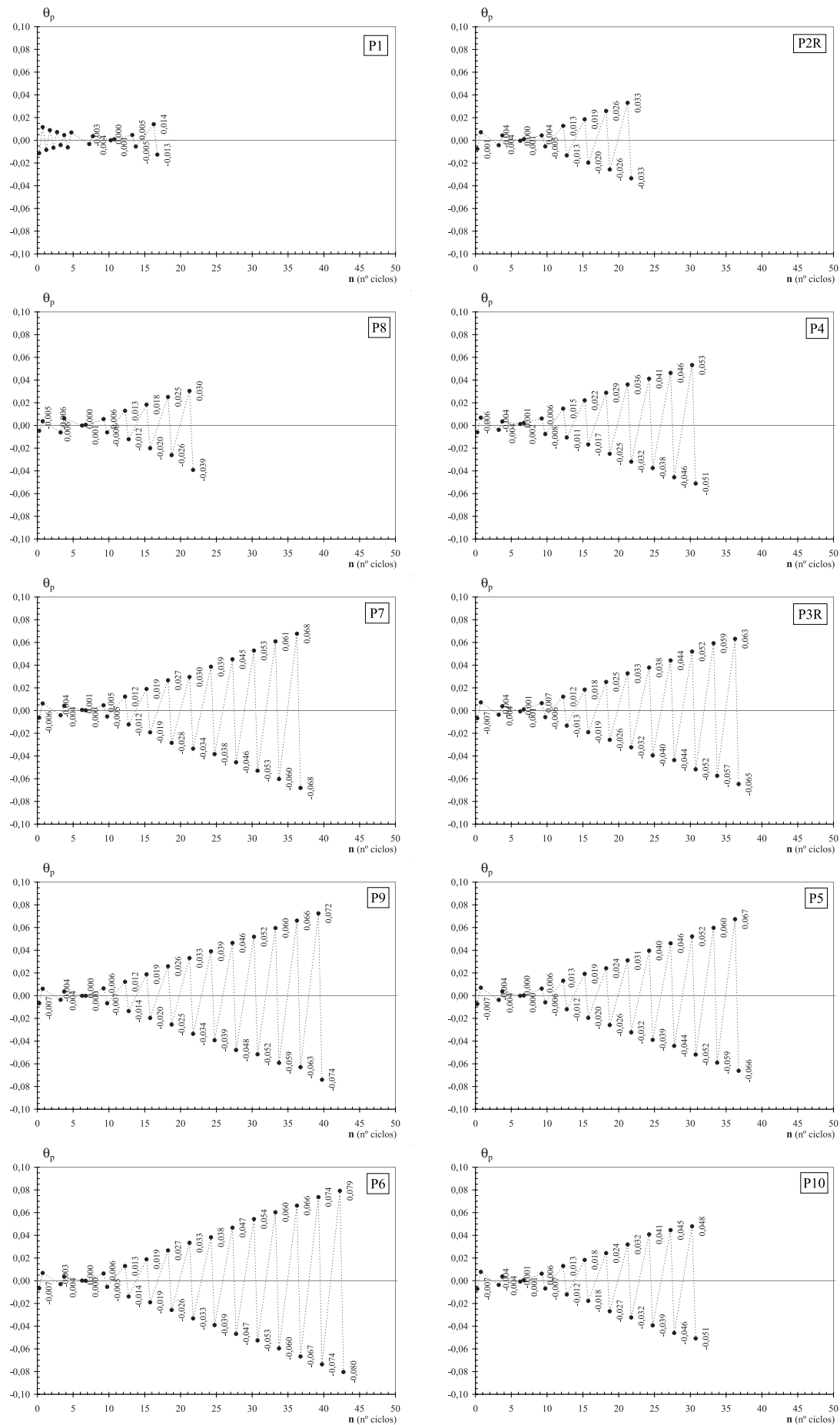


Figura 7.39: Rotação plástica, θ_p , nos pilares P1 a P10 de três em três ciclos

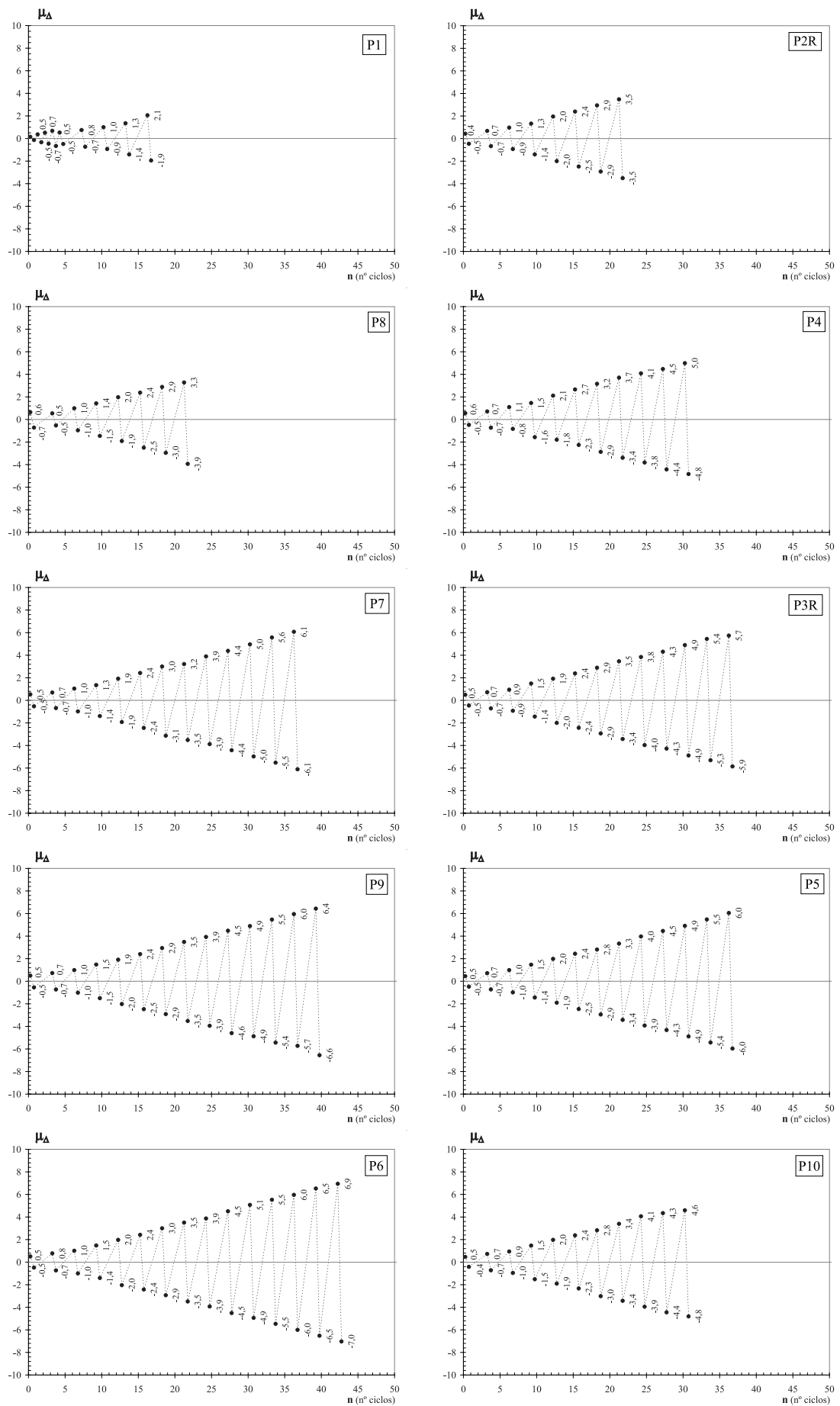


Figura 7.40: Coeficiente de ductilidade em deslocamento, μ_{Δ} , nos pilares P1 a P10 de três em três ciclos

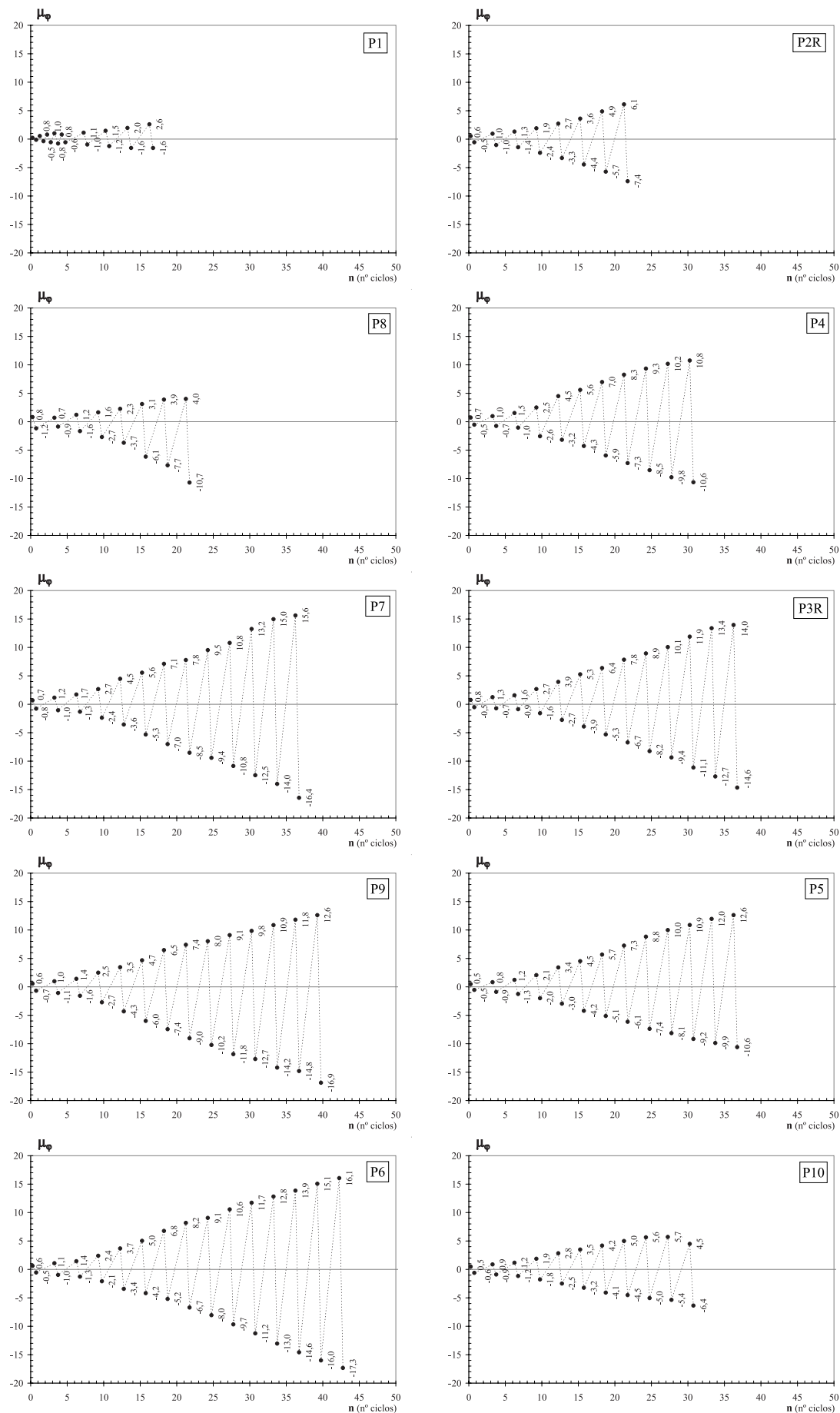


Figura 7.41: Coeficiente de ductilidade em curvatura, μ_ϕ , nos pilares P1 a P10 de três em três ciclos

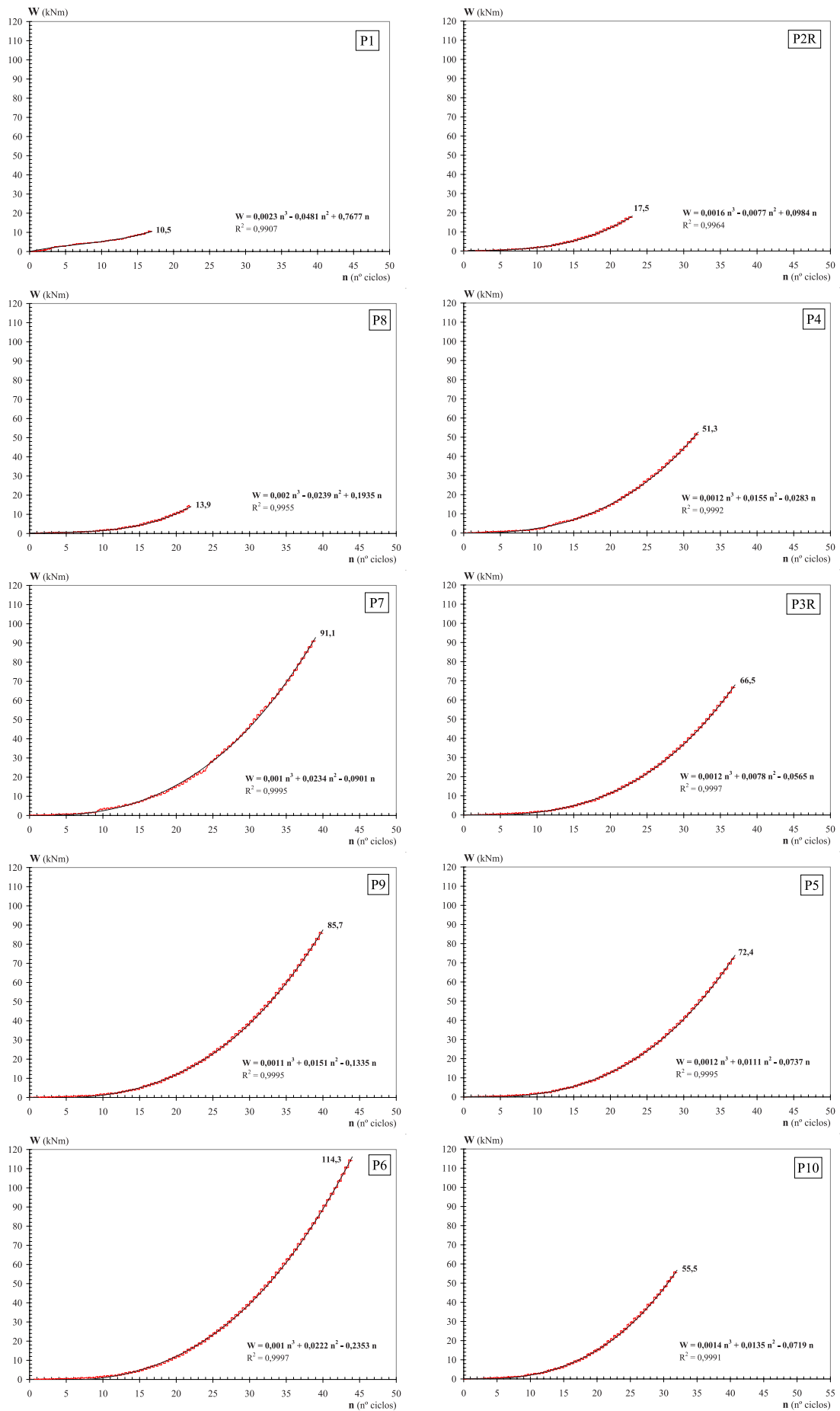


Figura 7.42: Energia dissipada acumulada por ciclo, W_{acum} , nos pilares P1 a P10

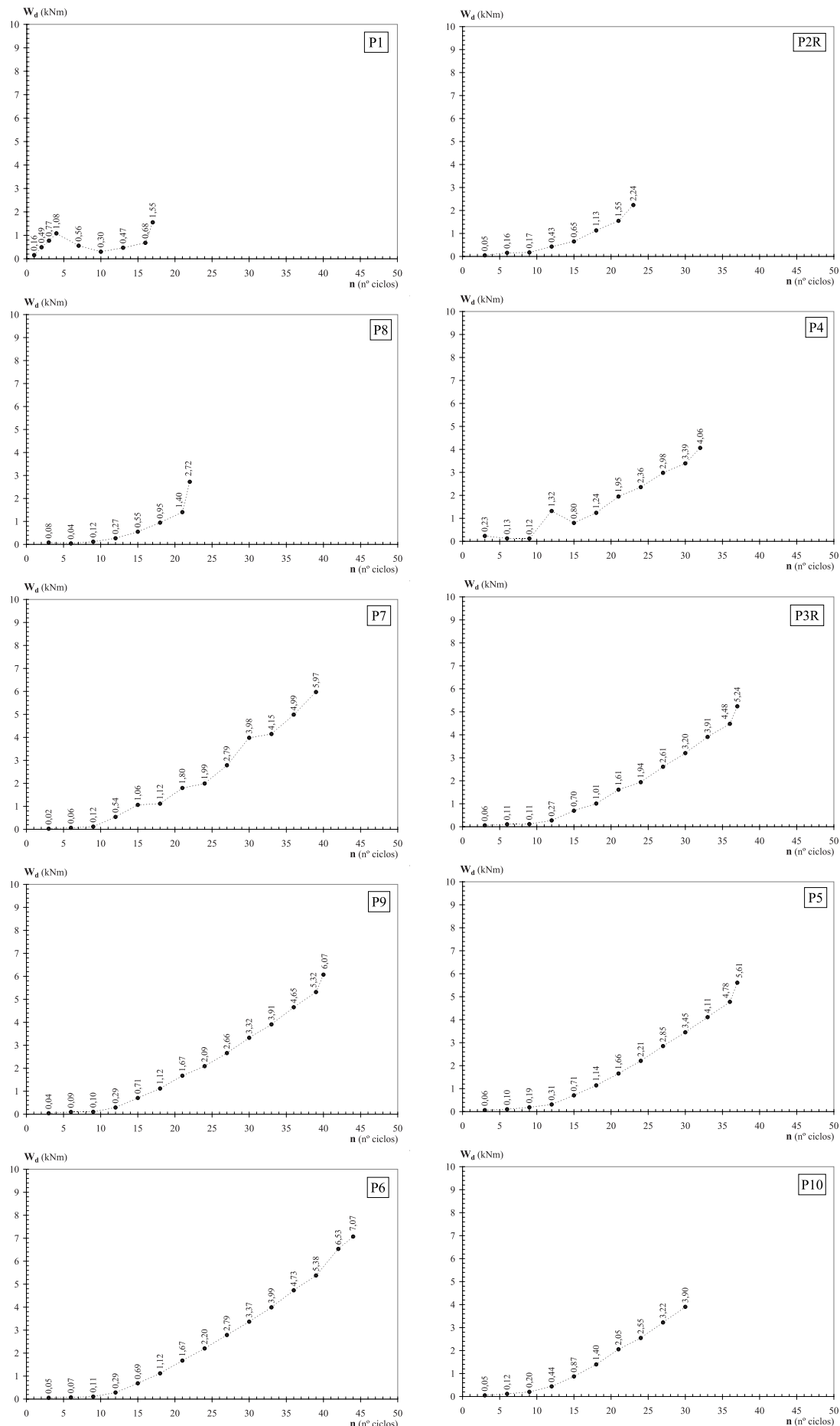
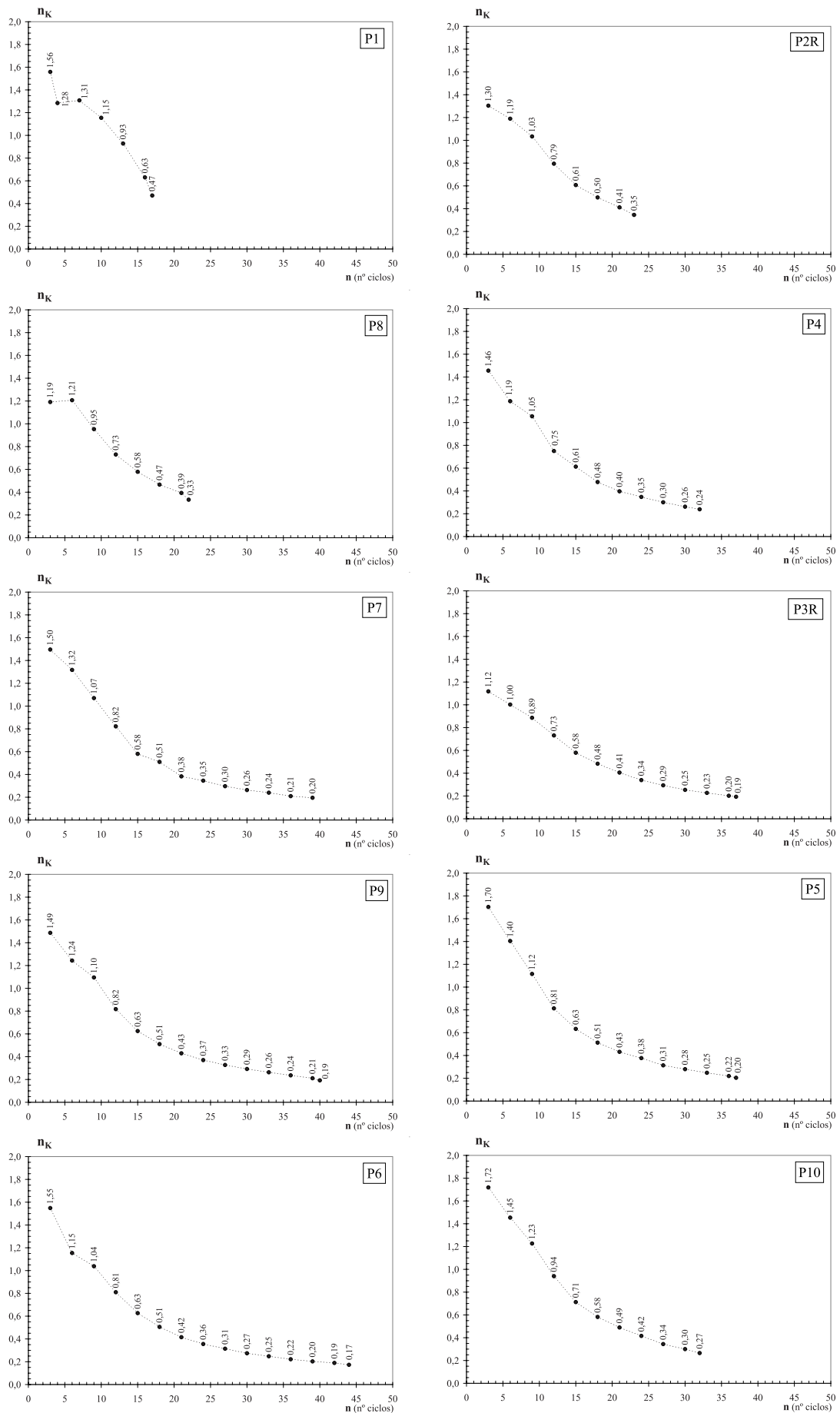


Figura 7.43: Energia dissipada por ciclo, W_d , nos pilares P1 a P10 de três em três ciclos

Figura 7.44: Rigidez efectiva normalizada, n_K , de três em três ciclos

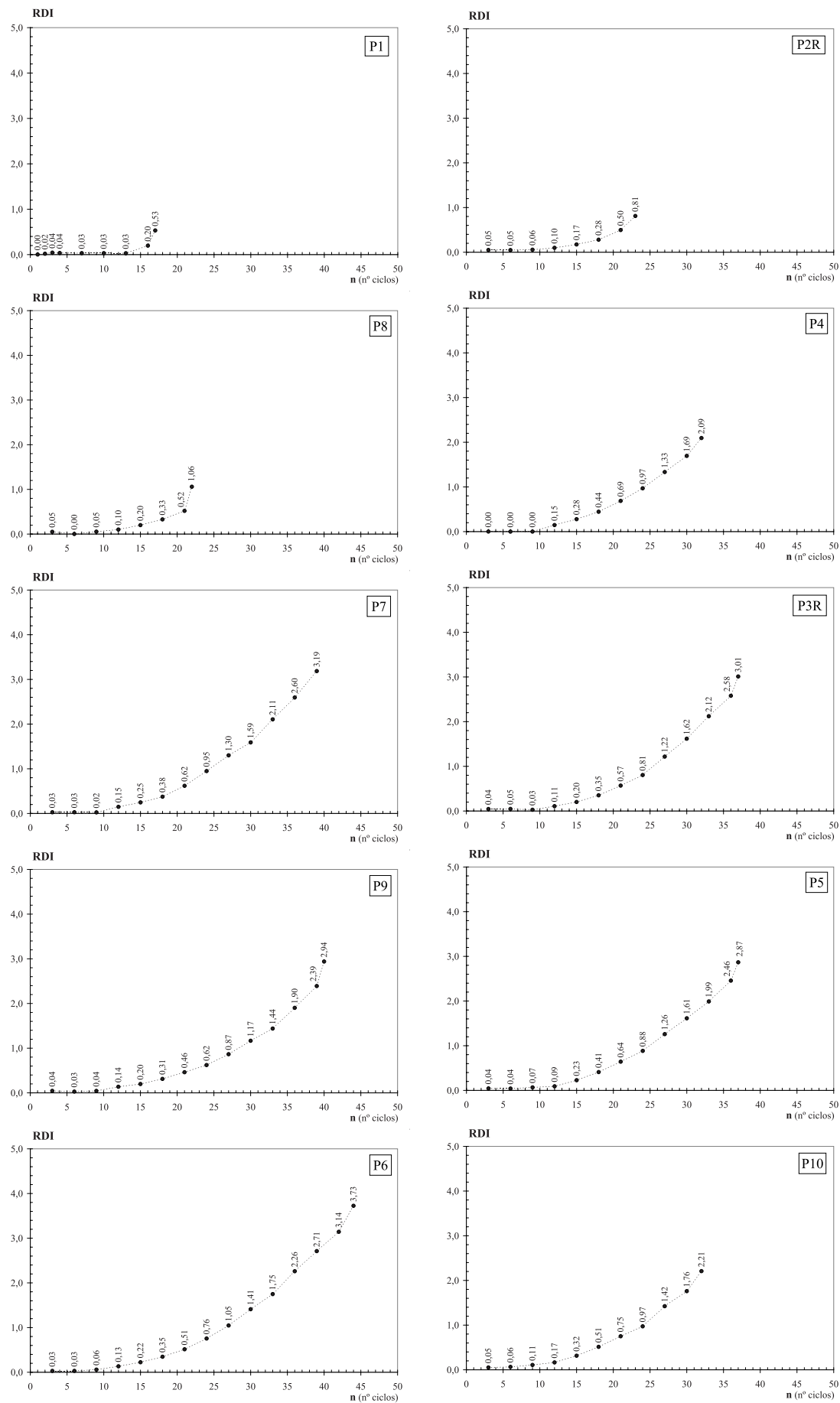


Figura 7.45: Índice de deformação residual, RDI , de três em três ciclos

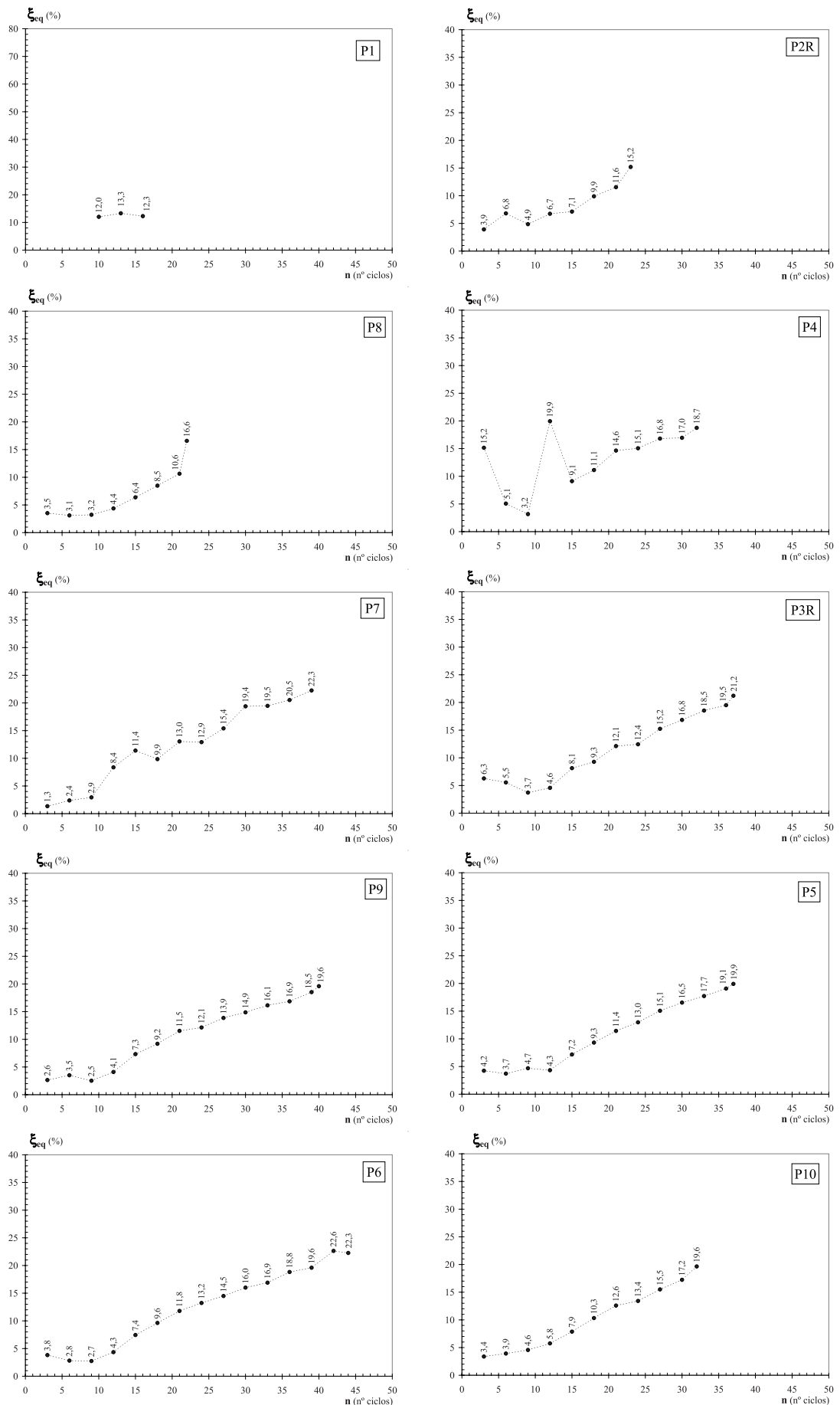


Figura 7.46: Taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , nos pilares P1 a P10 de três em três ciclos

Capítulo 8

Comportamento pós-rotura



Figura 8.1: Vista geral dos pilares P1 a P10 após o ensaio

Nas secções anteriores apresentaram-se os resultados dos ensaios dos pilares até à rotura, definida como sendo 85% da força máxima ocorrida no ensaio. Contudo, os ensaios não terminaram quando se atingiu este valor, tendo-se prosseguido até que

ocorresse o colapso do pilar ou que a força horizontal fosse inferior a 50% da força máxima, por se considerar que o comportamento pós-rotura poderia ajudar a uma melhor compreensão do desempenho dos pilares.

Nas Figuras 8.2 a 8.5 apresentam-se os diagramas força-deslocamento horizontal com os resultados obtidos até ao fim do ensaio nos pilares P1 a P10. Conjuntamente com estes diagramas apresenta-se um pormenor do estado em que ficou o pilar no fim do ensaio. São de realçar aspectos como a encurvadura dos varões, a abertura de diversas cintas, que aceleraram o colapso observado em alguns pilares, e o excelente comportamento observado nos pilares P3R, P6, P7 e P9. Estes últimos conseguiram evitar a encurvadura dos varões, tendo o colete ficado pouco danificado, apesar de o deslocamento horizontal ter atingido, consoante os pilares, valores entre 160 e 210 mm.

Nas Figuras 8.6 a 8.13 apresentam-se mais alguns pormenores do estado de danificação em que ficaram os pilares após esta fase do ensaio.

Na Figura 8.6 pode observar-se o pormenor da encurvadura dos varões longitudinais do pilar P2R que obrigou à rotura do betão polimérico envolvente. Da figura ressalta que o comportamento deste pilar poderia ter sido melhorado se, conjuntamente com o betão polimérico, se tivesse procedido ao reforço da cintagem existente na zona da rótula plástica.

O pilar P3R foi submetido a uma pré-fendilhação até $\Delta_y=20$ mm e foi encamisado sem que as fissuras tivessem sido reparadas. Posteriormente, foi submetido a uma história de carga semelhante à dos restantes pilares e, em especial, à do pilar P7. Apesar do excelente comportamento de ambos os pilares, detecta-se nesta fase a rotura de dois varões no pilar P3R (Figuras 8.7 e 8.11), ao contrário do verificado no pilar P7. A maior flexibilidade inicial do pilar P3R devido à pré-fendilhação pode ter provocado uma maior solicitação das armaduras neste pilar, comparativamente com o pilar P7, e provocado a rotura dos varões.

Nas Figuras 8.3 e 8.13 observa-se a abertura verificada nas cintas dos pilares P4 e P10, o que pode ter favorecido a rotura relativamente precoce observada nestes dois pilares. Refira-se, contudo, que quer no pilar P4 quer no P8 o colapso observado na zona do pilar acima do colete está, em grande parte, associada à quebra brusca de rigidez verificada entre as duas camadas de FRP e a superfície de betão sem confinamento.

Na Figura 8.12 é visível a abertura de duas grandes fendas, bem como a rotura ocorrida no reforço longitudinal devido à não compatibilidade entre a abertura da fenda e a extensão máxima admissível no CFRP.

Na Figura 8.9 constata-se no pilar P5 o descolamento da amarração do FRP numa zona de transição do colete de duas para uma camada de FRP.

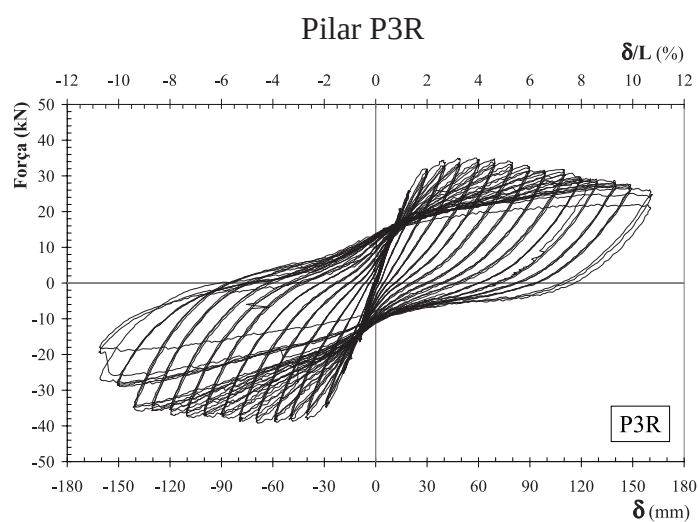
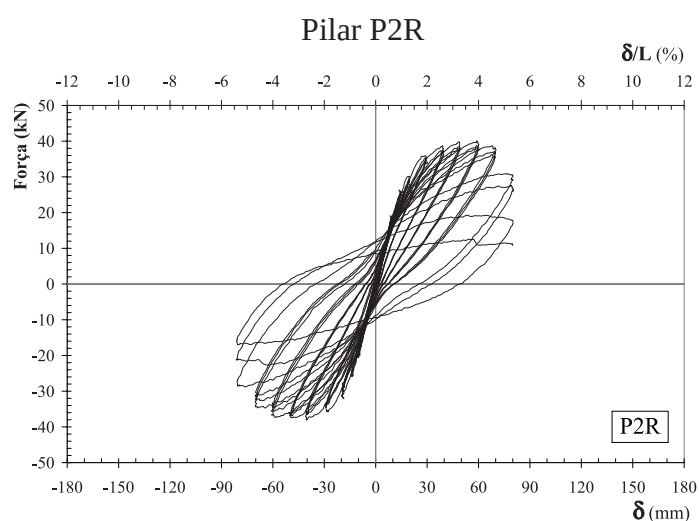
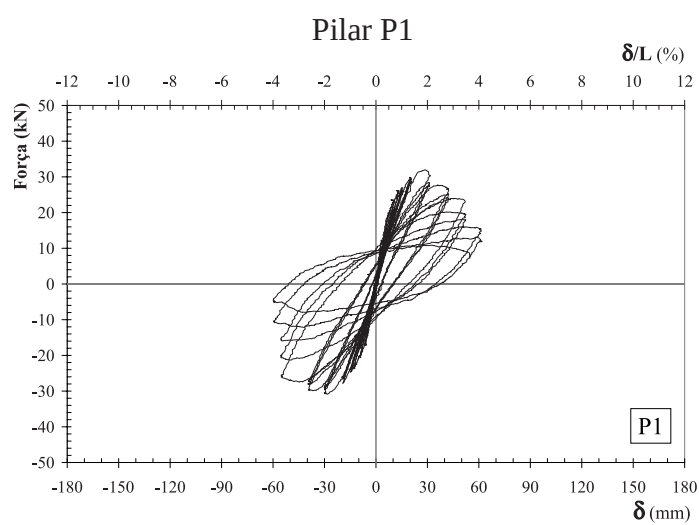


Figura 8.2: Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P1, P2R e P3R

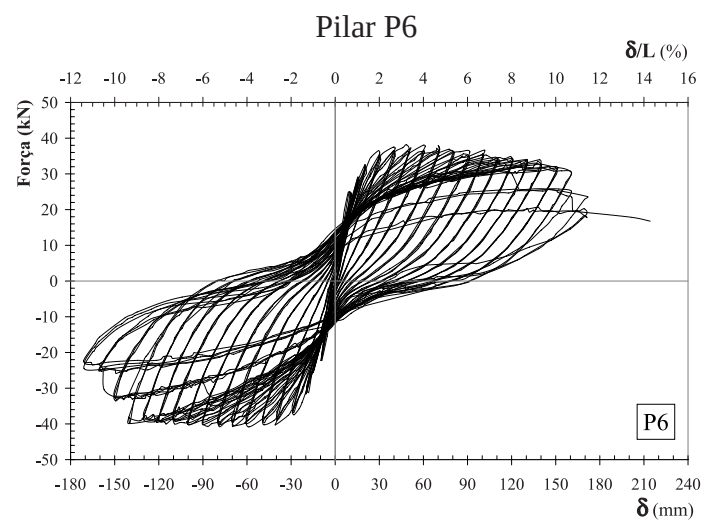
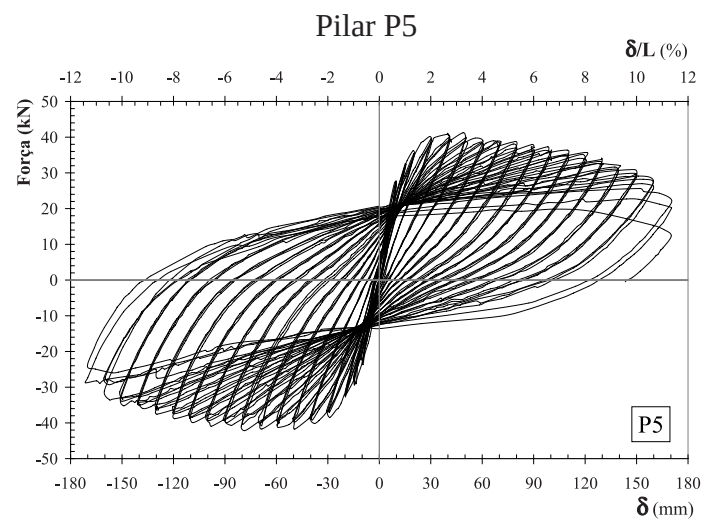
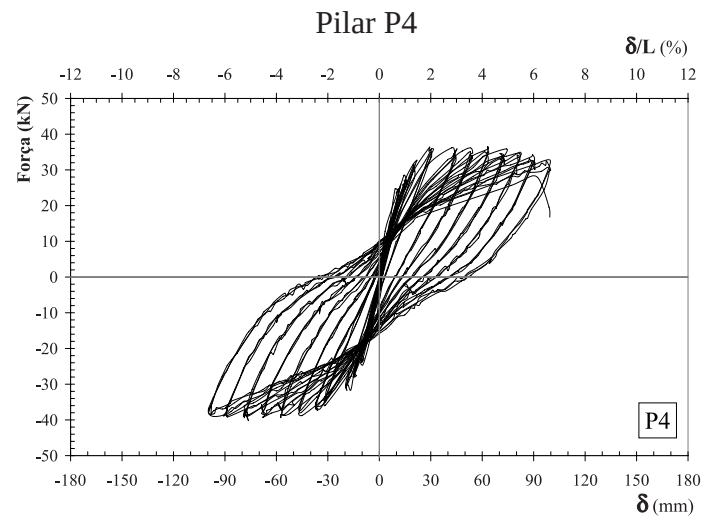


Figura 8.3: Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P4, P5 e P6

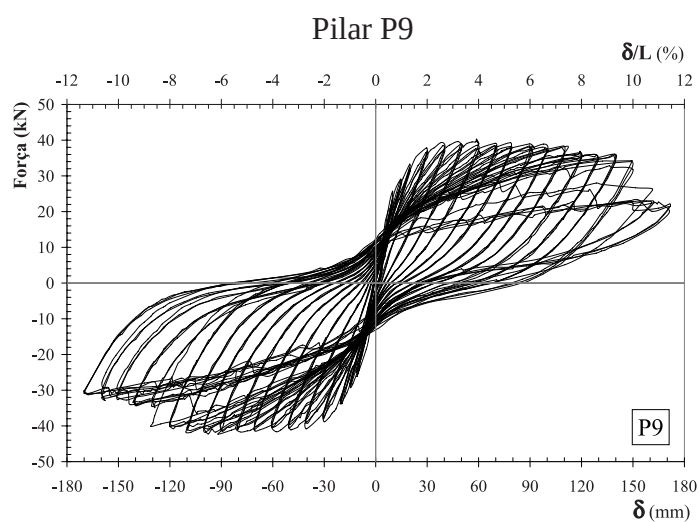
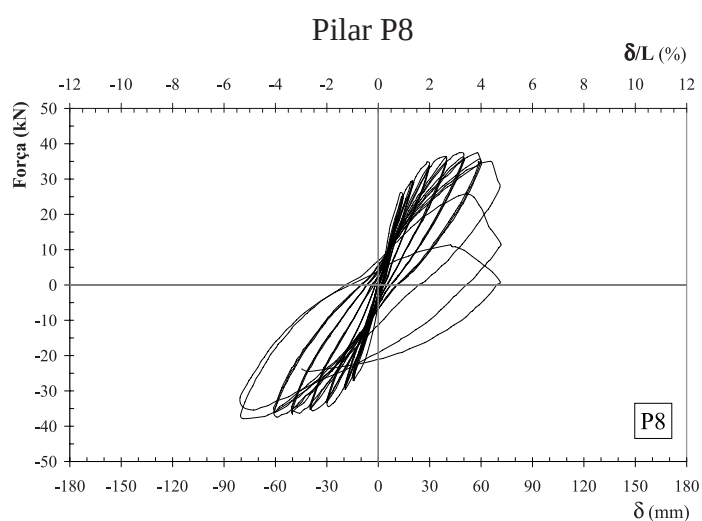
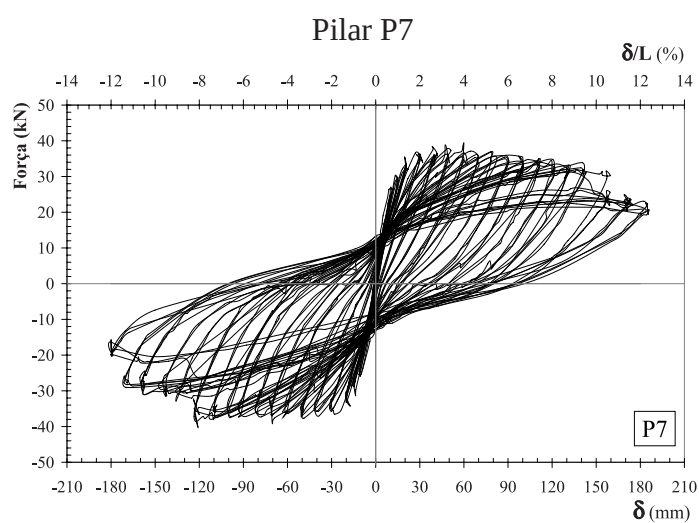


Figura 8.4: Diagramas força-deslocamento horizontal nos pilares P7, P8 e P9

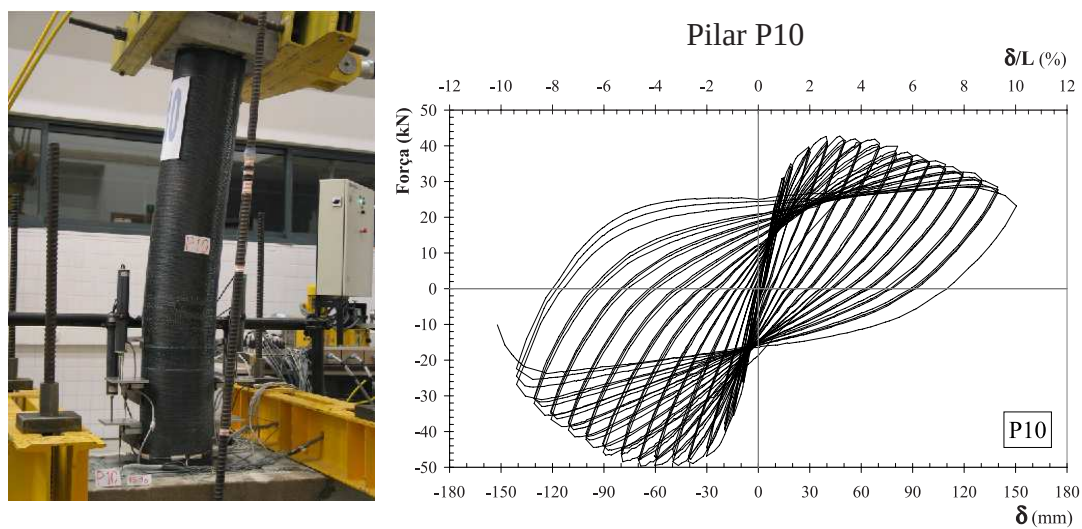


Figura 8.5: Diagrama força-deslocamento horizontal no pilar P10



Figura 8.6: Pormenor da encurvadura dos varões e da rotura do betão polimérico na base do pilar P2R



Figura 8.7: Pormenores da rotura dos varões de aço no pilar P3R



Figura 8.8: Pormenor da abertura da cinta e correspondente encurvadura dos varões longitudinais do pilar P4

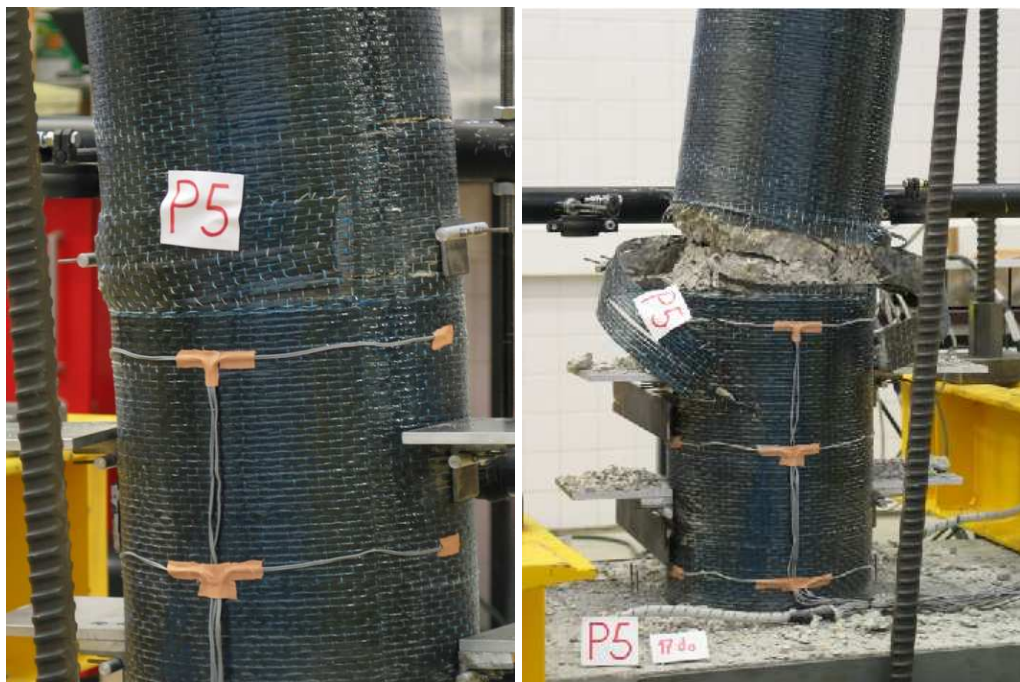


Figura 8.9: Pormenores do descolamento do colete e do colapso do pilar P5



Figura 8.10: Pormenores do estado de degradação do colete e da grande abertura de fendas observada após o ensaio do pilar P6



Figura 8.11: Pormenor da degradação do colete e das fendas, observado junto à base do pilar P7 no final do ensaio



Figura 8.12: Pormenores das fendas e da rotura do reforço longitudinal do pilar P9

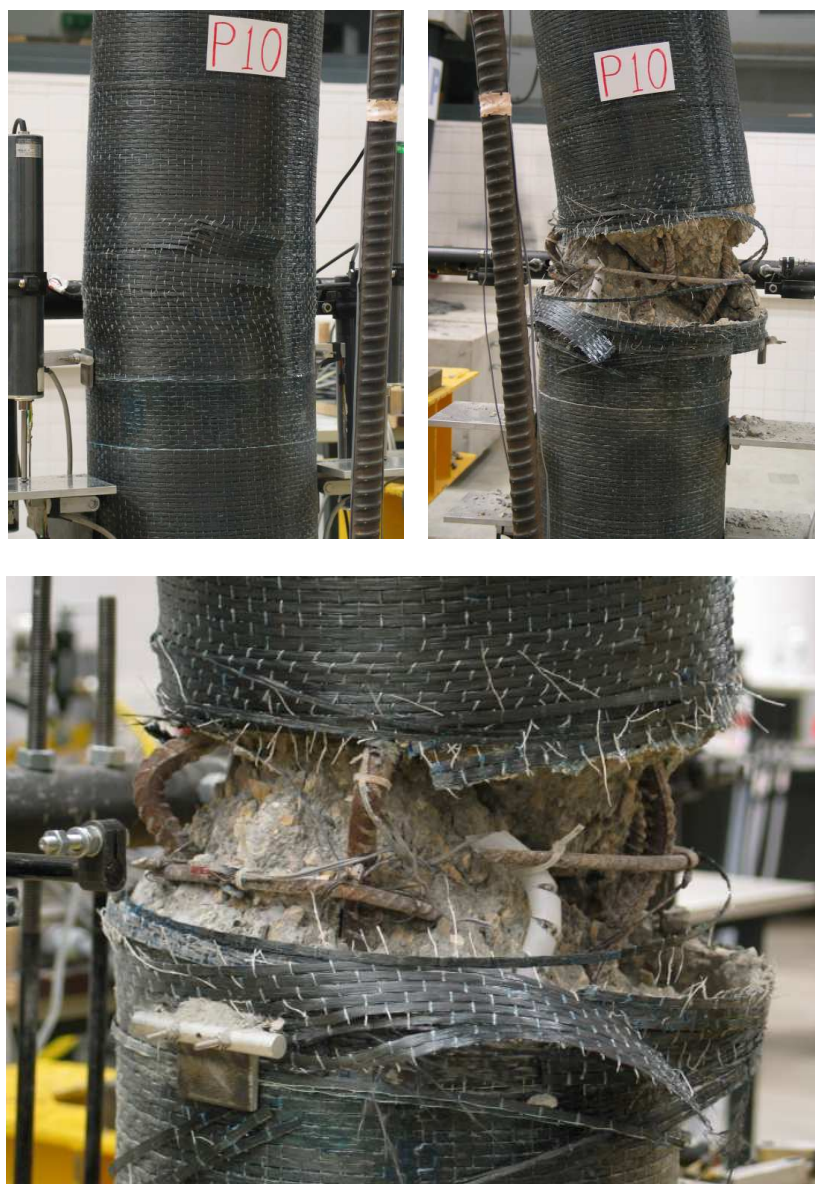


Figura 8.13: Pormenores do colapso observado no pilar P10

Capítulo 9

Análise Global dos Resultados

Nas secções antecedentes descreveu-se com algum pormenor o comportamento observado durante a realização dos ensaios e apresentou-se o andamento dos diagramas força-deslocamento, momento-curvatura e força horizontal-extensão no aço, no betão ou no FRP. Complementarmente, apresentou-se o andamento ao longo do ensaio dos parâmetros de desempenho dos pilares.

Nesta secção pretende-se fazer uma análise global dos resultados anteriormente descritos.

Nas Figuras 9.1 a 9.16 apresentam-se graficamente os valores registados na cedência, na força máxima e/ou na rotura em diversas grandezas associadas ao comportamento dos pilares.

Em termos do deslocamento de cedência constata-se que este se situa nos 20,2 mm nos pilares de betão armado não reforçados e com um esforço axial igual a 400 kN ($\nu = 0,5$). À excepção do pilar P7, os restantes pilares reforçados e sujeitos ao mesmo esforço axial apresentam um deslocamento de cedência 6% a 24% superior.

O reforço do pilar P5 e o aumento do esforço axial de 400 kN ($\nu = 0,5$) para 600 kN ($\nu = 0,75$) nos pilares reforçados com 2 CFRP representa um incremento do deslocamento da cedência de 69% relativamente ao pilar de referência, enquanto o aumento de esforço axial para 800 kN ($\nu = 1,0$) representa um incremento no deslocamento de cedência de 99%.

Refira-se, contudo, que, atendendo ao conjunto de variáveis em jogo e ao facto de existir um reduzido número de ensaios, os valores referidos em termos de deslocamento de cedência devem servir apenas como indicação.

Ainda em termos de cedência, pode observar-se na Figura 9.7 que, no caso dos pilares P5 ($\nu = 0,75$) e P10 ($\nu = 1,0$), o aumento do carregamento e o consequente aumento do deslocamento necessário para atingir a cedência significa, em termos de força, uma aproximação entre o valor da força de cedência e o da força máxima, comparativamente com os restantes modelos reforçados.

As diferenças registadas nos deslocamentos ocorridos para a força máxima nos pilares reforçados com FRP não têm grande significado. De facto, uma vez que a resposta do pilar nesta zona exibe um grande patamar, as pequenas variações de geometria ou de materiais podem provocar variações razoáveis na distância a que

ocorre a força máxima. Ao invés, o valor de força horizontal máxima já é importante.

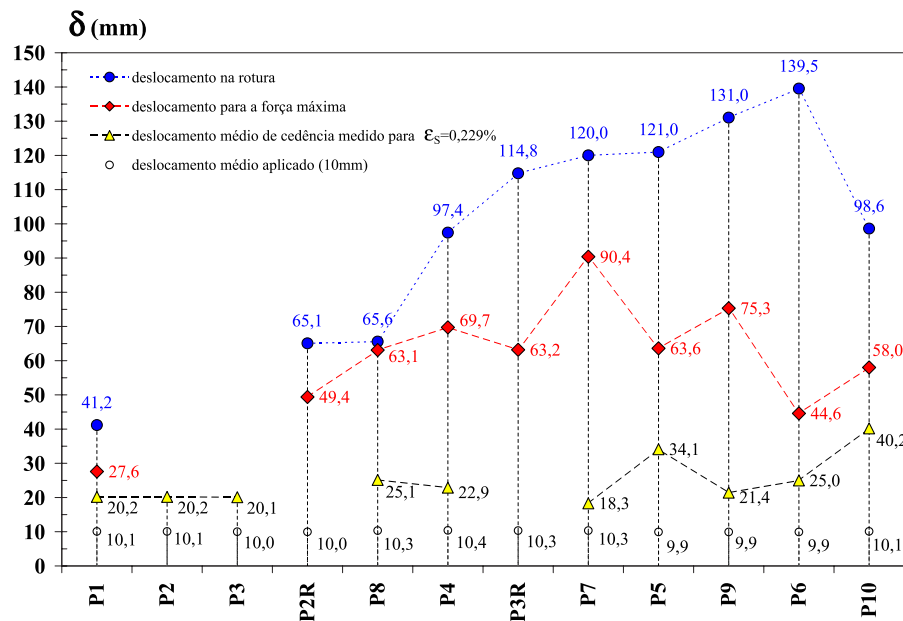


Figura 9.1: Deslocamentos na cedência, na força máxima e na rotura dos pilares P1 a P10

Na Figura 9.8 apresenta-se um gráfico com a força horizontal normalizada em relação ao pilar de referência P1. Com o encamisamento dos pilares a área efectivamente confinada em relação ao pilar P1 aumenta em 24%. Da análise da Figura 9.8 constata-se que o incremento verificado na força máxima (excepto P5, P9 e P10) varia entre 18 e 24%, o que nos permite associar o aumento de resistência observado com o encamisamento dos pilares (com as mesmas armaduras e o mesmo esforço normal reduzido) à área de betão efectivamente confinada.

O incremento de resistência de 29%, que se verificou no pilar P9, é motivado pelo aumento da área de betão efectivamente confinada e ao reforço longitudinal colocado neste pilar (três camadas de CFRP com 50 mm de largura, colocadas longitudinalmente, em cada face). Os incrementos de resistência registados nos pilares P5 (30%) e P10 (44%) estão associados ao aumento do esforço normal aplicado nestes pilares, que foi de 50 e 100%, respectivamente.

Quanto ao pilar P2R (reforçado com betão polimérico) o aumento de resistência obtido foi de 23%, o que demonstra a validade desta solução e permite especular relativamente a um melhor desempenho da mesma, caso fosse aumentada a cintagem das armaduras longitudinais na zona da rótula plástica.

Em termos de ductilidade em deslocamento (Figura 9.4), calculada dividindo o deslocamento máximo na rotura (Figura 9.1) pelo deslocamento de cedência do pilar de referência P1, verifica-se que os pilares que apresentam um melhor desempenho são o pilar P6, com um reforço de 4 CFRP e um coeficiente de ductilidade $\mu_{\Delta}=7,0$

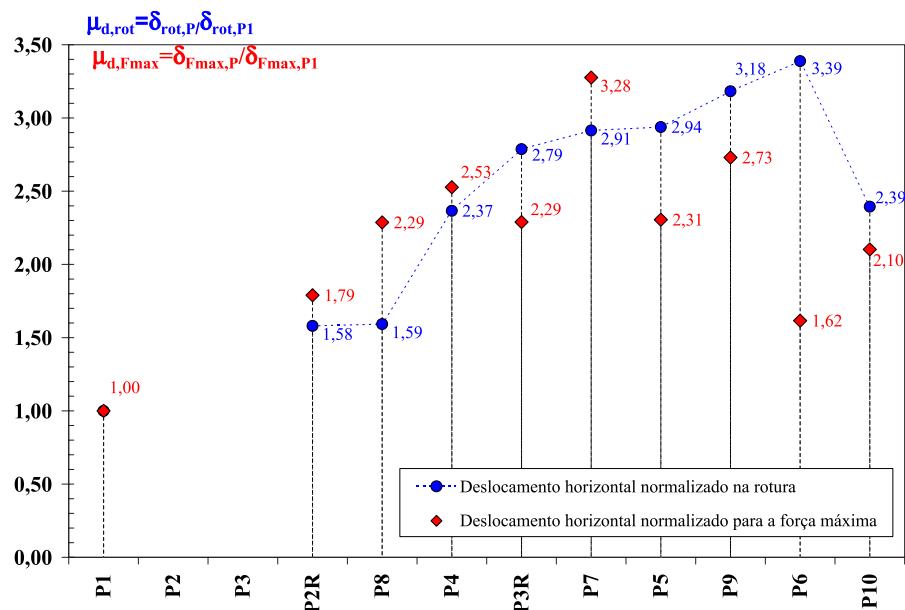


Figura 9.2: Deslocamento normalizado para a força máxima e na rotura dos pilares P1 a P10

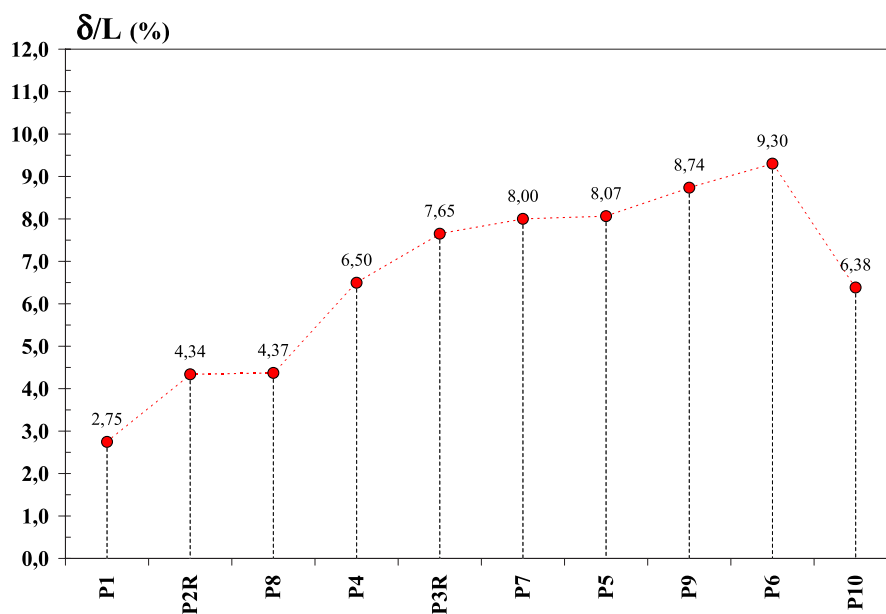
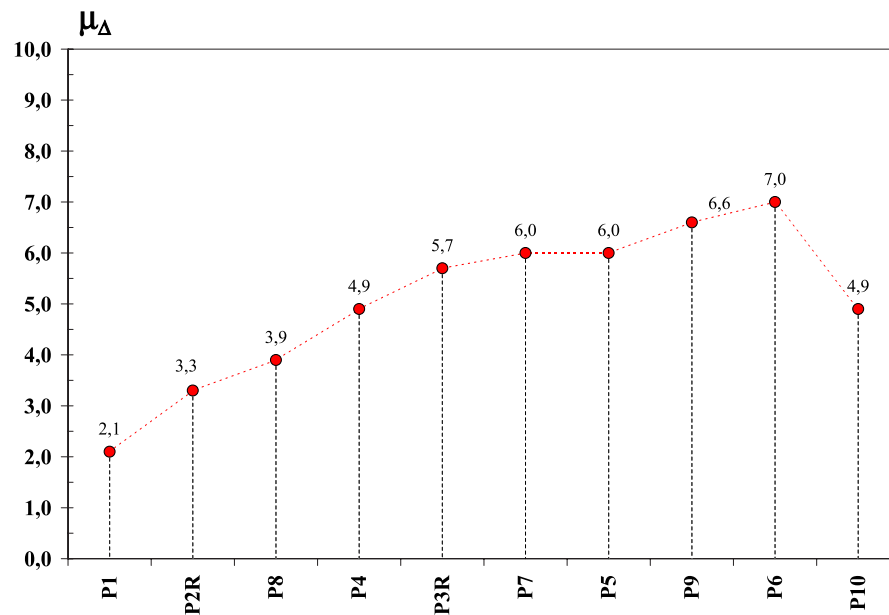
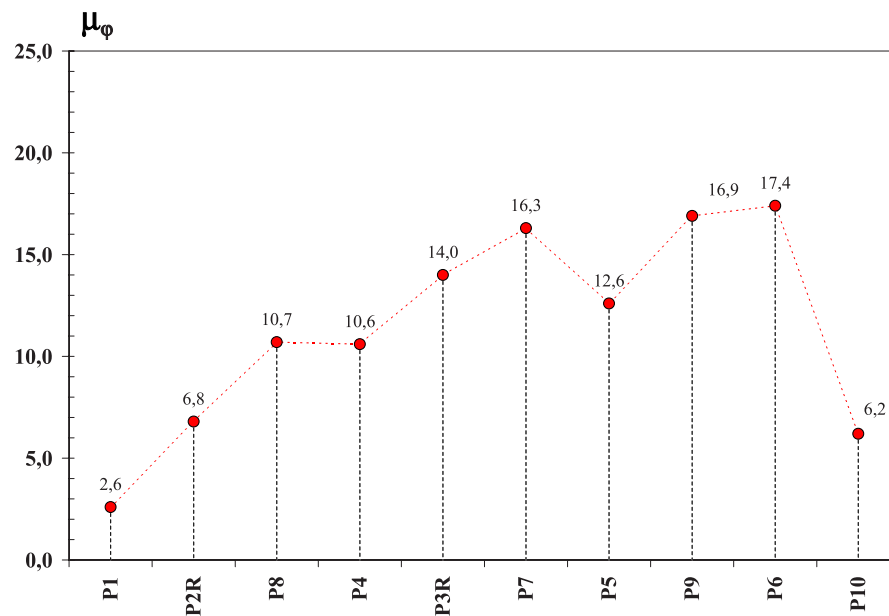


Figura 9.3: Relação δ/L nos pilares P1 a P10

Figura 9.4: Coeficiente de ductilidade em deslocamento - μ_{Δ} nos pilares P1 a P10Figura 9.5: Coeficiente de ductilidade em curvatura, μ_{φ} nos pilares P1 a P10

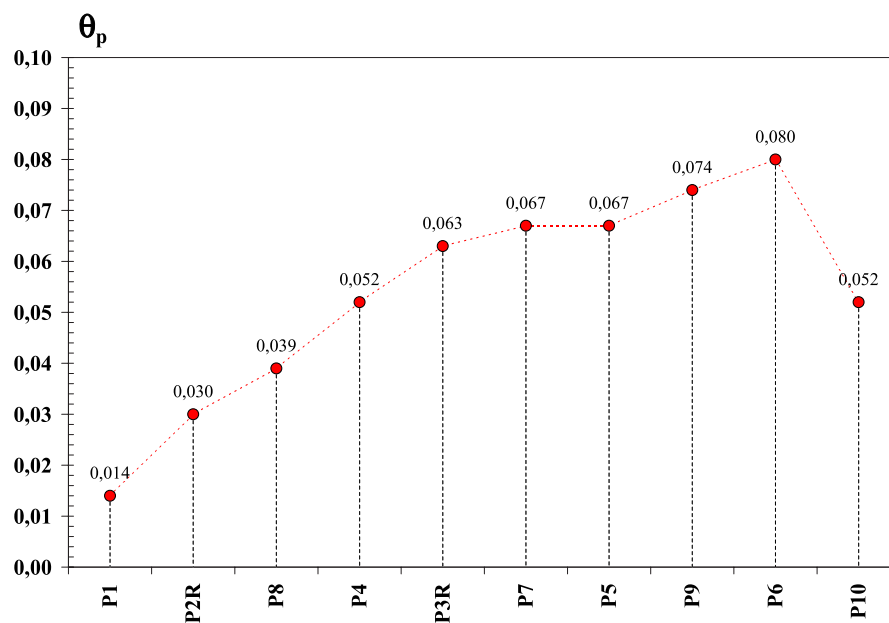


Figura 9.6: Rotação plástica, θ_p nos pilares P1 a P10

($\delta=139,5$ mm), o pilar P9, com 3 CFRP e um $\mu_{\Delta}=6,6$ ($\delta=131$ mm), e os pilares P3R, P7 e P5, com 2 CFRP e um valor de μ_{Δ} entre 5,7 e 6,0 (115 a 120 mm). Os restantes pilares registam coeficientes de ductilidade que variam entre 2,1 (P1) e 4,9 (P4 e P10). O comportamento descrito é semelhante caso se analise o parâmetro energia dissipada por ciclo (Figura 9.12) ou o coeficiente de ductilidade em curvatura (Figura 9.5). No caso deste último parâmetro os pilares P5 e P10 apresentam uma redução significativa de ductilidade em curvatura porque, com o aumento do esforço normal reduzido, a curvatura distribui-se mais em altura e não se concentra tanto na base do pilar, em relação à qual este parâmetro se calcula.

Se se considerar como parâmetro o valor do deslocamento normalizado na rotura, verifica-se que o pilar P6 (4 CFRP) regista um incremento de 229% relativamente ao pilar P1 e que os pilares P3R, P7 e P5, com apenas 2 CFRP, apresentam um incremento de 179 a 194 % relativamente a P1.

O pilar P10, com 4 CFRP, e ($\nu = 1,0$) atinge, mesmo assim, um incremento do deslocamento na rotura de 139% relativamente a P1. O pilar P2R, apesar de ser dos pilares reforçados o que revela pior desempenho relativamente a este parâmetro, sofre, no entanto, um incremento de 58% em relação a P1.

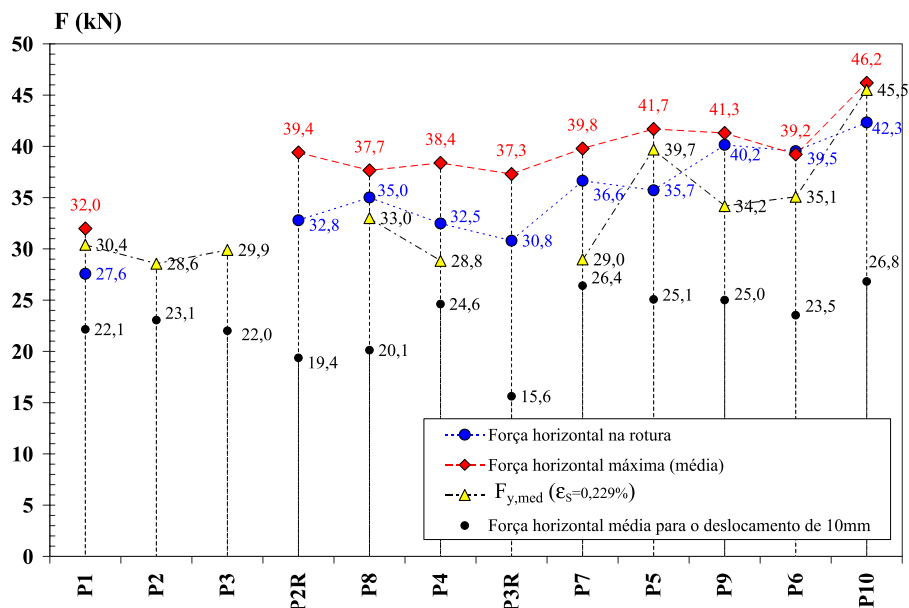


Figura 9.7: Força horizontal na cedência, na força máxima e na rotura dos pilares P1 a P10

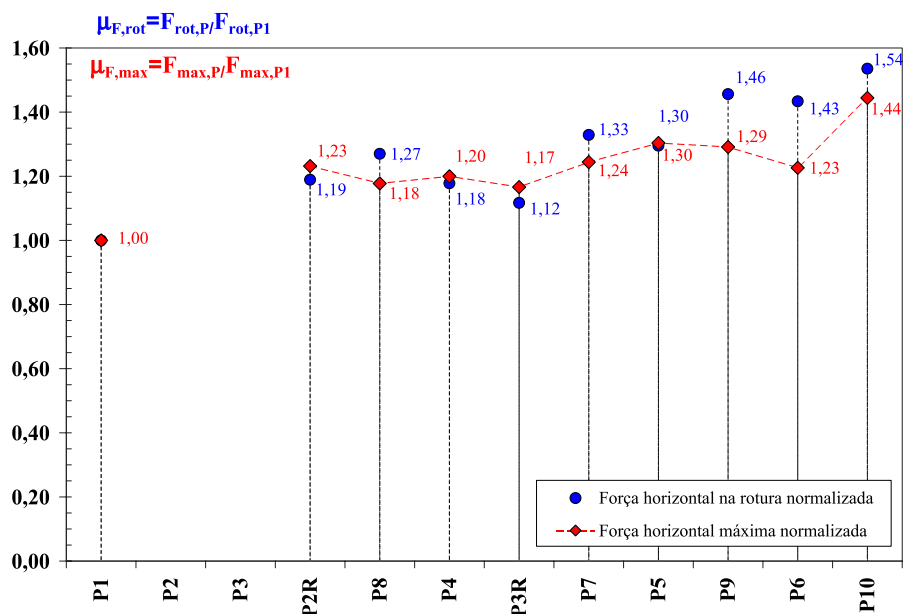


Figura 9.8: Força normalizada para a força máxima e na rotura dos pilares P1 a P10

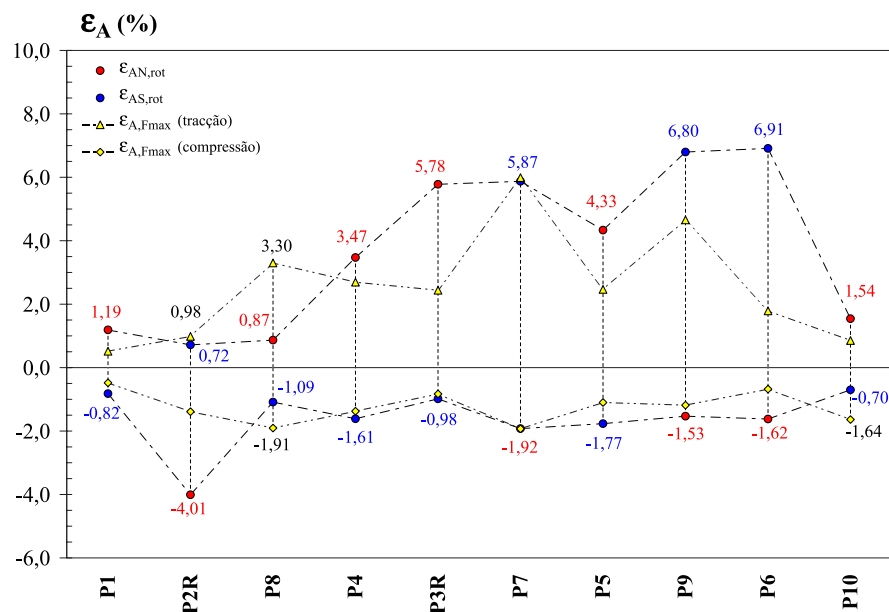


Figura 9.9: Extensão no aço - pilares P1 a P10

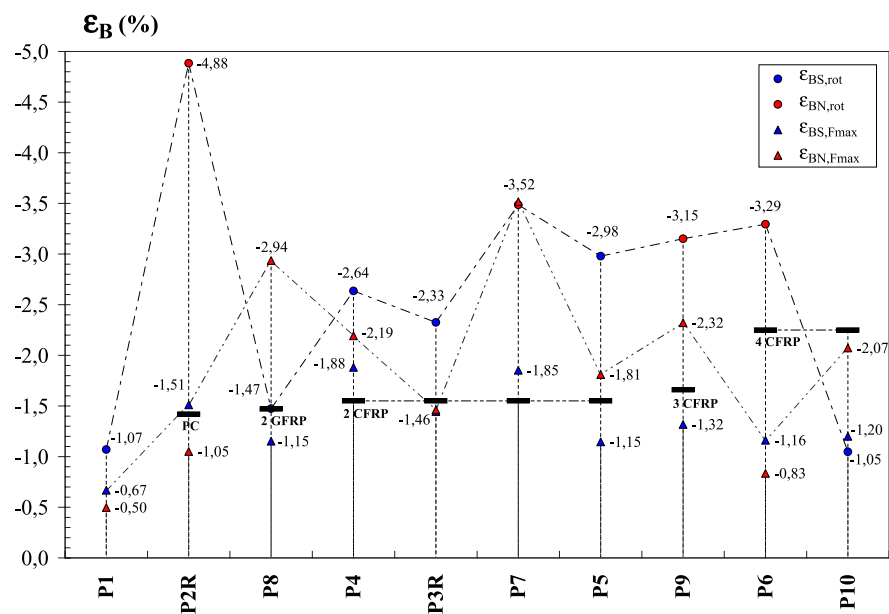


Figura 9.10: Extensão no betão - pilares P1 a P10

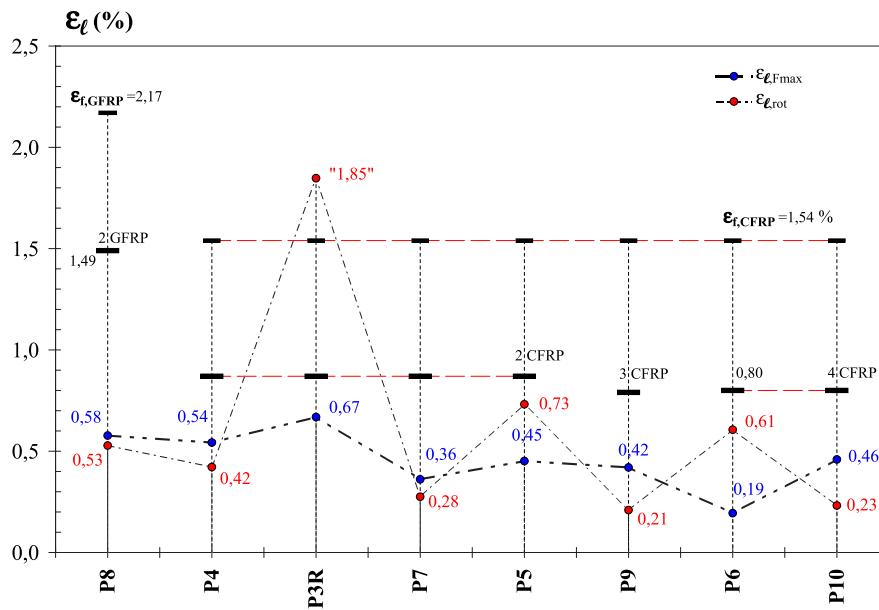


Figura 9.11: Extensão lateral máxima no FRP - pilares P1 a P10

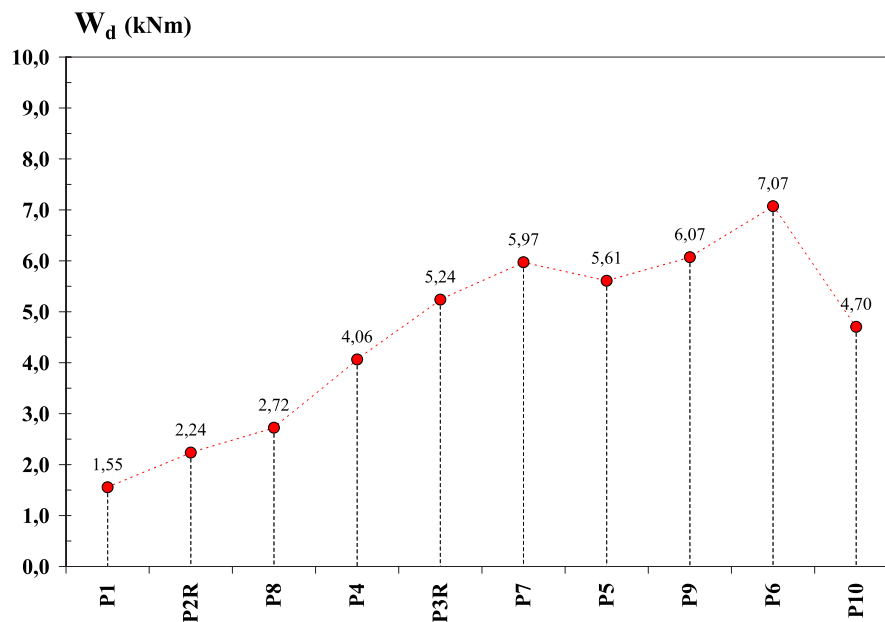


Figura 9.12: Energia dissipada por ciclo, W_d - pilares P1 a P10

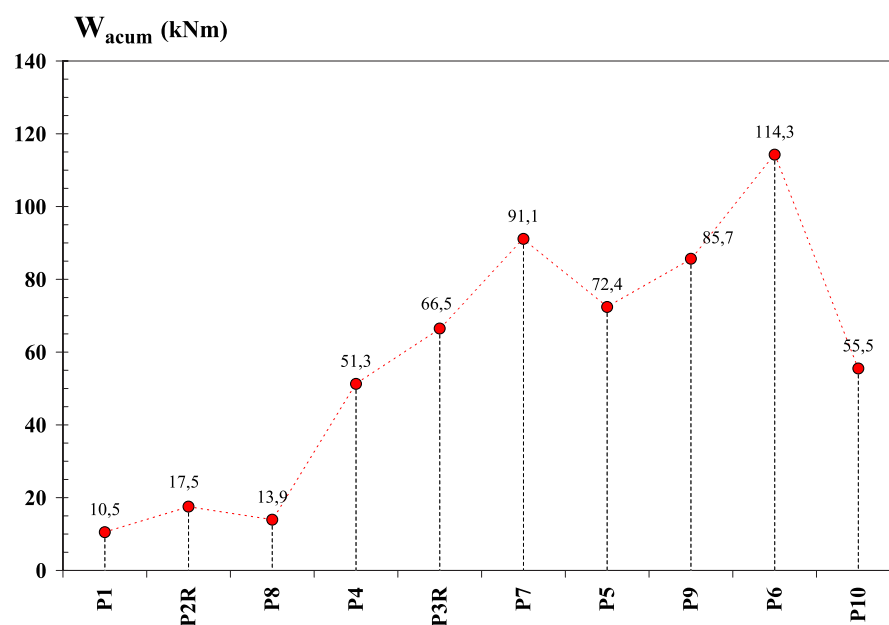


Figura 9.13: Energia dissipada acumulada por ciclo, W - pilares P1 a P10

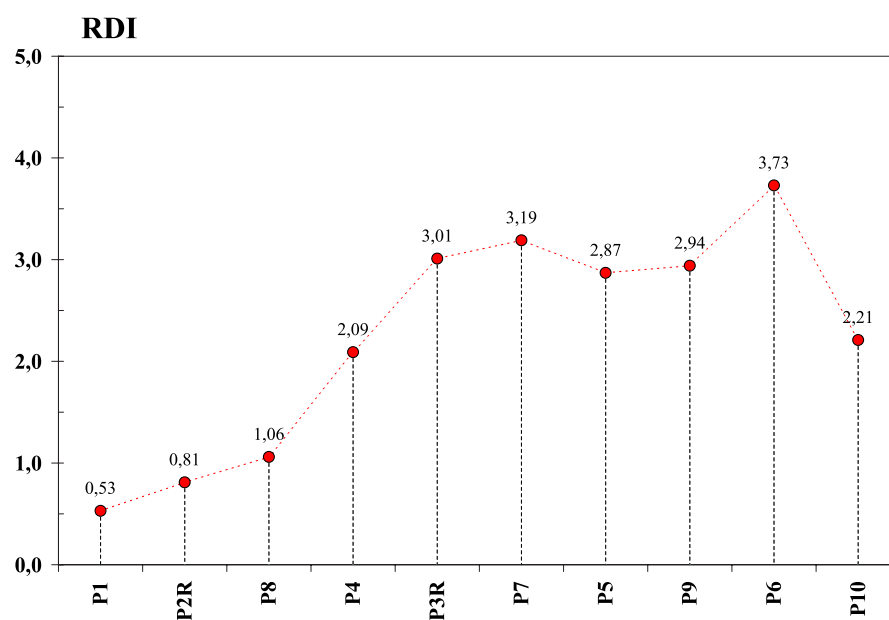


Figura 9.14: Índice de deformação residual, RDI - pilares P1 a P10

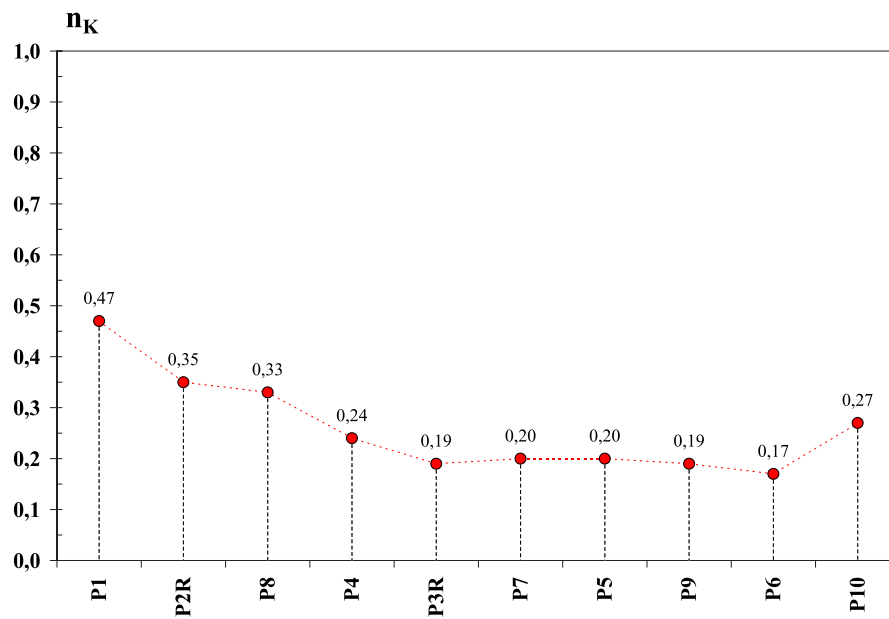


Figura 9.15: Rigidez efetiva normalizada, n_K - pilares P1 a P10

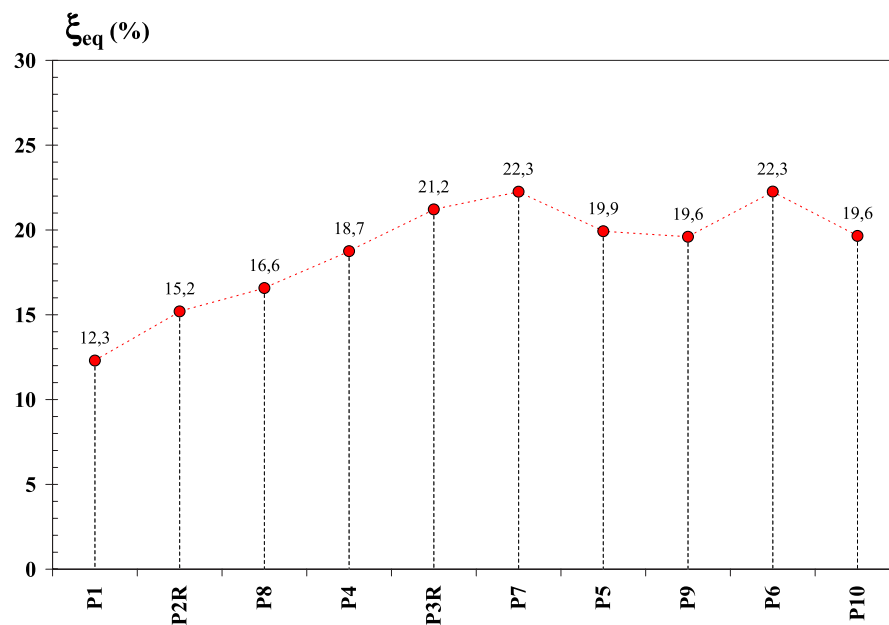


Figura 9.16: Taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} - pilares P1 a P10

Em termos das extensões de compressão (Figura 9.10) verifica-se que as extensões na fibra mais comprimida da secção, aquando da força máxima, encontram-se, em alguns casos, relativamente próximas da extensão axial máxima obtida nos ensaios de compressão. Contudo, os valores da extensão na fibra mais comprimida, aquando da rotura (exceptuando os pilares P2R, P8 e P10), situa-se 60% a 140% acima dos valores da extensão axial máxima obtida dos ensaios de compressão. O pilar P2R apresenta um incremento bastante significativo (223%) da extensão entre a força máxima e a força de rotura.

Relativamente às extensões máximas no aço (Figura 9.9) verifica-se que os ganhos de ductilidade revelados pelos pilares reforçados com FRP têm um custo nem sempre expectável com o aumento significativo das extensões nas armaduras, com valores na ordem dos 5,78% (P3R) a 6,91% (P6). Estes incrementos, que chegam a atingir 480% relativamente à extensão registada no pilar P1 (1,19%), representam uma diminuição evidente do coeficiente de segurança em relação à rotura do aço, caso se pretenda beneficiar da ductilidade conferida por este tipo de reforço.

Associado ao facto de se encontrarem mais carregados, os modelos P5 (4,33%) e P10 (1,54 e -1,64%) registam valores menores das extensões do aço na rotura. O pilar P2R apresenta, inclusive, um valor da extensão no aço em compressão (-4,01%) bastante superior ao valor em tracção (0,98%).

Em termos de extensão lateral máxima no FRP observa-se na rotura (Figura 9.11) que, no coleite do pilar P3R, a extensão lateral ultrapassou a extensão de rotura dos provetes de CFRP planos (1,54%). Atendendo a que até à rotura não se detectou visualmente a rotura de qualquer fibra, este valor pode ter ocorrido por descolagem do extensómetro ou por algum ajustamento local da fibra. Nos pilares encamisados com FRP, a extensão máxima no FRP não chega a atingir 85% da extensão lateral ocorrida na rotura das colunas à compressão axial e não atinge sequer 50% do valor da extensão de rotura em provetes planos de FRP.

Quanto aos parâmetros de desempenho registados na rotura dos pilares P1 a P10 - RDI, índice de deformação residual (Figura 9.14), n_K , rigidez efectiva normalizada (Figura 9.15) e ξ_{eq} , taxa de amortecimento viscoso equivalente (Figura 9.16) - é interessante comparar os valores obtidos com as curvas de identificação dos modos de comportamento dos pilares (Figura 9.17), apresentadas por Hose e Seible [4] e calibradas através de muitos ensaios realizados na Universidade da Califórnia, em São Diego.

A Tabela 9.1 resulta da comparação do comportamento experimental (incluindo a pós-rotura) dos pilares P1, P2R, P4 e P8 (comportamento frágil), P5 e P10 (comportamento de degradação de resistência), P3R, P6, P7 e P9 (comportamento dúctil) com as curvas de comportamento correspondentes, propostas por Hose e Seible (Figura 9.17).

De acordo com as Tabelas ?? e ??, apresentadas no relatório UNIC-DTC5, relativas à classificação dos danos e ao nível de desempenho dos pilares [4], considera-se que no nível I não existem danos e o pilar se encontra fendilhado; no nível II existem danos pouco significativos e a estrutura atingiu a cedência; no nível III os danos são moderados e deu-se início à formação do mecanismo local e ao aparecimento do

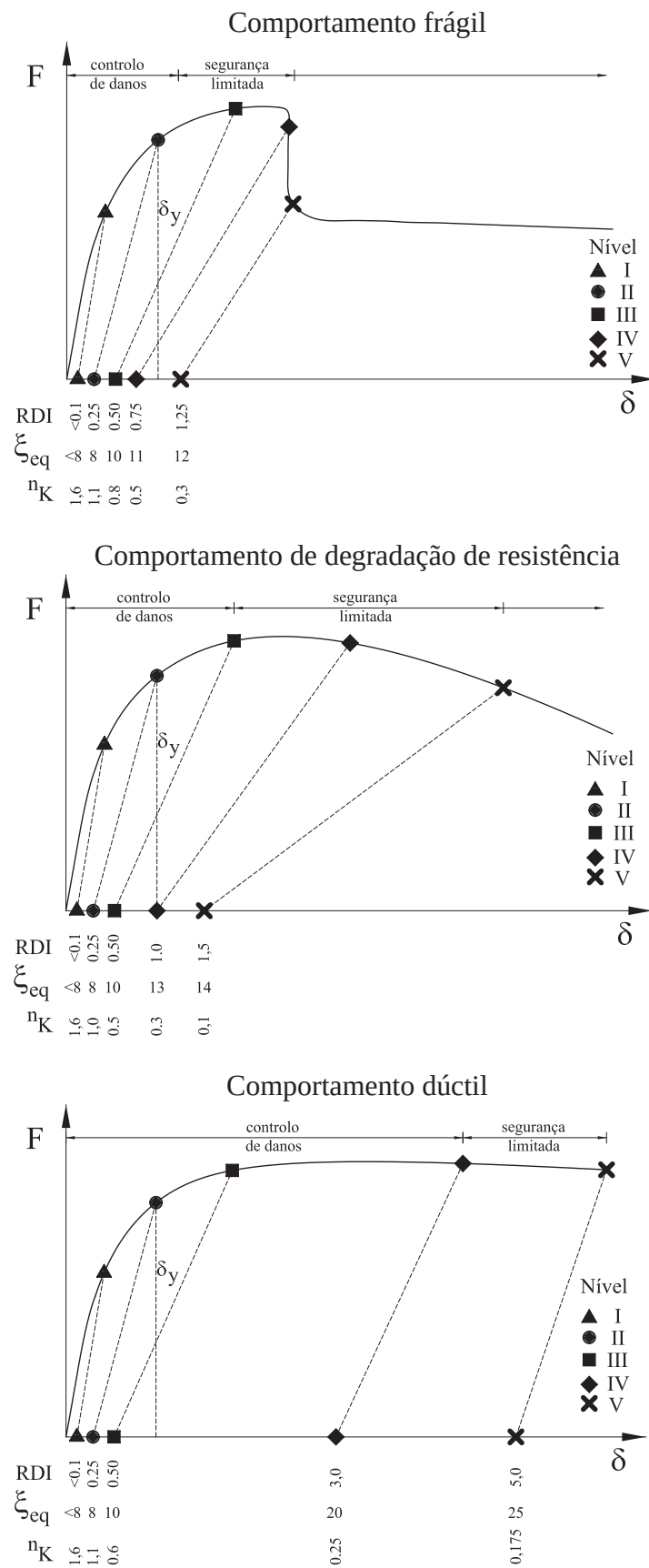


Figura 9.17: Curvas de identificação do modo de comportamento do pilar apresentadas por Hose e Seible [4]

descasque do betão de recobrimento. No nível IV os danos são elevados e o mecanismo local já se desenvolveu completamente. Finalmente, no nível V dá-se a rotura local ou o colapso do pilar e existe degradação considerável de resistência com a encurvadura das armaduras, a rotura das cintas e o esmagamento do núcleo de betão.

Se se admitir como critério de rotura o momento a partir do qual o nível de segurança se torna limitado (o que nos ensaios experimentais se considerou a partir do momento em que a força horizontal se torna inferior a $0,85 \times F_{max}$), então, os resultados experimentais coincidem razoavelmente com as curvas apresentadas por Hose e Seible.

Estas curvas são particularmente relevantes por três motivos: o primeiro relaciona-se com a possibilidade de avaliação do desempenho dos pilares P1 a P10 comparativamente com outros ensaios; o segundo motivo prende-se com a possibilidade de comparar diferentes soluções de reforço; e o terceiro tem a ver com a simulação numérica.

Na modelação numérica torna-se difícil estabelecer um critério de rotura fiável em pilares com um comportamento dúctil. Isto acontece porque os critérios usuais de limitar a extensão máxima no betão ao valor da extensão máxima obtida nos ensaios de compressão simples ou o critério de estabelecer a rotura para $0,85 \times F_{max}$ não se adequam bem à modelação do reforço de pilares com coletes de FRP. Assim, um critério de rotura possível, que se infere destas curvas e se confirma na Tabela 9.1, após a análise dos resultados dos ensaios experimentais, é considerar a rotura em pilares com comportamento dúctil para valores de $RDI \geq 3,0$; $\xi_{eq} \geq 20$ e $n_K \leq 0,25$.

Pilar	RDI	ξ_{eq}	n_K	Tipo de comportamento (inc. pós rotura)	Nível de desempenho na rotura	Nível de segurança na rotura
P1	0,53	12,3	0,47	Frágil	> III e < IV	Limitada
P2R	0,81	15,2	0,35	Frágil	> IV e < V	
P3R	3,01	21,2	0,19	Dúctil	> IV e < V	
P4	2,09	18,7	0,24	Frágil	V	
P5	2,87	19,9	0,20	Deg. de resistência	> IV e < V	
P6	3,73	22,3	0,17	Dúctil	> IV e < V	
P7	3,19	22,3	0,20	Dúctil	> IV e < V	
P8	1,06	16,6	0,33	Frágil	> IV e < V	
P9	2,94	19,6	0,19	Dúctil	IV	
P10	2,21	19,6	0,27	Deg. de resistência	> IV e < V	

Tabela 9.1: Comparação dos resultados dos ensaios experimentais dos pilares P1 a P10 ($0,85 \times F_{max}$) com as curvas de identificação dos modos de comportamento dos pilares propostas por Hose e Seible [4]

Relativamente aos parâmetros considerados no início deste estudo (página 3) pode-se referir em síntese que:

i) Reforço do pilar

Qualquer dos pilares reforçados apresenta um desempenho superior ao do pilar não reforçado.

ii) Tipo de reforço (CFRP, GFRP, betão polimérico)

O pilar P4 (2 CFRP), reforçado de forma praticamente idêntica ao pilar P8 (2 GFRP), apresentou um melhor comportamento em termos de ductilidade com um $\mu_{\Delta}=4,9$ para um $\mu_{\Delta}=3,3$ no pilar P8 e uma força máxima da mesma ordem de grandeza, 38,4 kN no pilar P4 e 37,7 kN no P8. O pilar P2R registou uma força máxima na rotura de 39,4 kN e um $\mu_{\Delta}=3,3$. Assim, atendendo ao que se referiu e às soluções de reforço efectuadas, o reforço com CFRP seria o mais eficiente, seguido do reforço com betão polimérico e, por fim, o GFRP.

iii) Número de camadas de FRP do colete

Para um esforço normal reduzido de $\nu=0,5$ verifica-se, como seria de esperar, que o pilar P6 reforçado com um colete com 4 CFRP tem um desempenho ligeiramente superior ao dos pilares P3R e P7 reforçados com 2 CFRP. Deste modo, o pilar P6 apresenta um coeficiente $\mu_{\Delta}=7,0$ enquanto o pilar P3R regista um $\mu_{\Delta}=5,7$ e o P7 um $\mu_{\Delta}=6,0$. Em termos de força horizontal máxima os valores podem-se considerar equivalentes: 37,3 kN (P3R); 39,8 kN (P7) e 39,2 kN (P6).

A extensão máxima no aço é superior no pilar P6 (6,91%) em relação aos pilares P3R (5,78%) e P7 (5,87%).

A solução de reforço a adoptar dependerá, por conseguinte, do nível de ductilidade pretendido. Contudo, a relação custo/benefício da solução pende consideravelmente para a solução com duas camadas de CFRP, caso se pretenda um coeficiente $\mu_{\Delta} \simeq 6$.

iv) Variações de rigidez do colete ao longo da altura do pilar

Nos ensaios realizados (com um afastamento elevado das cintas) verificou-se, sobretudo através da análise do comportamento pós-rotura, que as variações bruscas de rigidez não são aconselháveis. As soluções com a colocação do colete só na zona da rótula plástica mostraram-se consideravelmente menos eficientes (P4 e P8). A solução mais adequada passa, portanto, por um colete contínuo ao longo de todo o pilar ou pela utilização de coletes com transições suaves de rigidez ao longo do pilar (P9).

v) Variação do nível de esforço axial ($\nu = 0,5$; $0,75$ e $1,0$)

Os pilares P5 (2 CFRP) e P10 (4 CFRP) ensaiados sob cargas cíclicas com um esforço normal reduzido de $\nu=0,75$ e $1,0$, respectivamente, registaram um melhor desempenho

em todos os índices considerados, relativamente ao pilar P1 não reforçado ($\nu=0,5$). O pilar P5 evidenciou um incremento de momento resistente de 30% e do coeficiente de ductilidade em 194%, enquanto no pilar P10 esses incrementos foram respectivamente de 44% e 139%.

Relativamente ao colete de CFRP verificou-se que este não rompeu e que a extensão lateral máxima registada foi de 0,73% no pilar P5 e de 0,46% no pilar P10, valores bastante inferiores aos da extensão máxima obtida em provetes planos (1,54%).

vi) Colocação de junta entre a base do pilar e o início do colete

No pilar P4 (2CFRP em $1,5 \times D$) foi deixada entre a base do pilar e o início do colete uma junta de 25 mm. Nos pilares P8 (2 GFRP em $1,5 \times D$), P3R (2 CFRP em $1,5 \times D$ e 1 CFRP na altura restante) e P7 (2 CFRP em toda a altura) não foi deixada qualquer junta entre a base e o início do colete. O esforço normal reduzido era de $\nu=0,5$ em todos os pilares.

O pilar P4 ($\mu_{\Delta}=4,9$) registou um melhor desempenho em termos de ductilidade em deslocamento que o pilar P8 ($\mu_{\Delta}=3,3$) e uma força máxima da mesma ordem de grandeza. Os pilares P3R ($\mu_{\Delta}=5,7$) e P7 ($\mu_{\Delta}=6,0$) apresentaram um melhor comportamento em termos de coeficiente de ductilidade, mantendo-se a força horizontal máxima nos mesmos valores. A extensão máxima no aço foi de 3,30% no pilar P8, de 3,47% no P4, de 5,78% no P3R e de 5,87% no P7.

Apesar de os pilares não serem totalmente comparáveis, os resultados apresentados parecem indiciar que para o tipo de pilar em questão, pouco cintado, e para coletores pouco espessos não existe benefício em utilizar uma junta entre o colete e a base do pilar.

vii) Pré-fendilhação do pilar antes da aplicação do reforço

Os pilares P2 e P3 foram pré-fendilhados até à cedência das armaduras. Posteriormente o pilar P2 foi reforçado com betão polimérico (P2R) e o pilar P3 com um colete com duas camadas de CFRP até 375 mm acima da base do pilar e uma camada de CFRP na altura restante (P3R). Apesar do pilar P7 ter duas camadas de CFRP em toda a sua altura, considera-se que os resultados do ensaio experimental deste pilar podem ser comparados com os do pilar P3R.

O pilar P7, não pré-fendilhado, obteve um desempenho ligeiramente superior ao do pilar P3R. Assim, em termos de deslocamento máximo na rotura registou 120 mm ($\mu_{\Delta}=6,0$), enquanto o pilar P3R apresentou 114,8 mm ($\mu_{\Delta}=5,7$). Em termos de força horizontal máxima os valores atingidos foram de 37,3 kN (P3R) e de 39,8 kN (P7). A extensão máxima no aço foi semelhante em ambos os pilares - P3R (5,78%) e P7 (5,87%). Em termos de extensões no betão, verificou-se que o pilar P7 obteve na rotura uma extensão de 3,52%, enquanto no pilar P3R esta extensão foi de apenas 2,33%. Em termos de comportamento pós-rotura verifica-se que o andamento do diagrama força-deslocamento do pilar P3R (Figuras 8.2 e 8.4) se desenvolve de forma mais uniforme que o do pilar P7 até aos 140 mm de deslocamento horizontal. O ensaio

prosseguiu até se atingirem deslocamentos horizontais na ordem dos ± 180 mm no pilar P7 e de ± 160 mm no P3R, tendo-se observado a rotura de dois varões longitudinais no pilar P3R (Figura 8.7). Na Figura 9.7 pode observar-se que existiu uma perda de rigidez inicial no pilar P3R, com este a apresentar para o deslocamento de referência de 10,3 mm uma força horizontal de 15,6 kN, enquanto no pilar P7 esta era de 26,4 kN. O preenchimento das fendas poderia restabelecer parte da rigidez de flexão inicial, embora não aumentasse a resistência.

Em termos globais, pode-se concluir que o desempenho de ambos os modelos foi bastante satisfatório e que as diferenças observadas não são significativas se se tiver em conta o comportamento dos pilares até à rotura. A comparação efectuada permite justificar a opção de não pré-fendilhação da maioria dos pilares, garantindo que a aplicação desta técnica de reforço é válida mesmo, que se efectue o reforço sem se proceder à selagem das fendas com abertura inferior a 0,3 mm.

viii) Reforço longitudinal com FRP

O pilar P9 correspondeu a uma solução em que o colete vai gradualmente diminuindo de espessura, de acordo com o esquema da Figura 2.1. Foi realizado, igualmente, um reforço longitudinal com três camadas de CFRP com 50 mm de largura útil, dispostas no sentido longitudinal das armaduras nas faces Norte e Sul do pilar. Estas faixas foram ancoradas no topo da sapata e na base do pilar, utilizando buchas de CFRP.

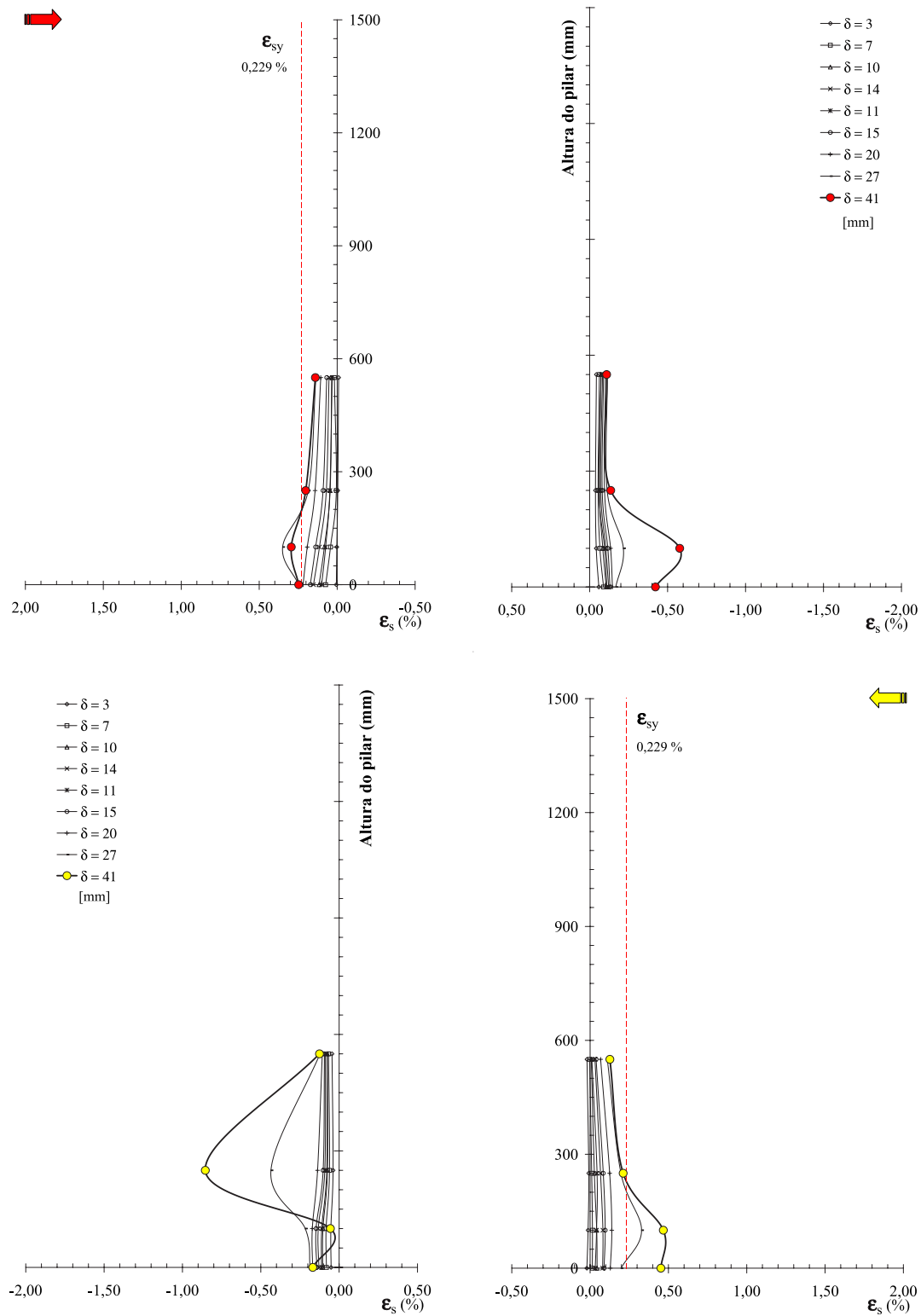
Na Figura 6.10 apresentou-se uma evolução do estado de fendilhação observado na base do pilar P9 entre $4d_0$ e $11d_0$. A Figura 8.12 (fotografia tirada no fim do ensaio) revela um aspecto da rotura ocorrida no reforço longitudinal devido à não compatibilidade entre a abertura da fenda e a extensão máxima admissível no CFRP. Admite-se que a rotura do reforço de CFRP tenha ocorrido em $8d_0$, uma vez que a fenda situada a 45 mm da base do pilar passou a ter uma abertura não compatível com a extensão máxima admissível na faixa de compósito.

A solução preconizada para o pilar P9 produziu um incremento do momento resistente de 29% e do coeficiente de ductilidade em 218% relativamente ao pilar P1. Comparativamente com o pilar P6 (4 CFRP), o pilar P9 apresentou um incremento de 5% em resistência e uma diminuição do coeficiente de ductilidade em deslocamento de 6%.

Quando se analisa os resultados do pilar P9 e se compara o seu desempenho recorrendo ao método proposto por Hose e Seible [4], verifica-se (Tabela 9.1) que o pilar P9, com o seu comportamento dúctil, foi, dos pilares que apresentaram um comportamento semelhante, o que se encontrava menos degradado na rotura (Nível IV).

Anexo A

Extensões nas armaduras longitudinais dos pilares P1 a P10



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.1: Extensão ao longo das armaduras do pilar P1

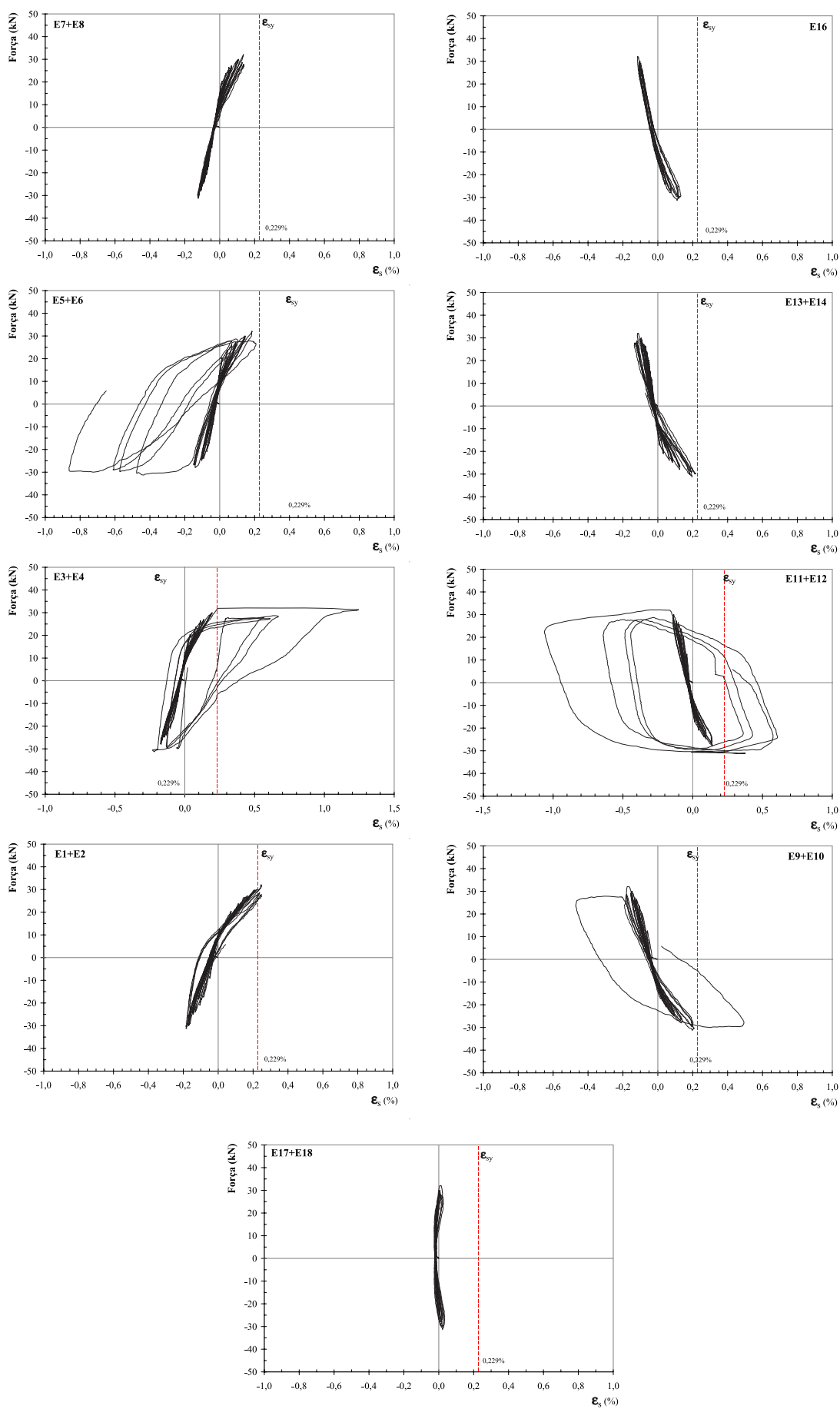
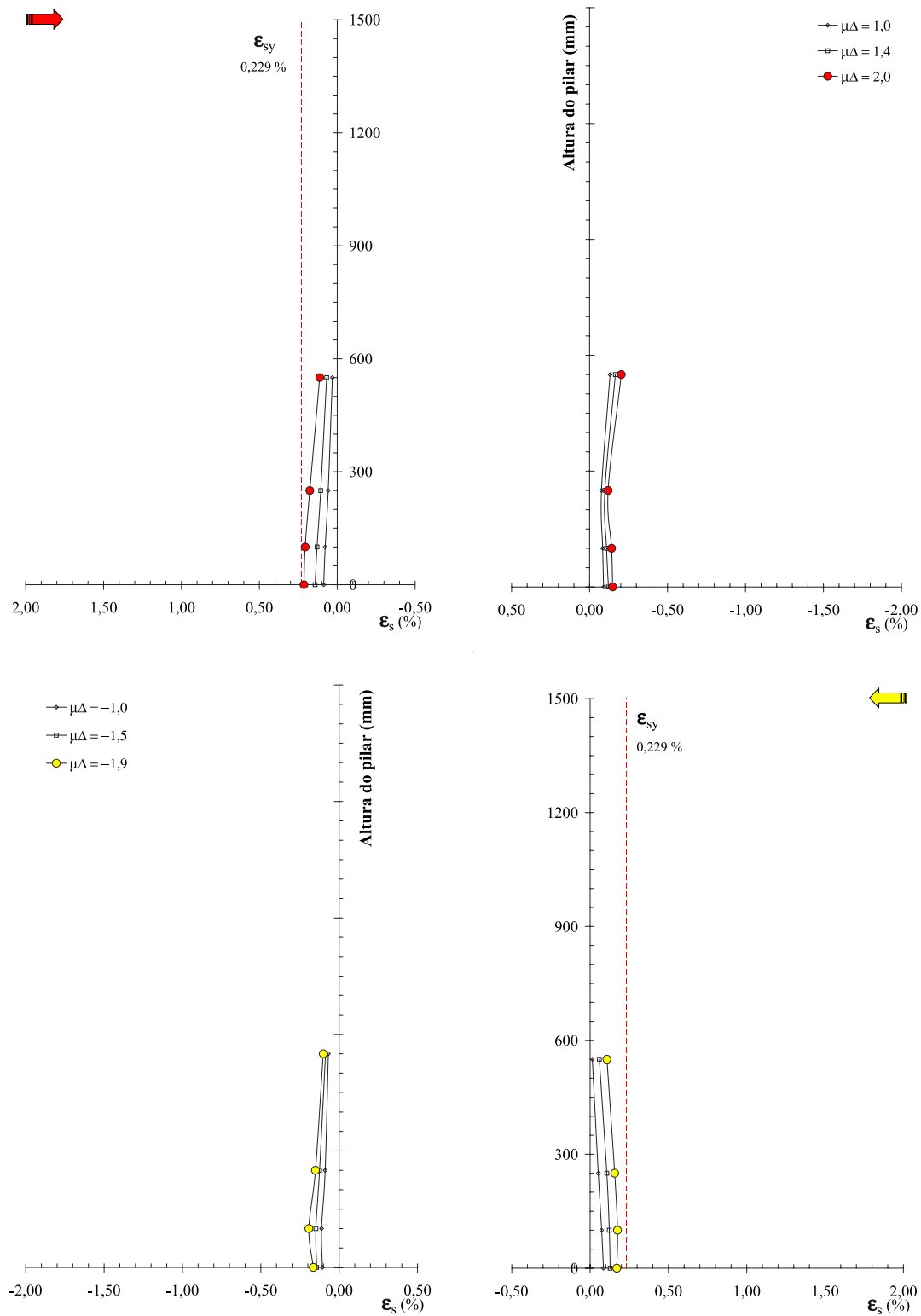


Figura A.2: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P1



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.3: Extensão ao longo das armaduras do pilar P2

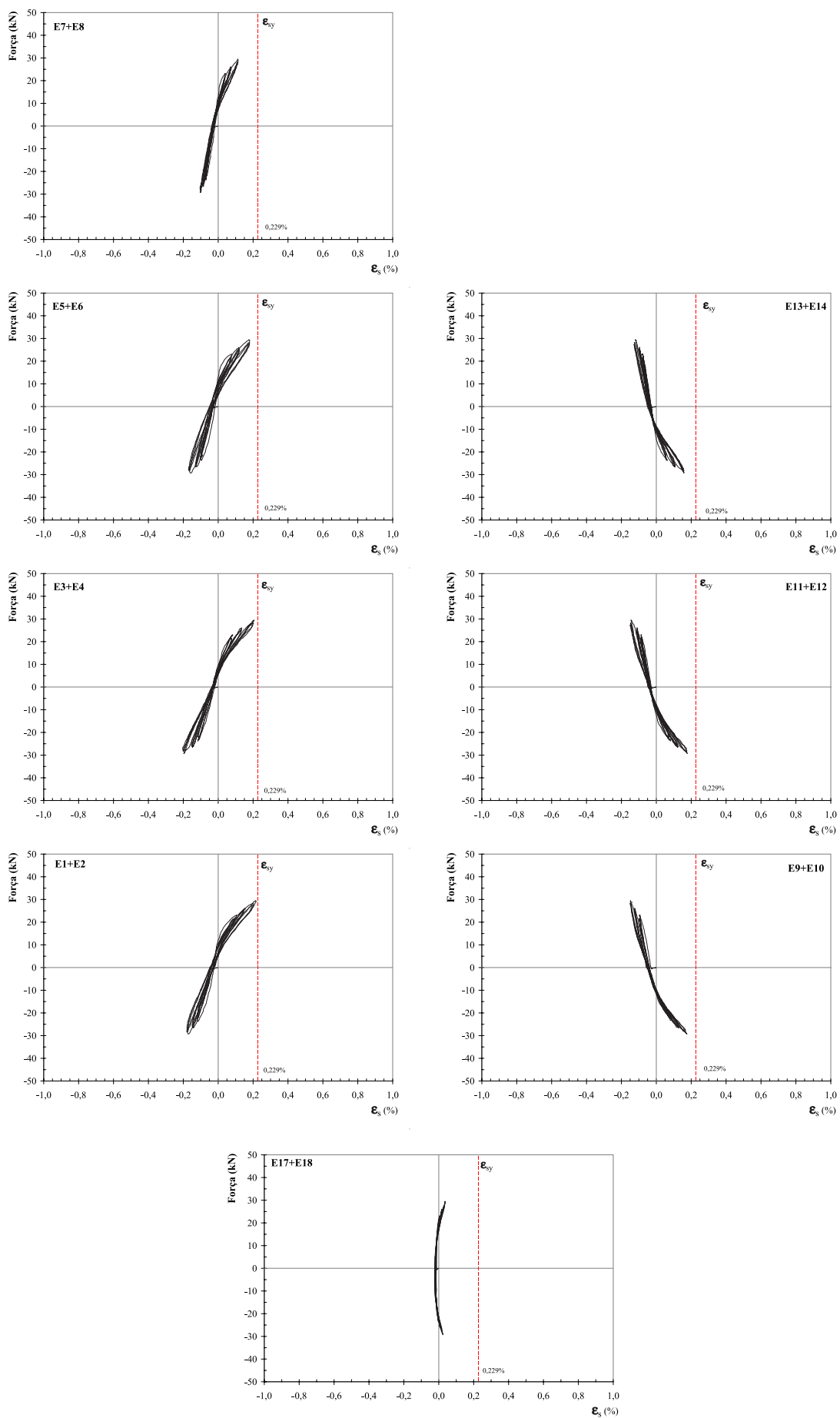
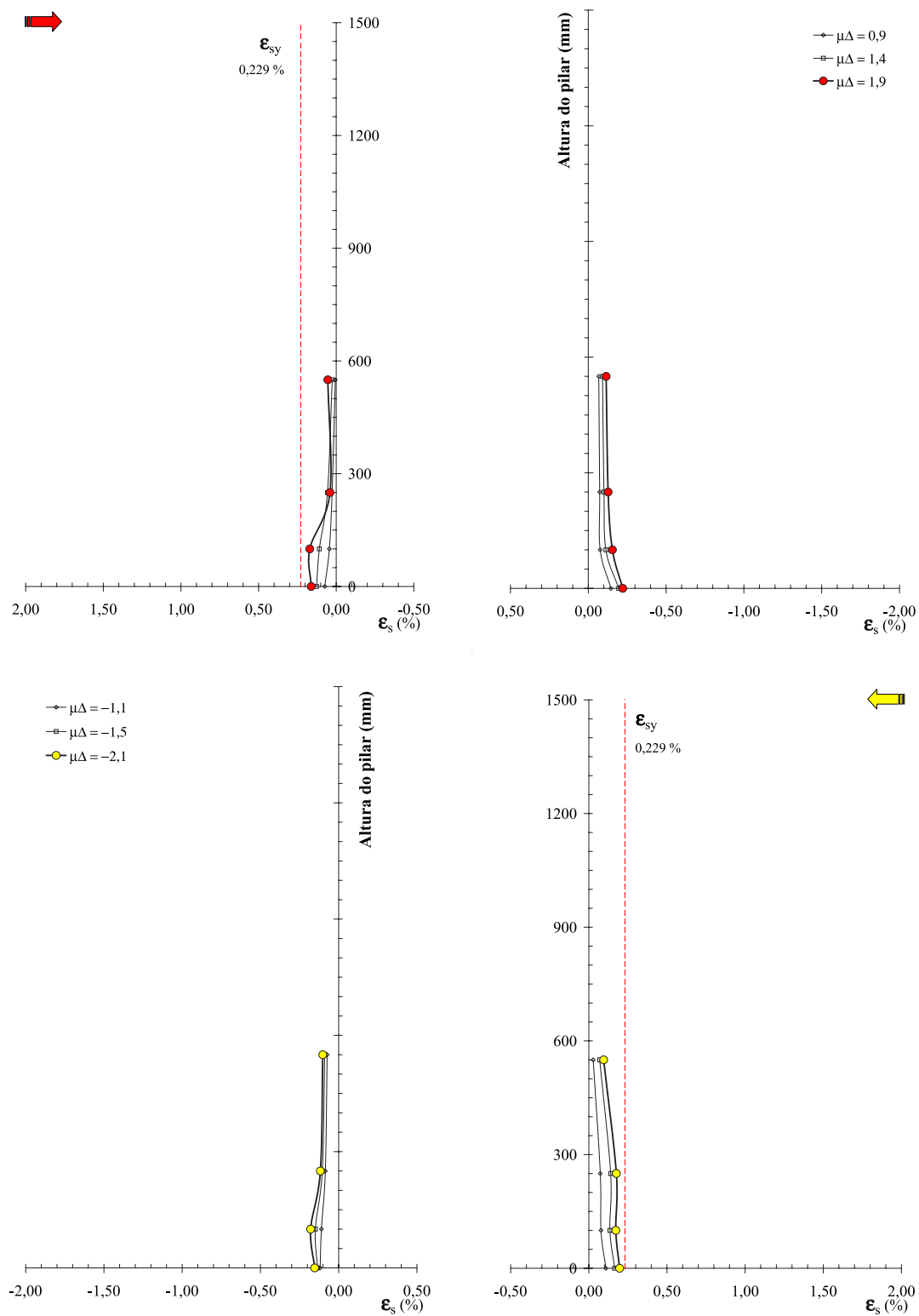


Figura A.4: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P2



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.5: Extensão ao longo das armaduras do pilar P3

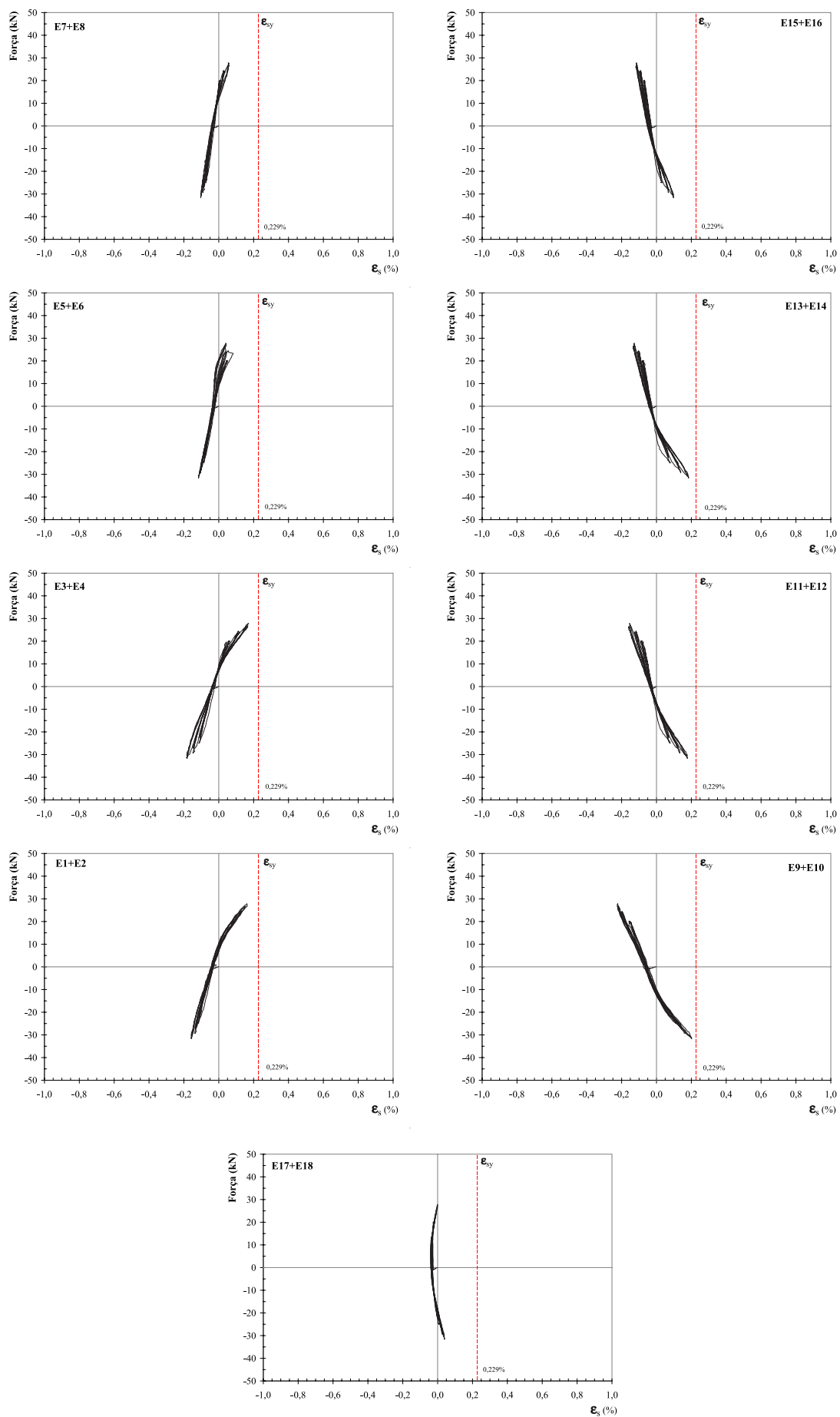
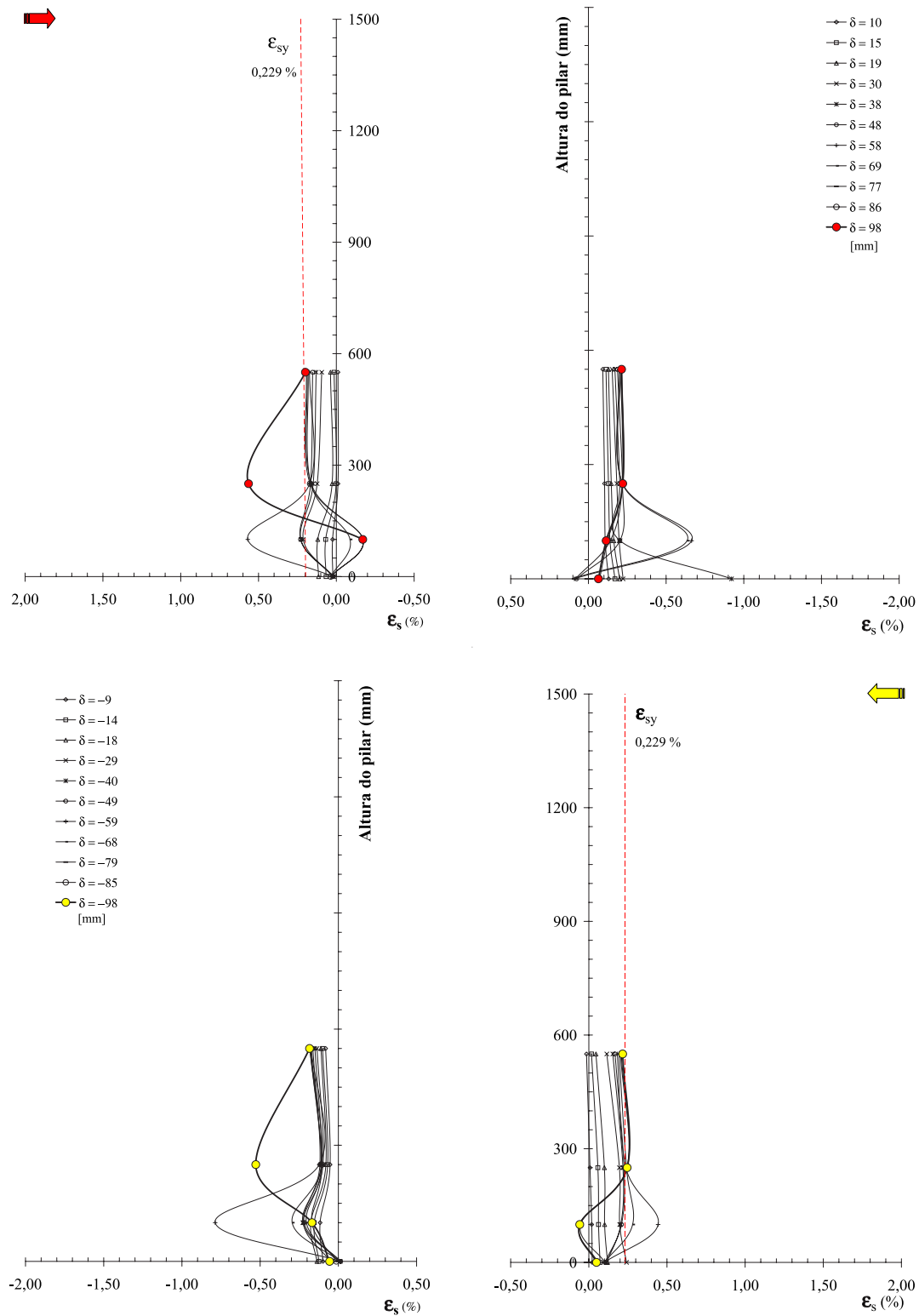


Figura A.6: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P3



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.7: Extensão ao longo das armaduras do pilar P3R

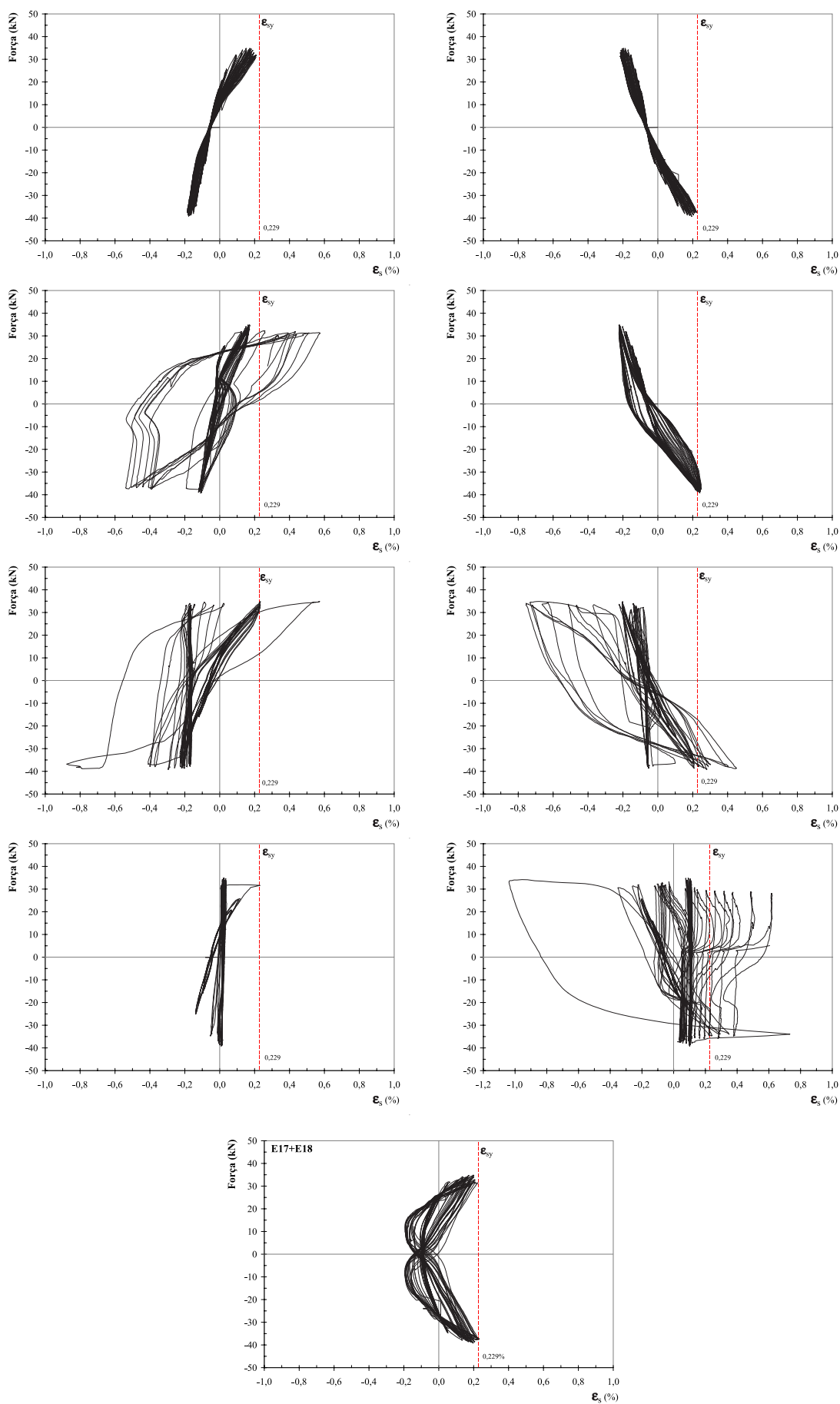
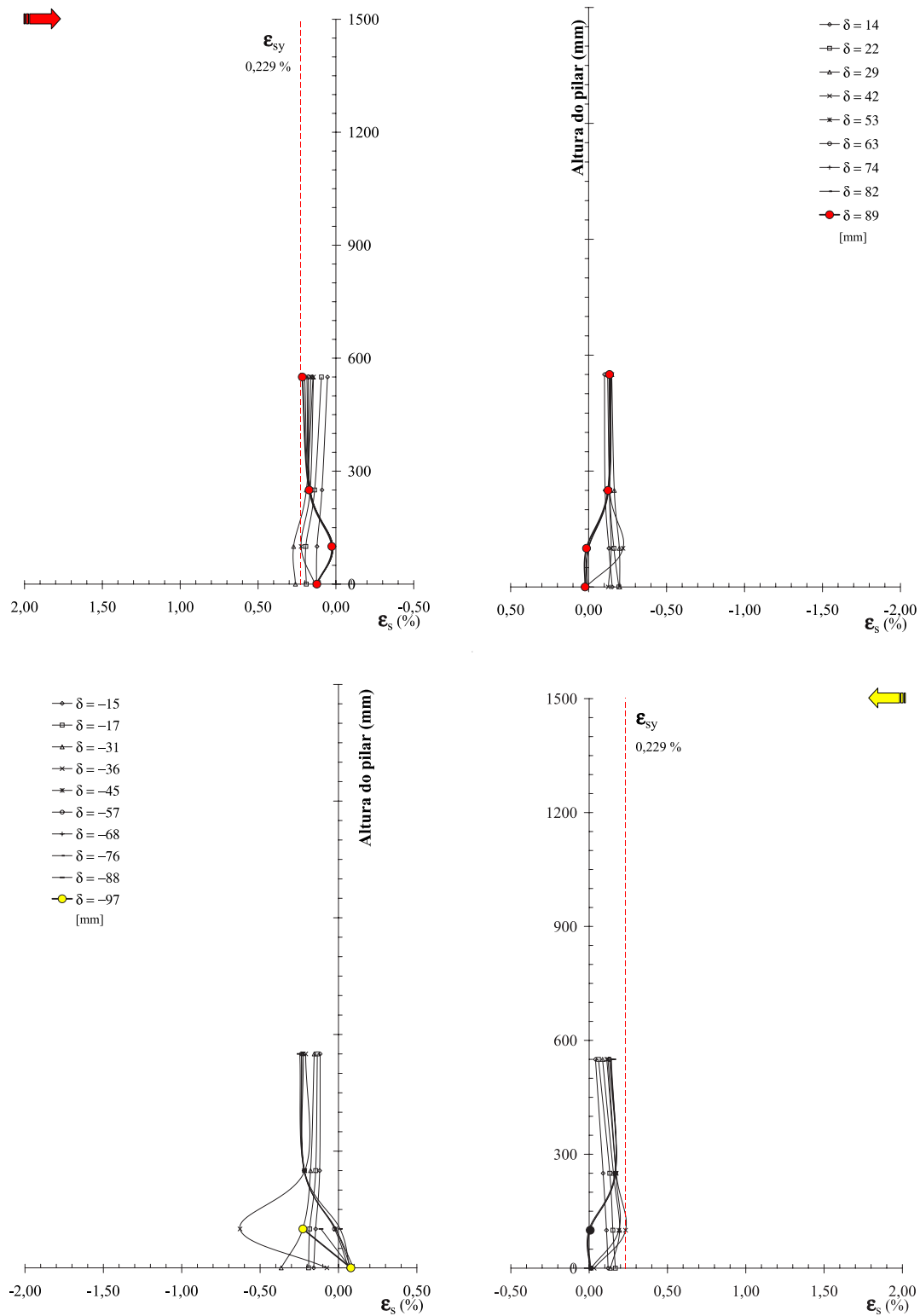


Figura A.8: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P3R



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.9: Extensão ao longo das armaduras do pilar P4

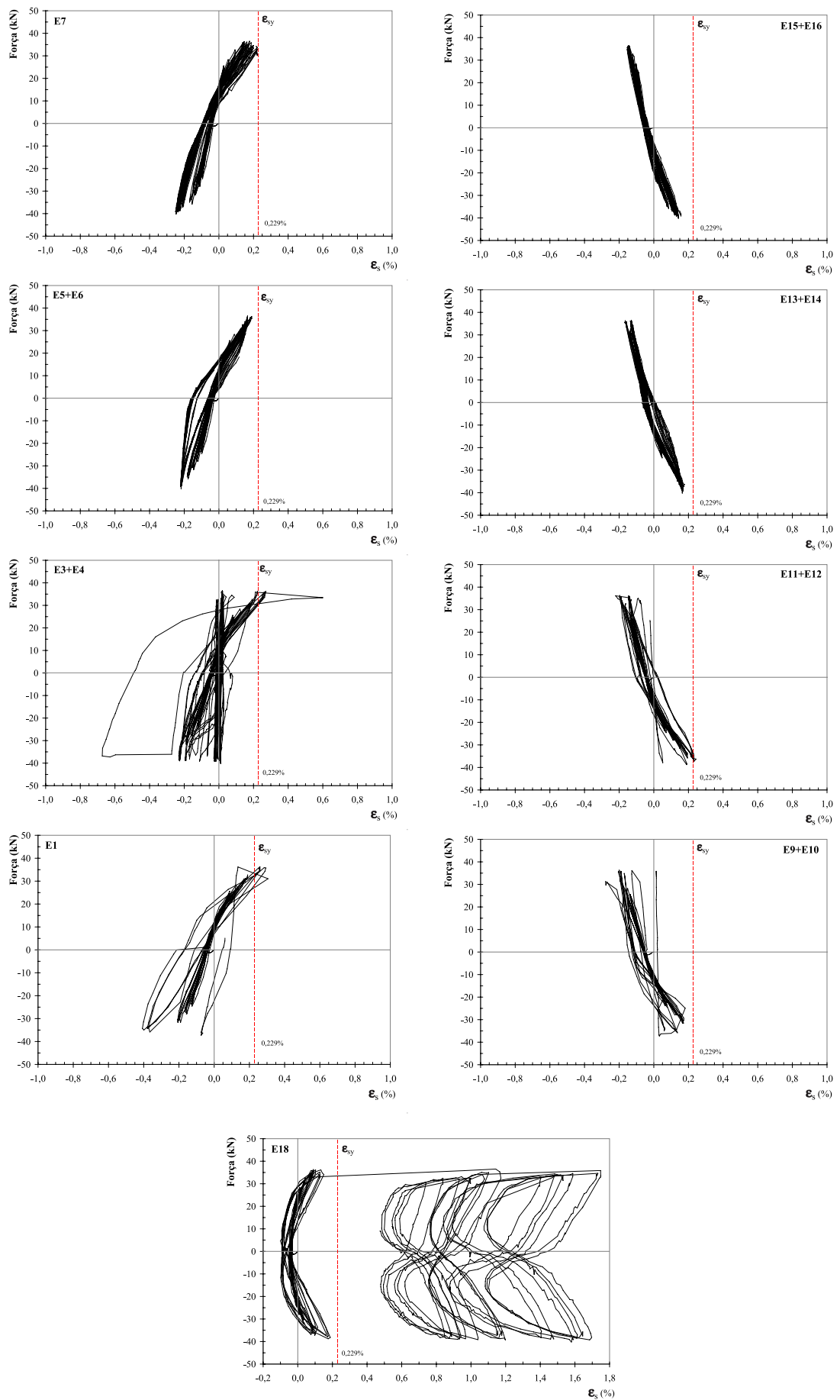
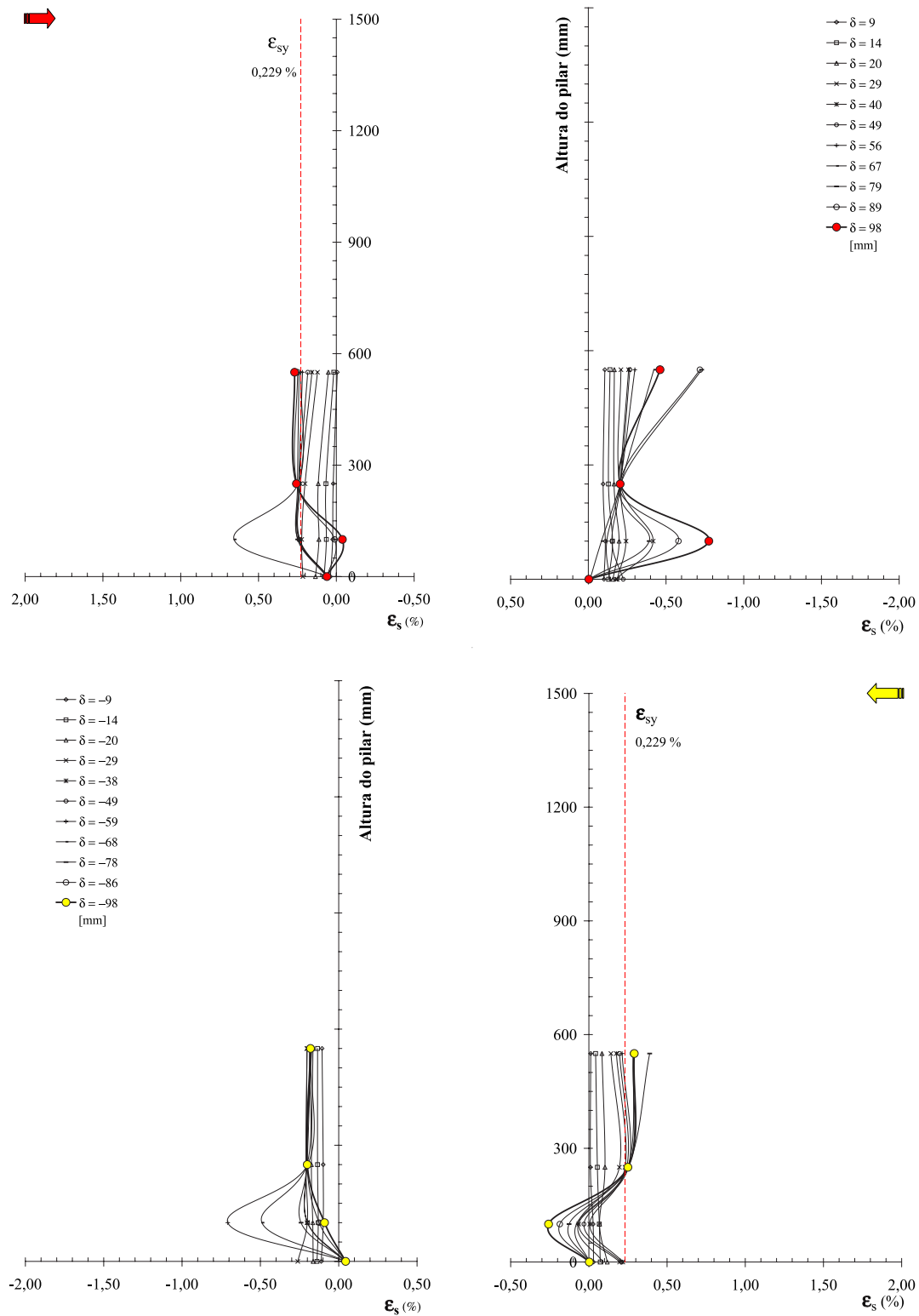


Figura A.10: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P4



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.11: Extensão ao longo das armaduras do pilar P5

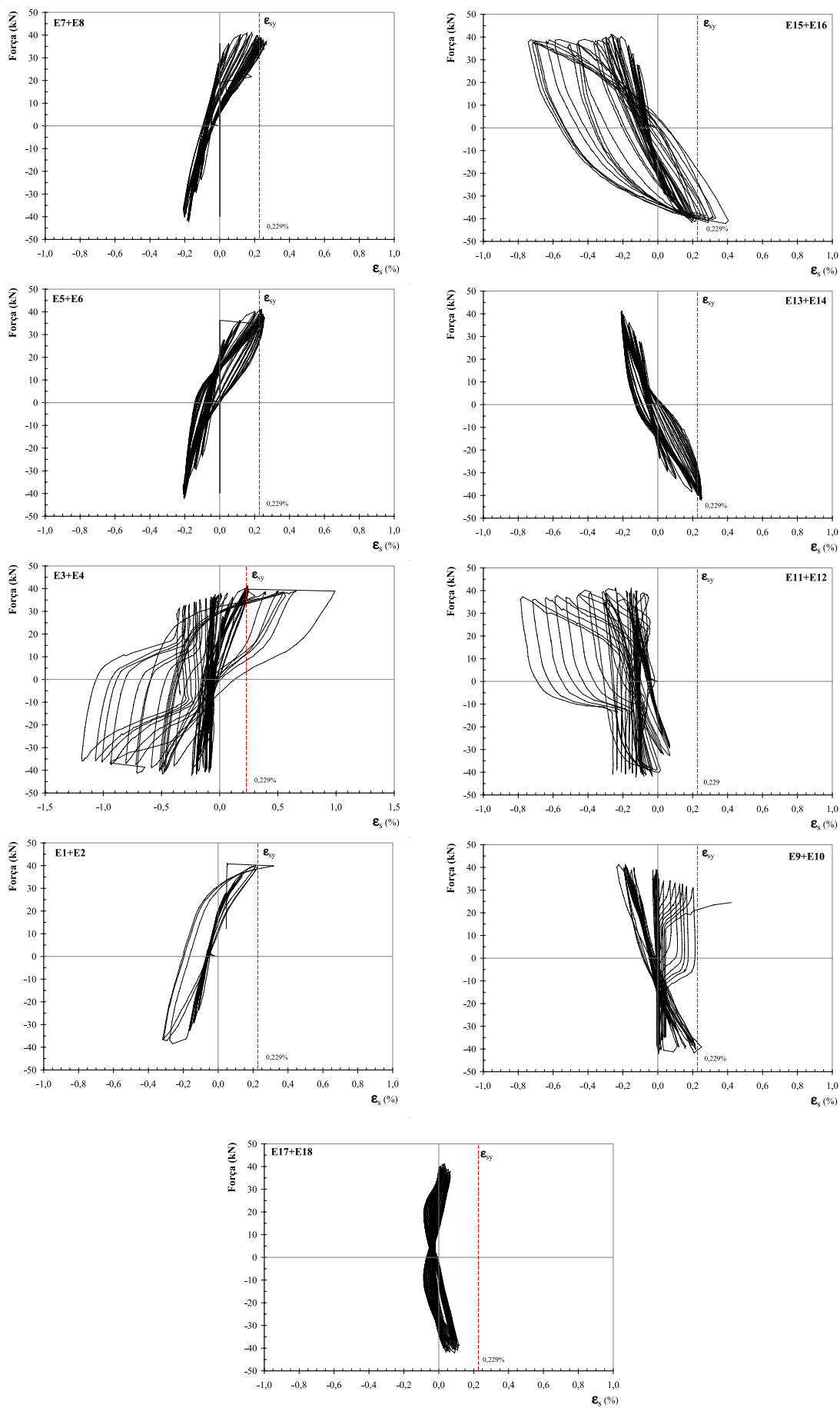
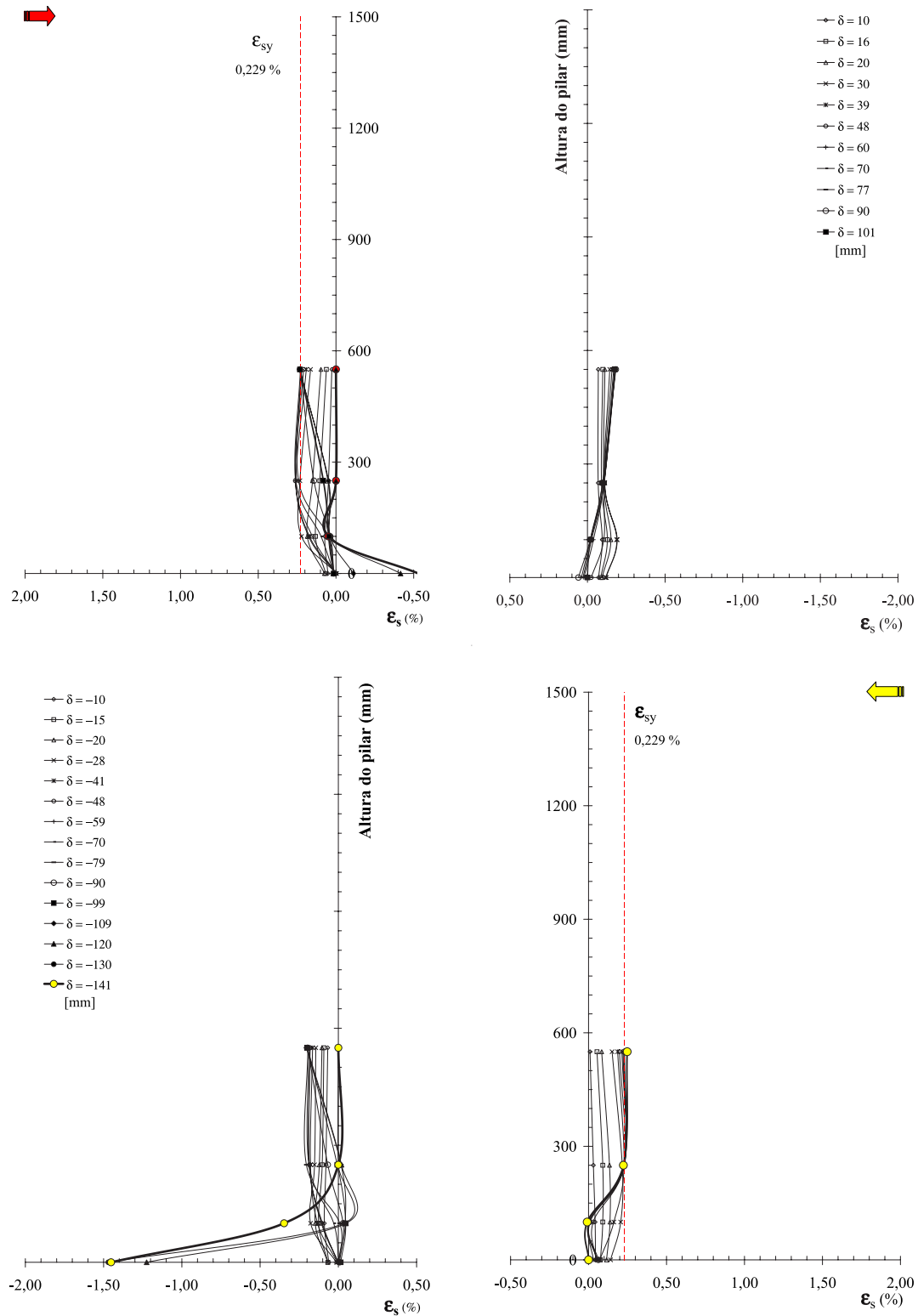


Figura A.12: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P5



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.13: Extensão ao longo das armaduras do pilar P6

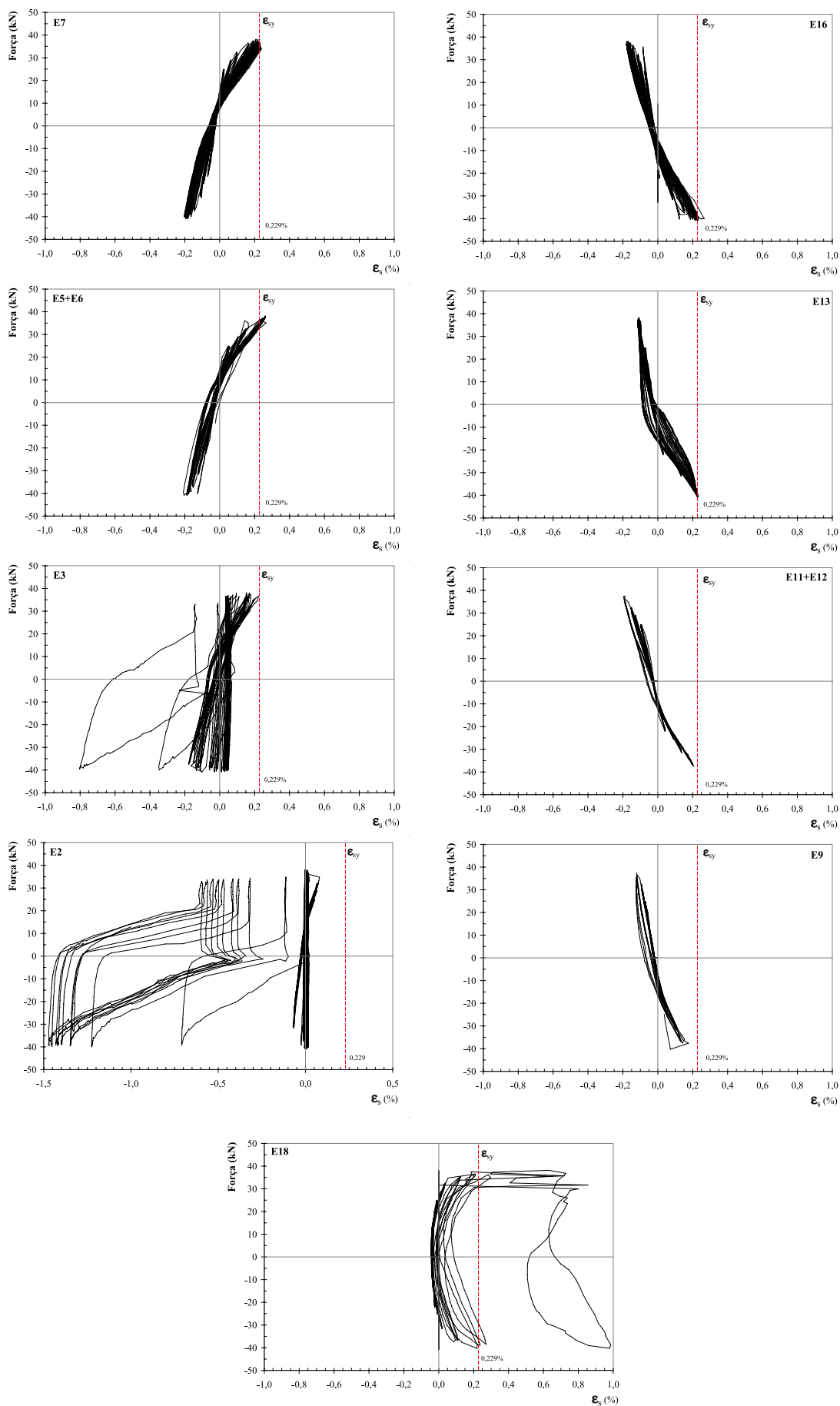
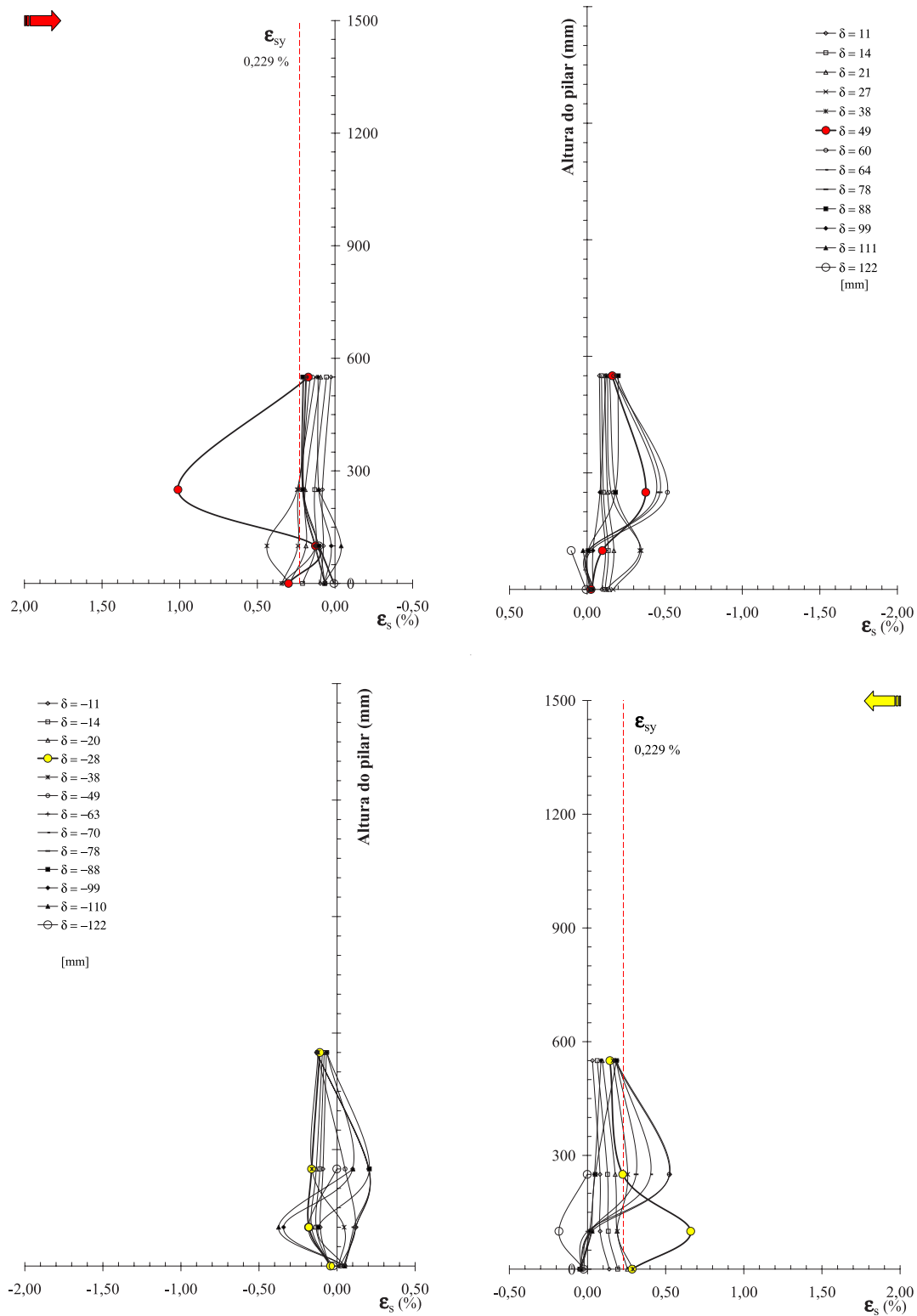


Figura A.14: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P6



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.15: Extensão ao longo das armaduras do pilar P7

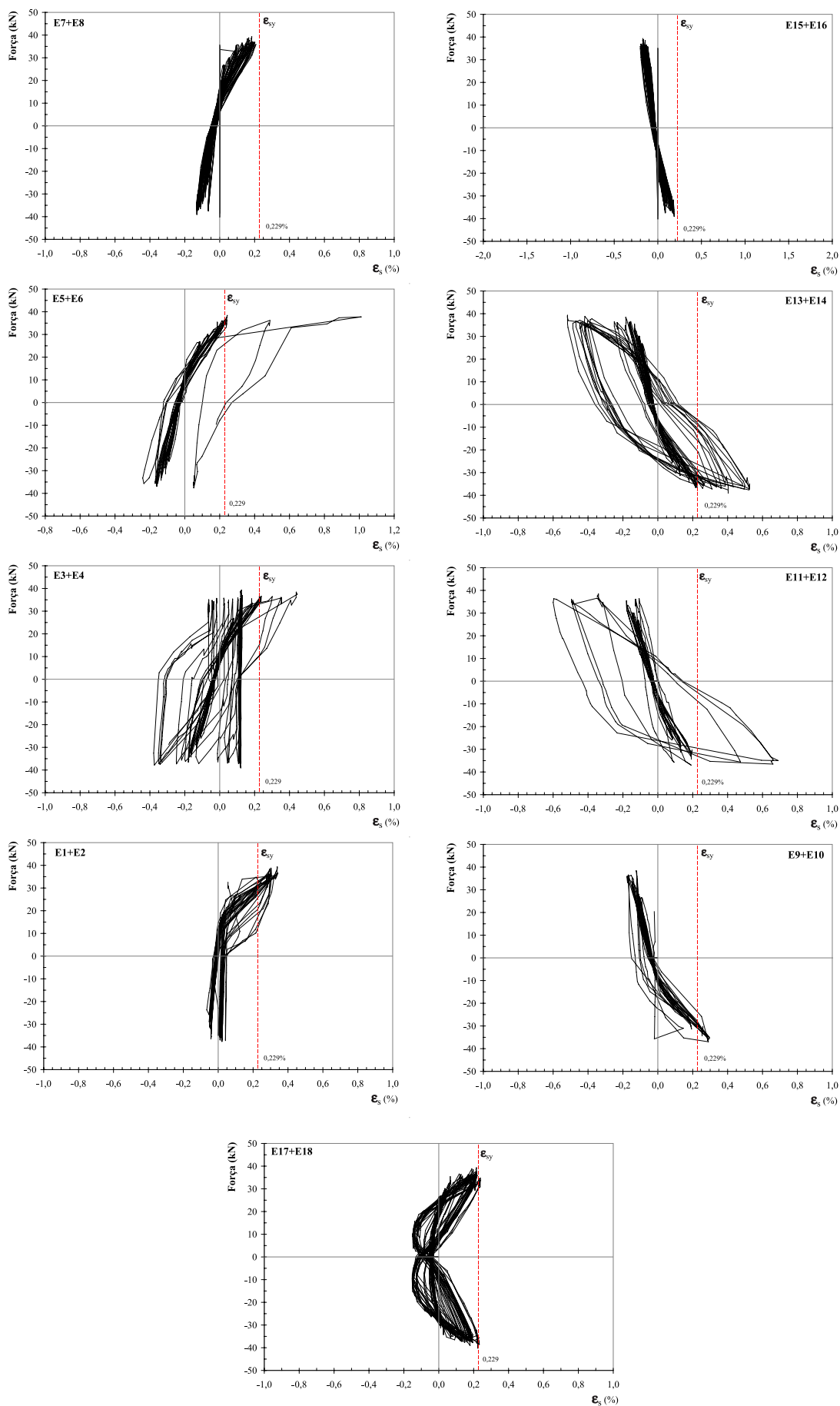
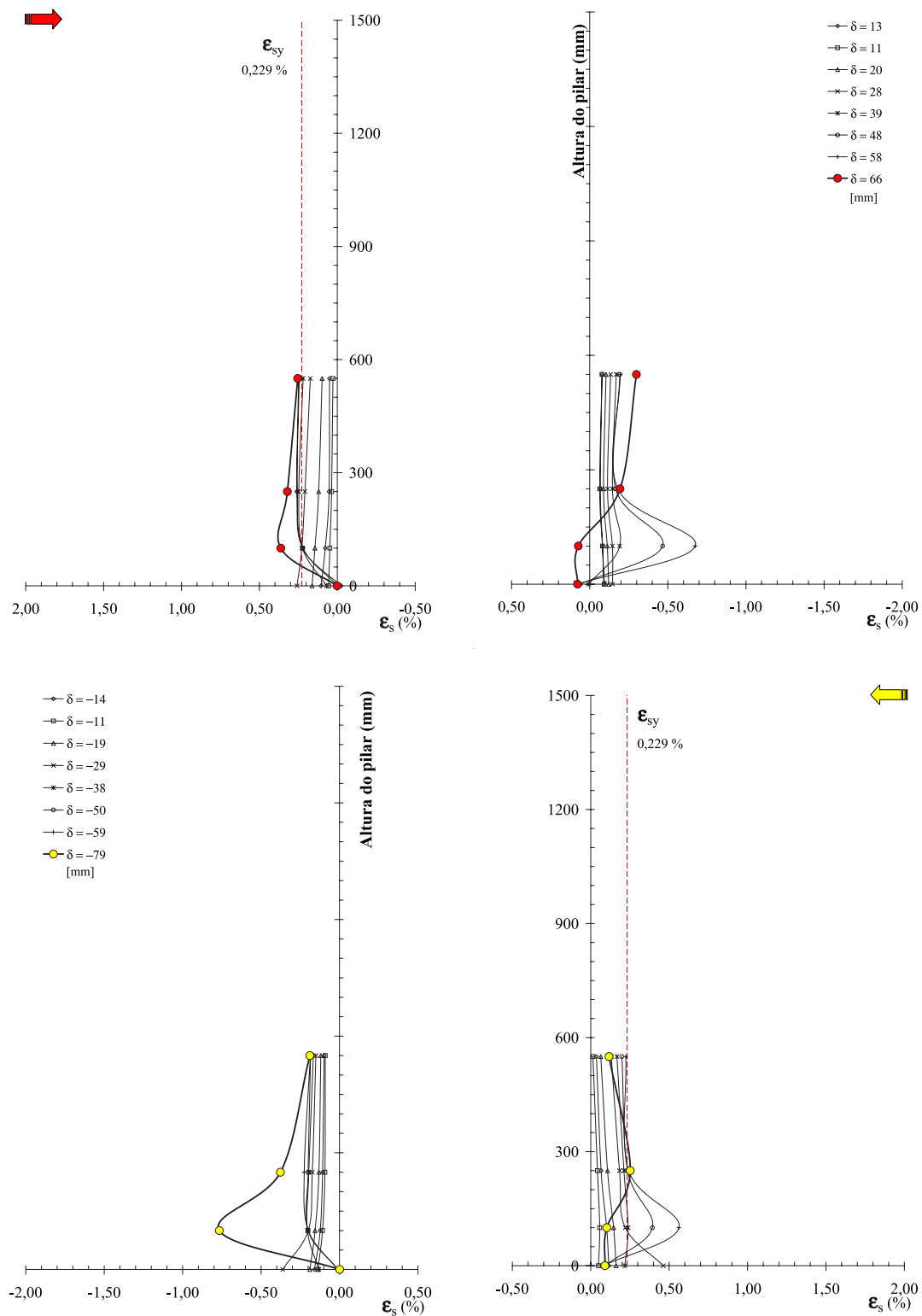


Figura A.16: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P7



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.17: Extensão ao longo das armaduras do pilar P8

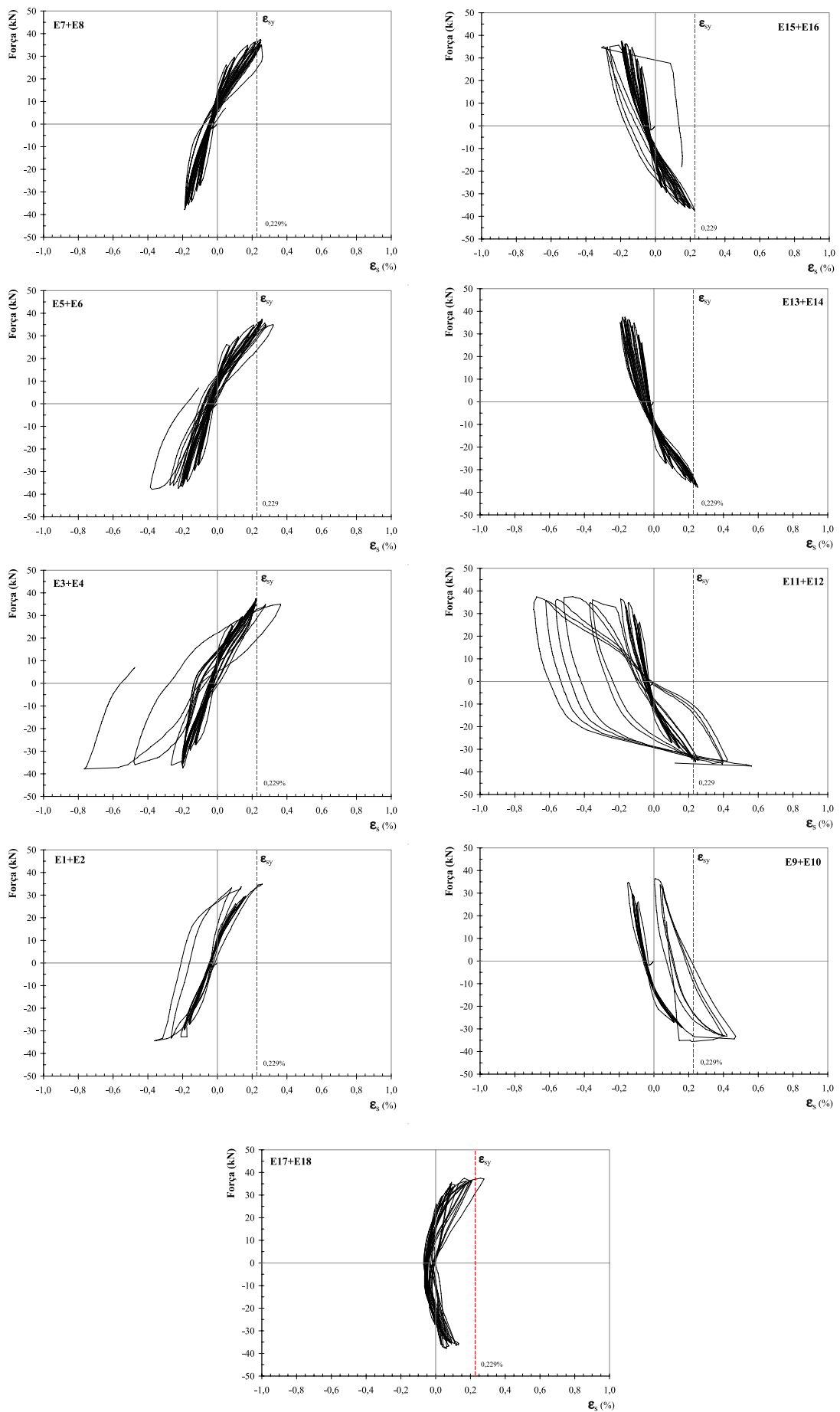


Figura A.18: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P8

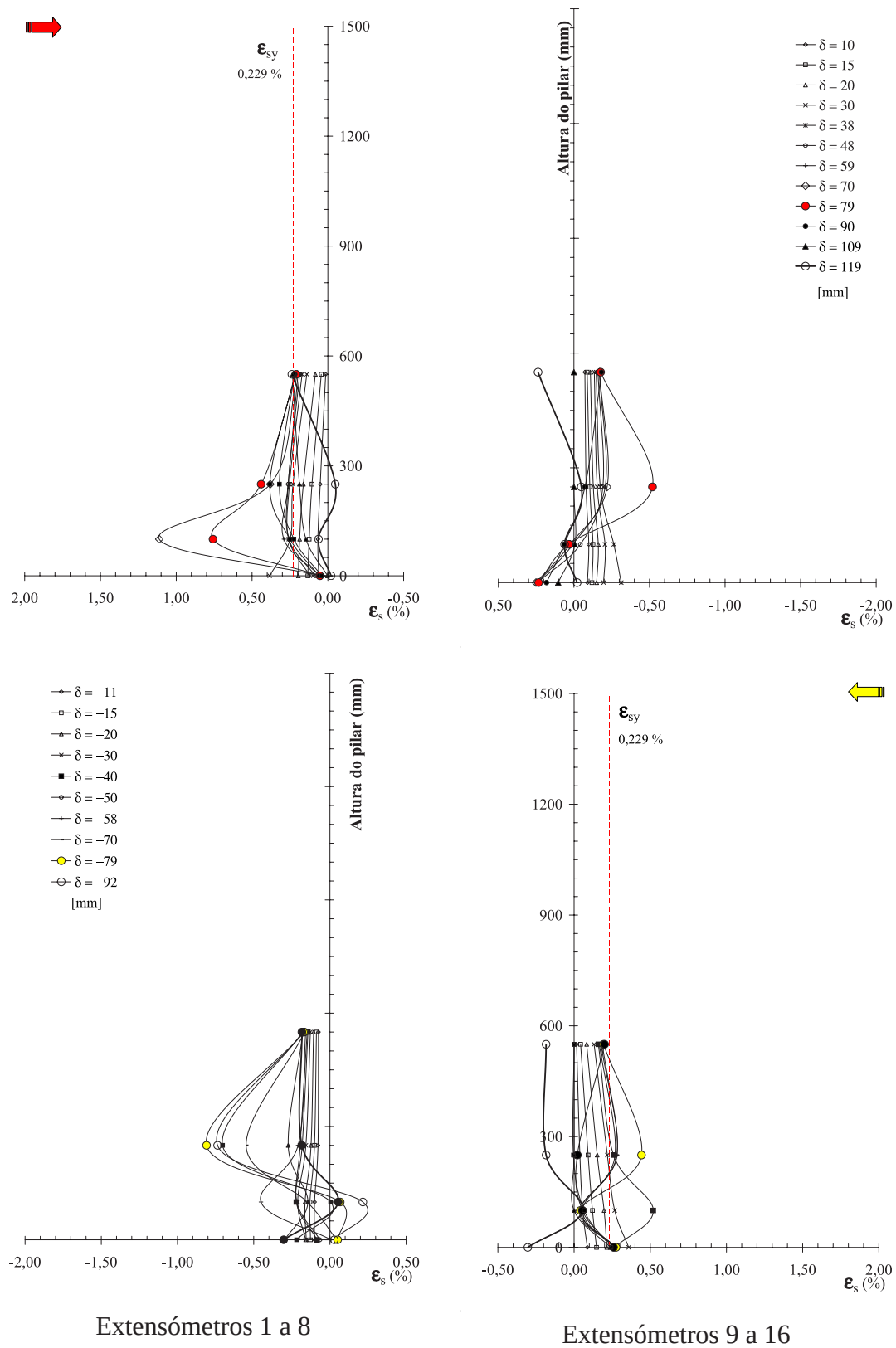


Figura A.19: Extensão ao longo das armaduras do pilar P9

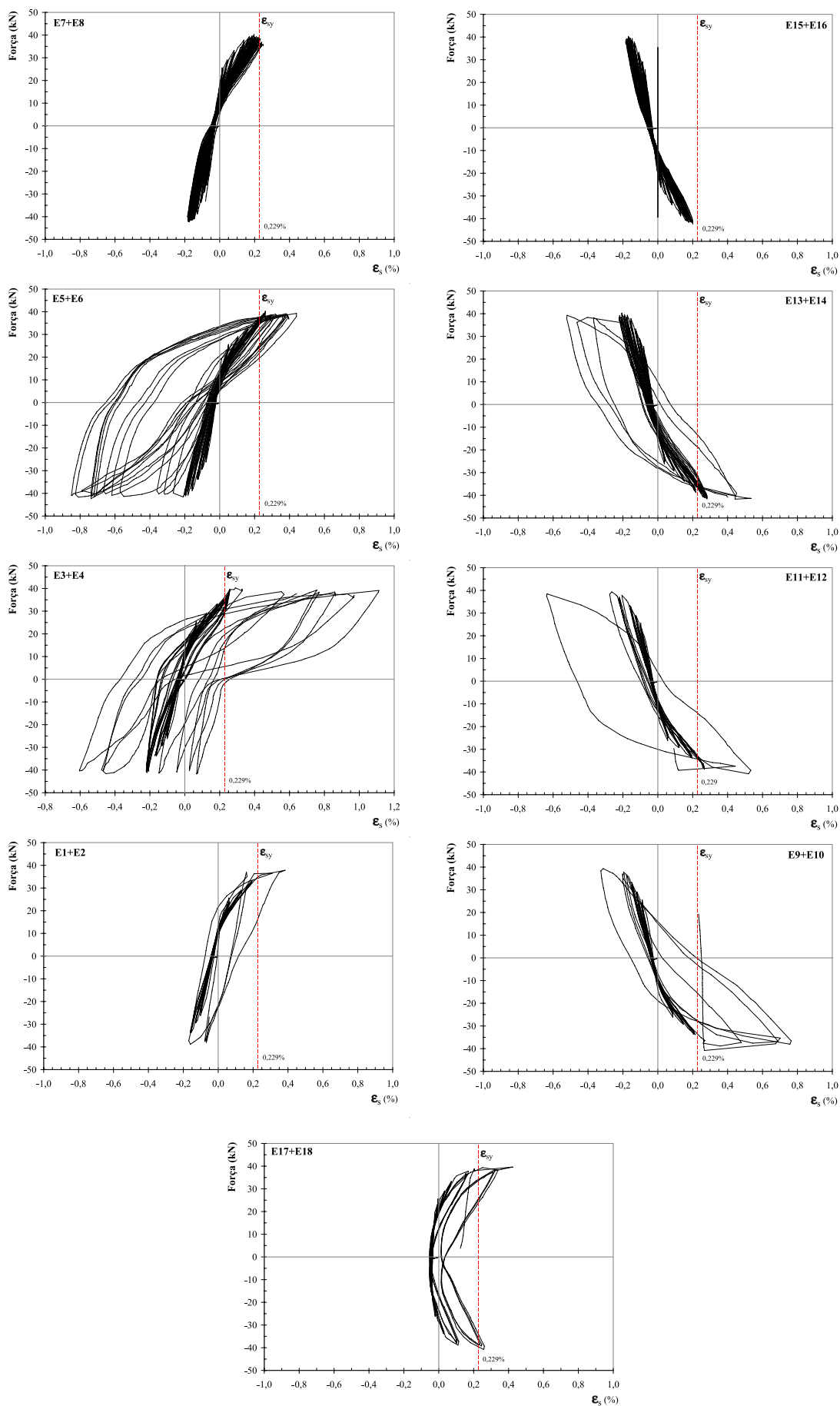
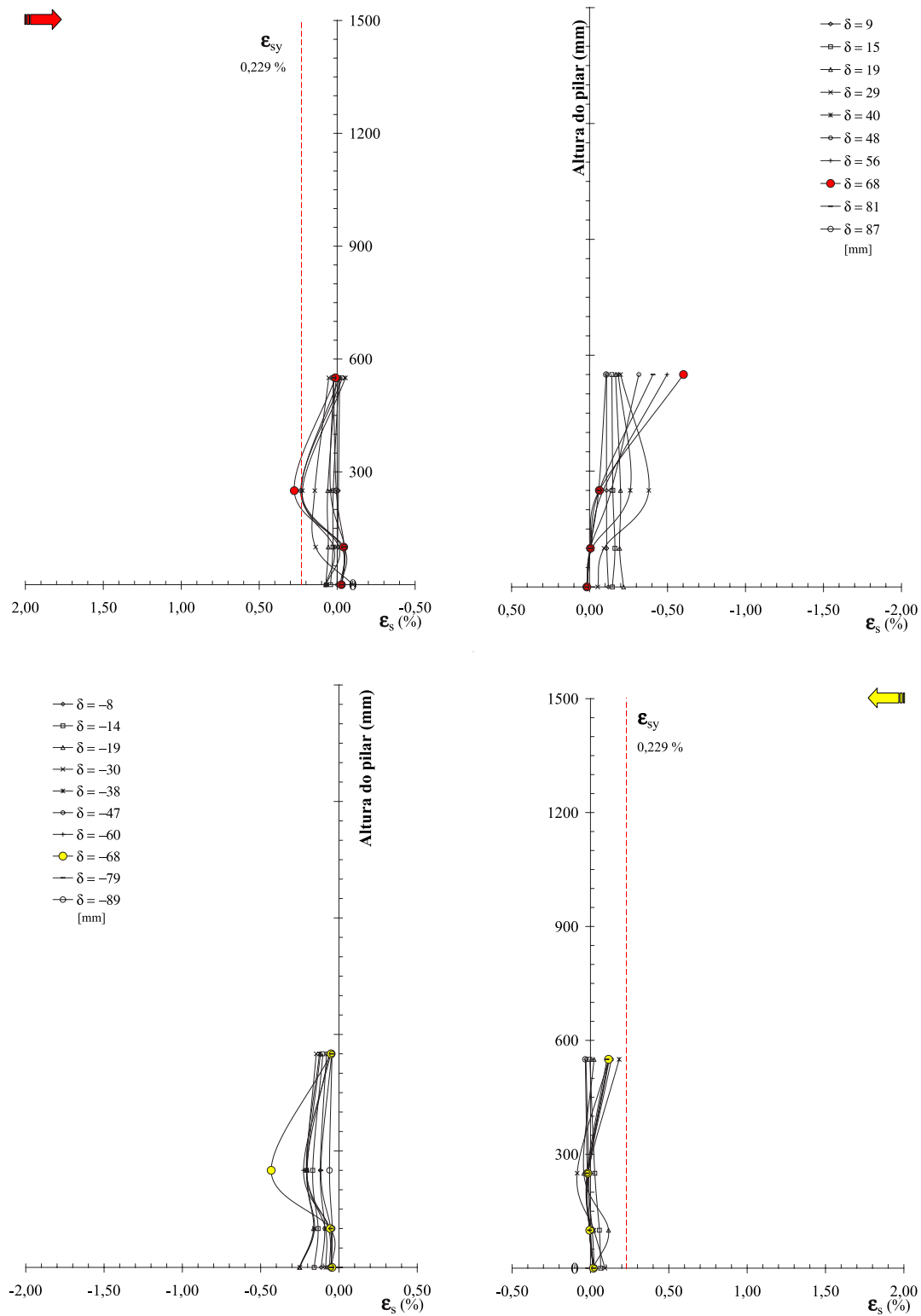


Figura A.20: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P9



Extensômetros 1 a 8

Extensômetros 9 a 16

Figura A.21: Extensão ao longo das armaduras do pilar P10

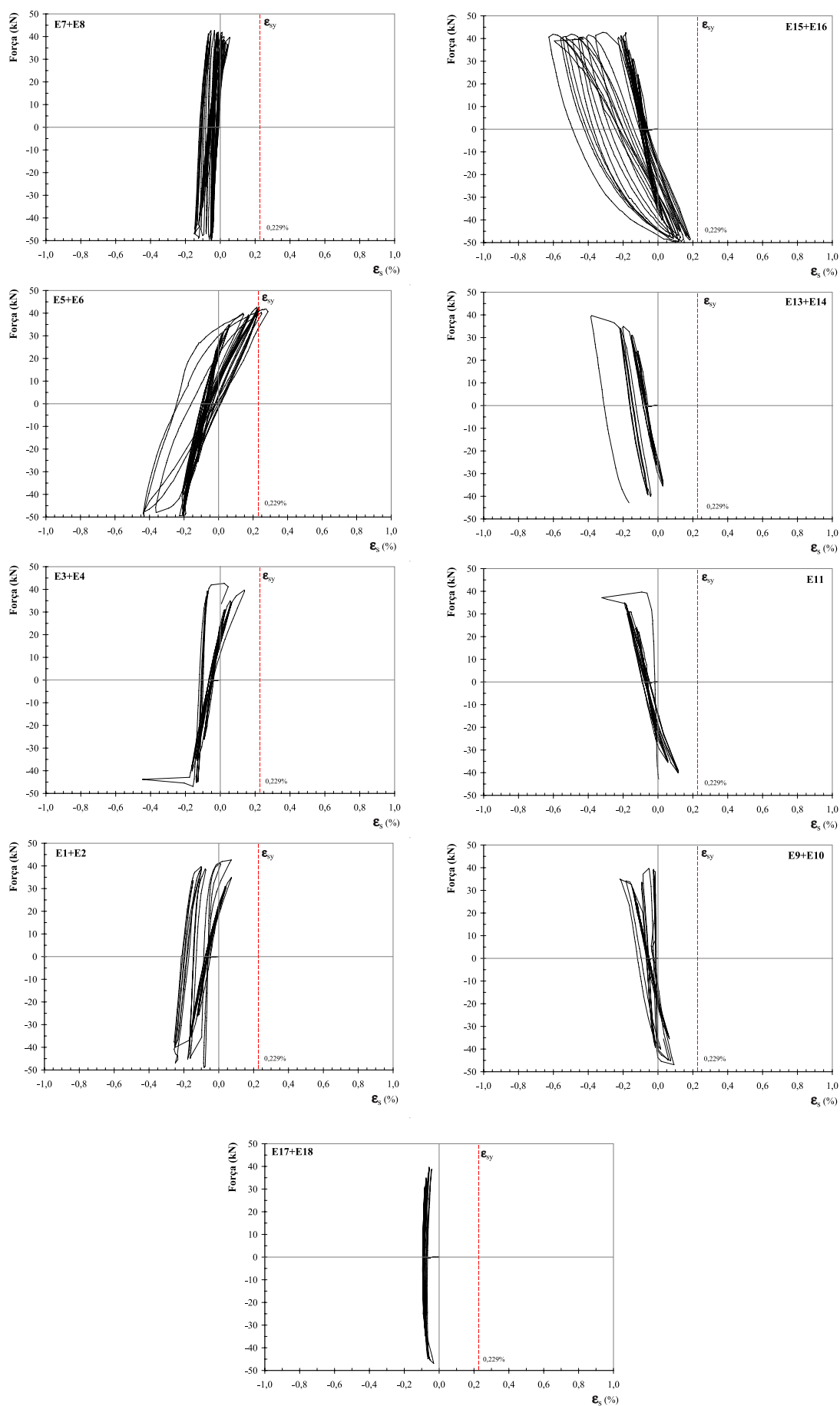
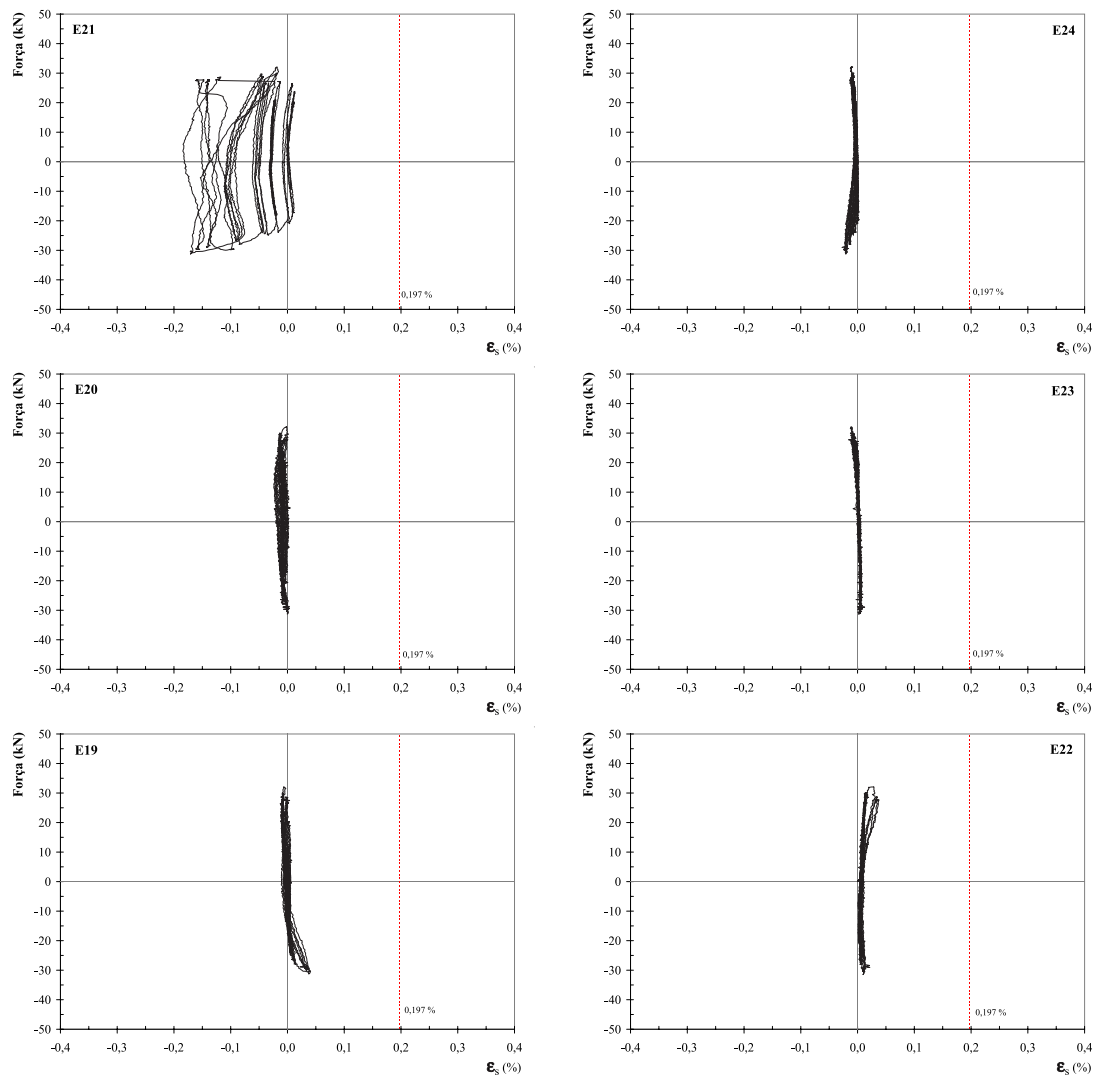


Figura A.22: Diagramas força horizontal-extensão nas armaduras do pilar P10

Anexo B

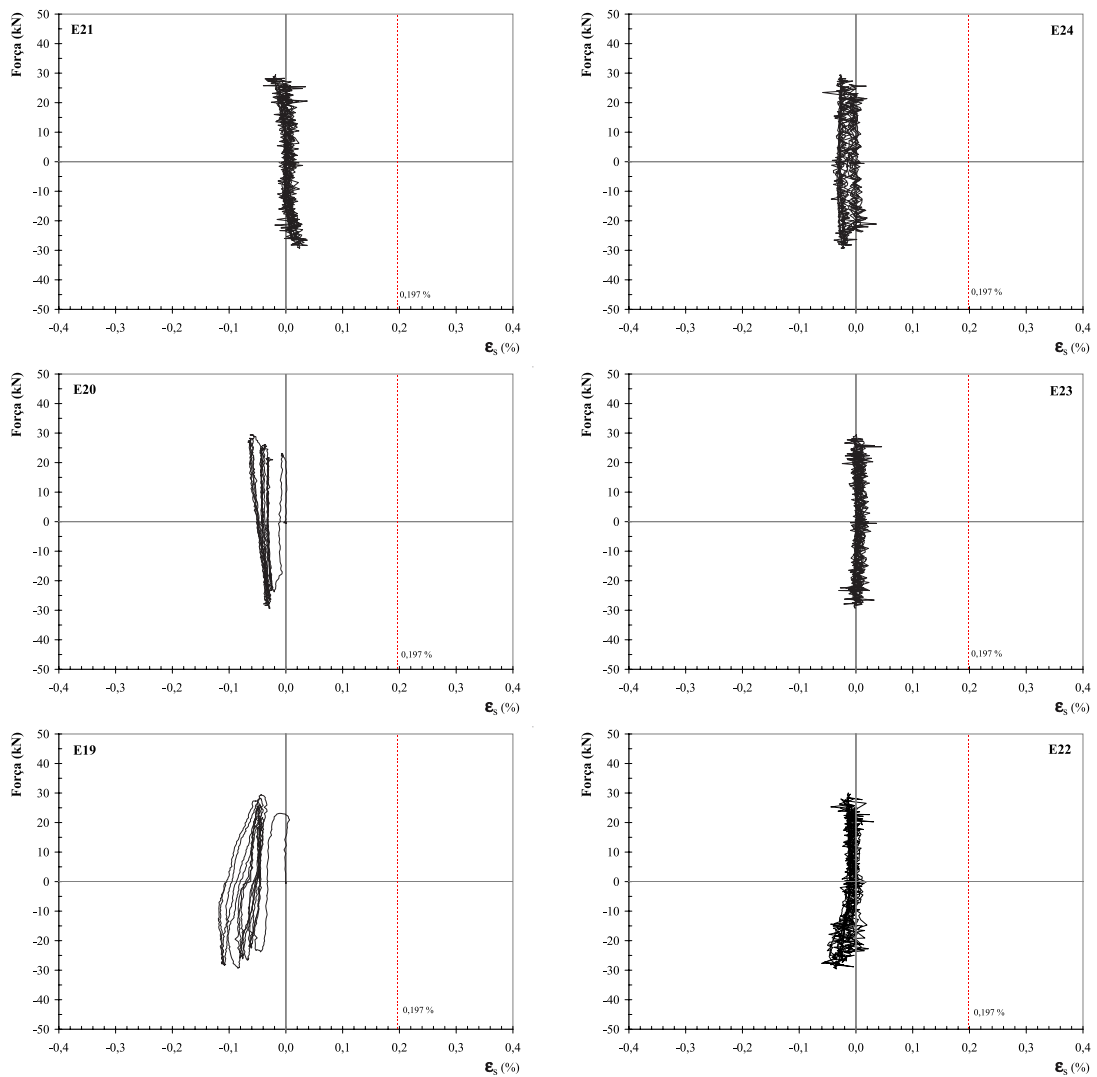
Extensões nas cintas dos pilares P1 a P10



Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

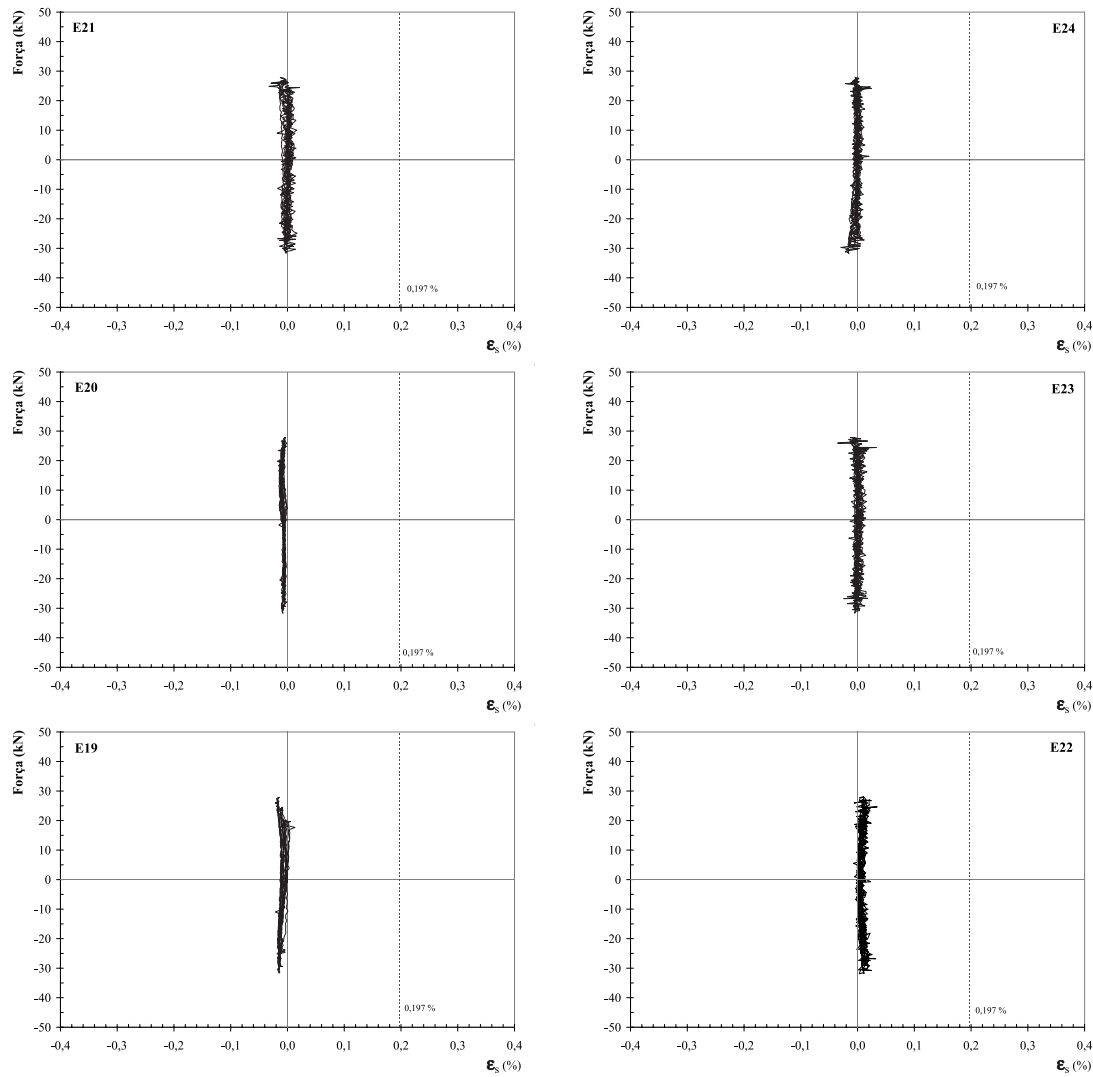
Figura B.1: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P1



Extensómetros lado Norte

Extensómetros lado Sul

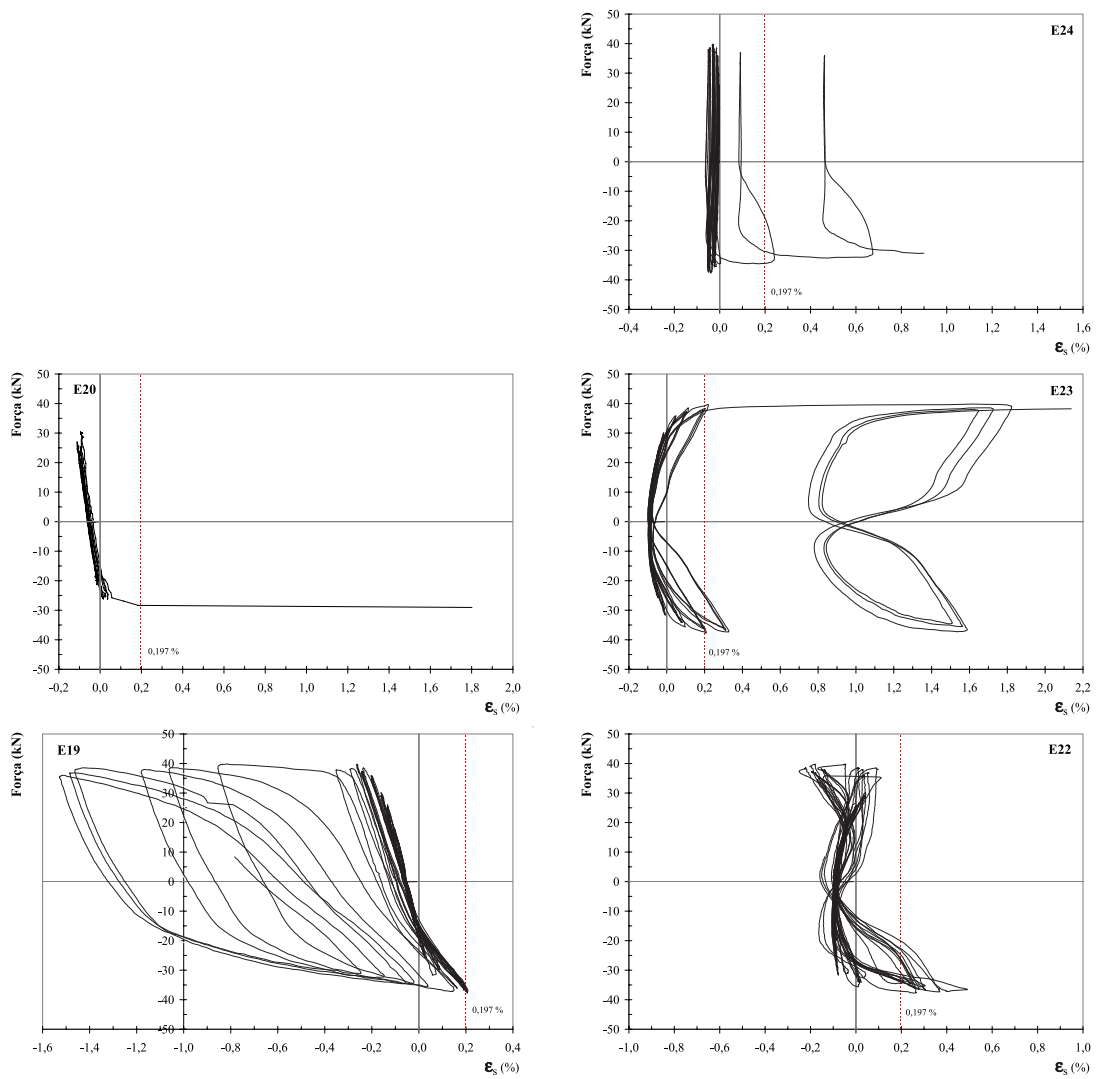
Figura B.2: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P2



Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

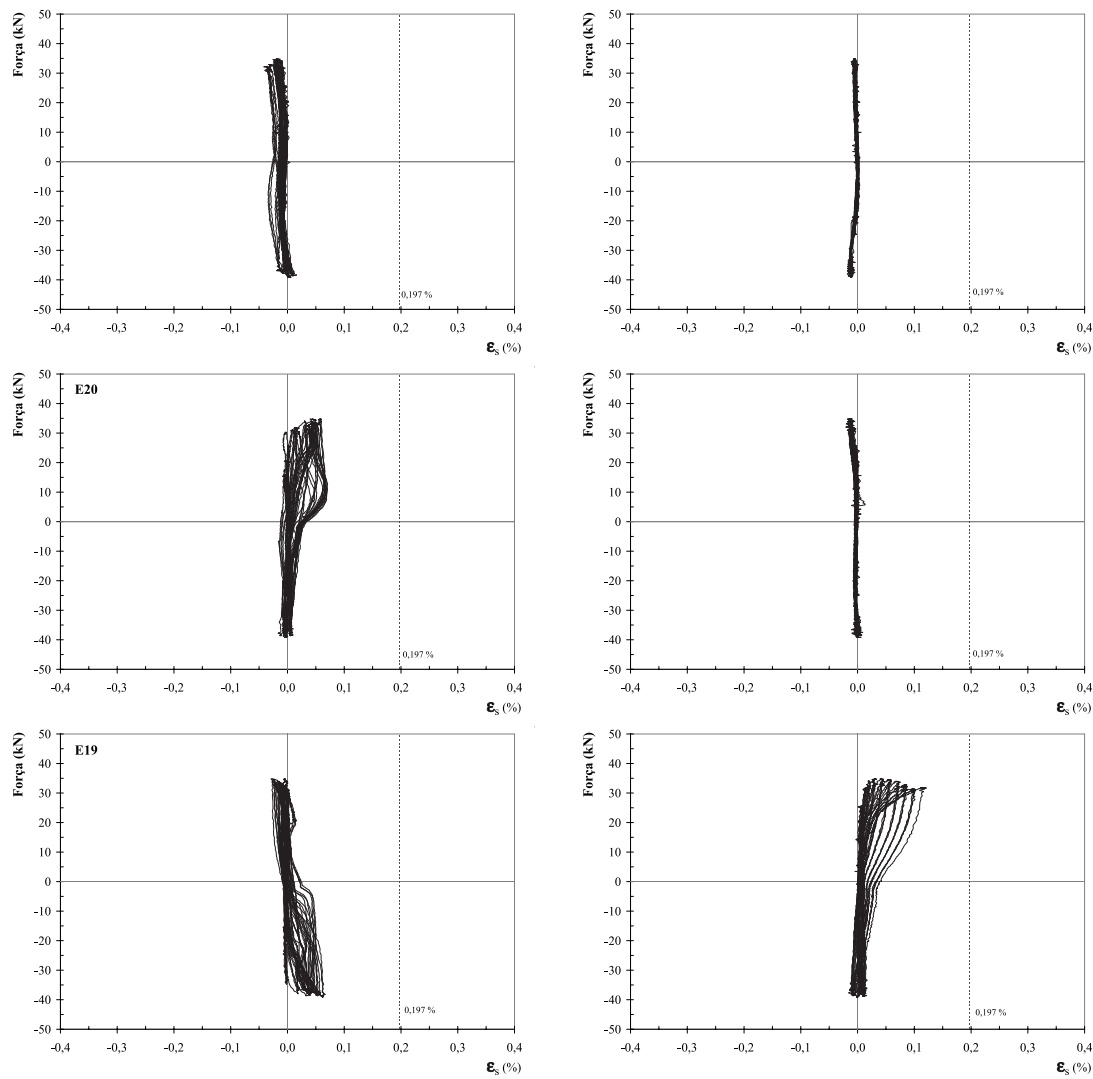
Figura B.3: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P3



Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

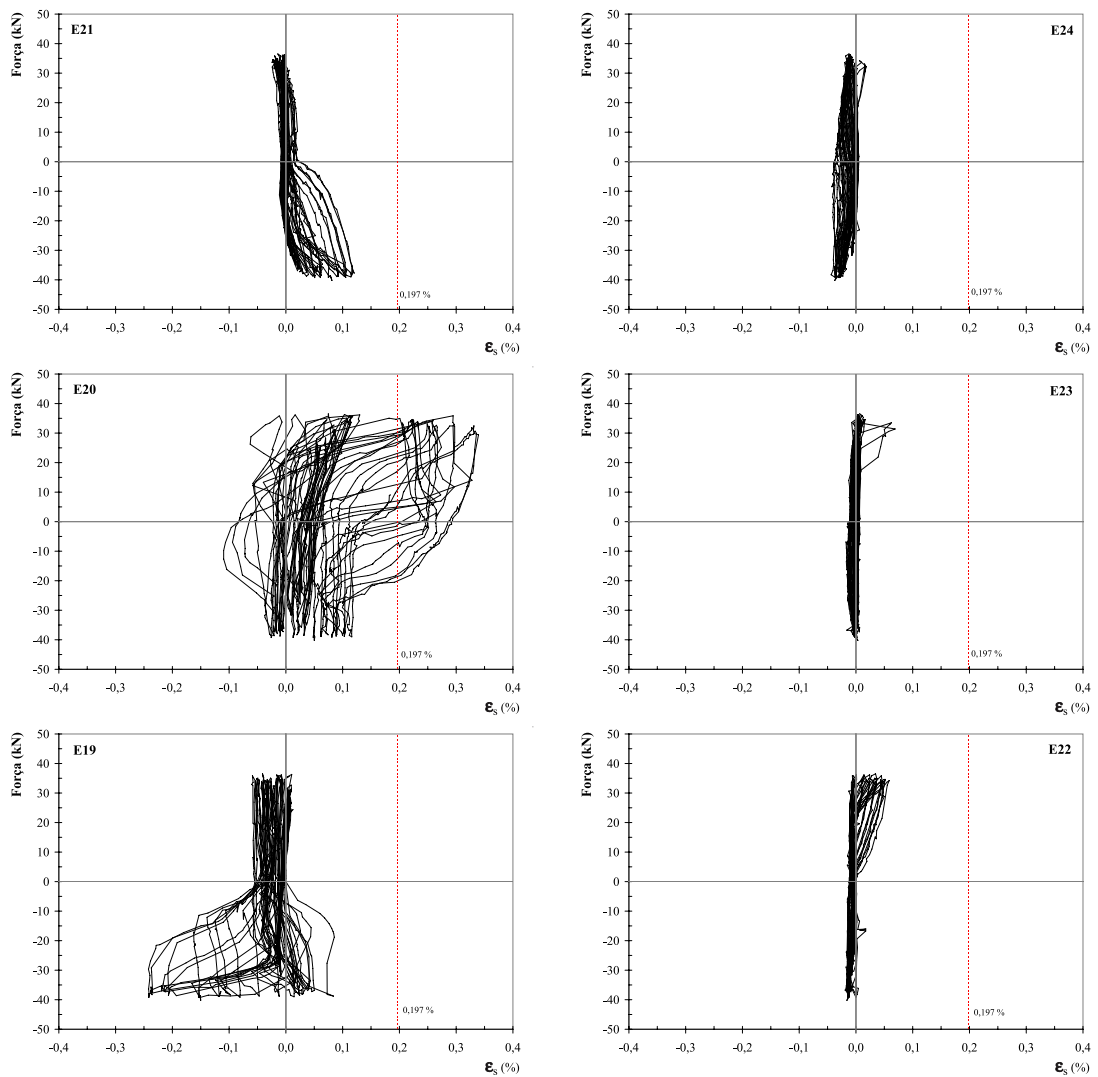
Figura B.4: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P2R



Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

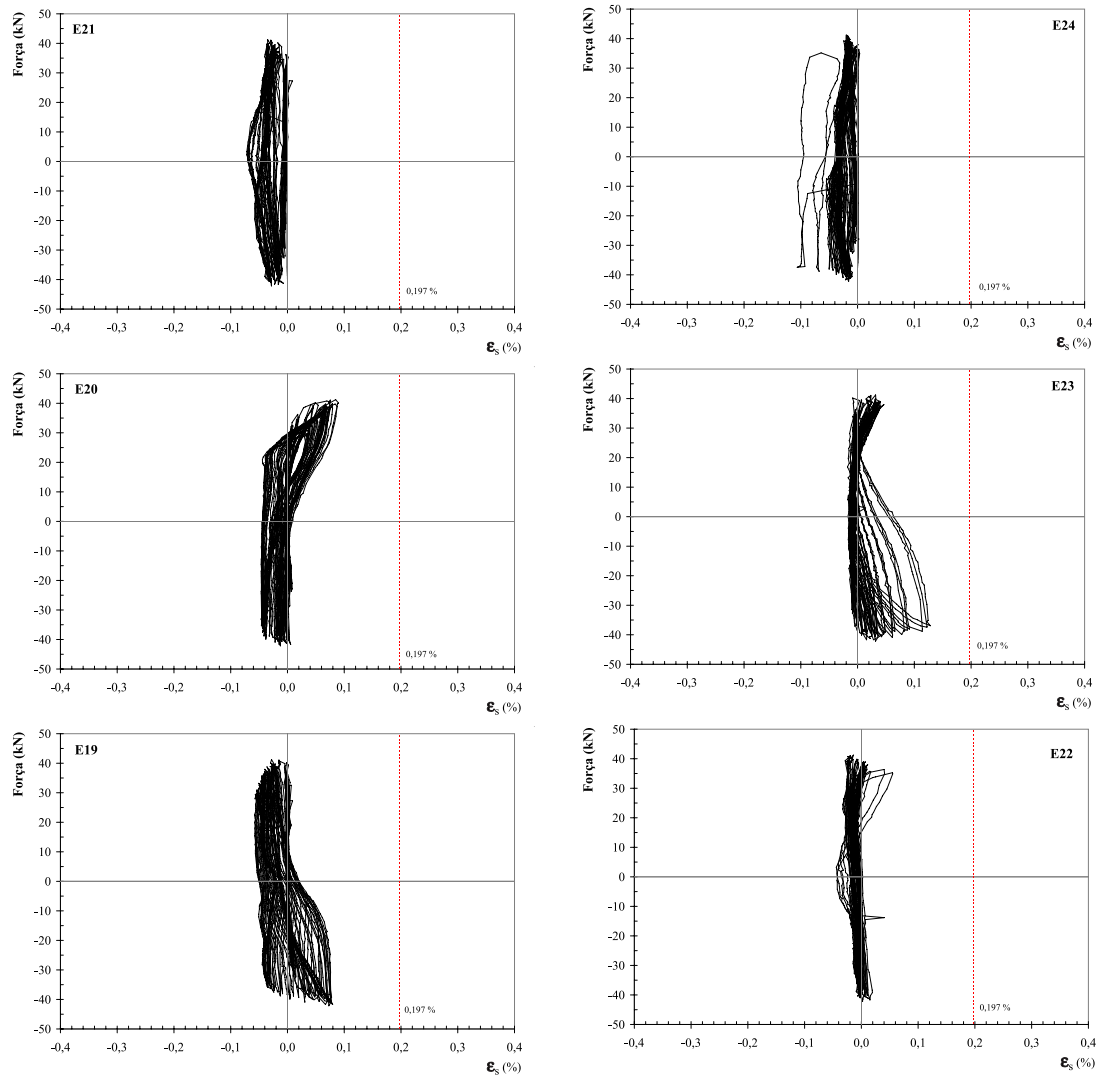
Figura B.5: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P3R



Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

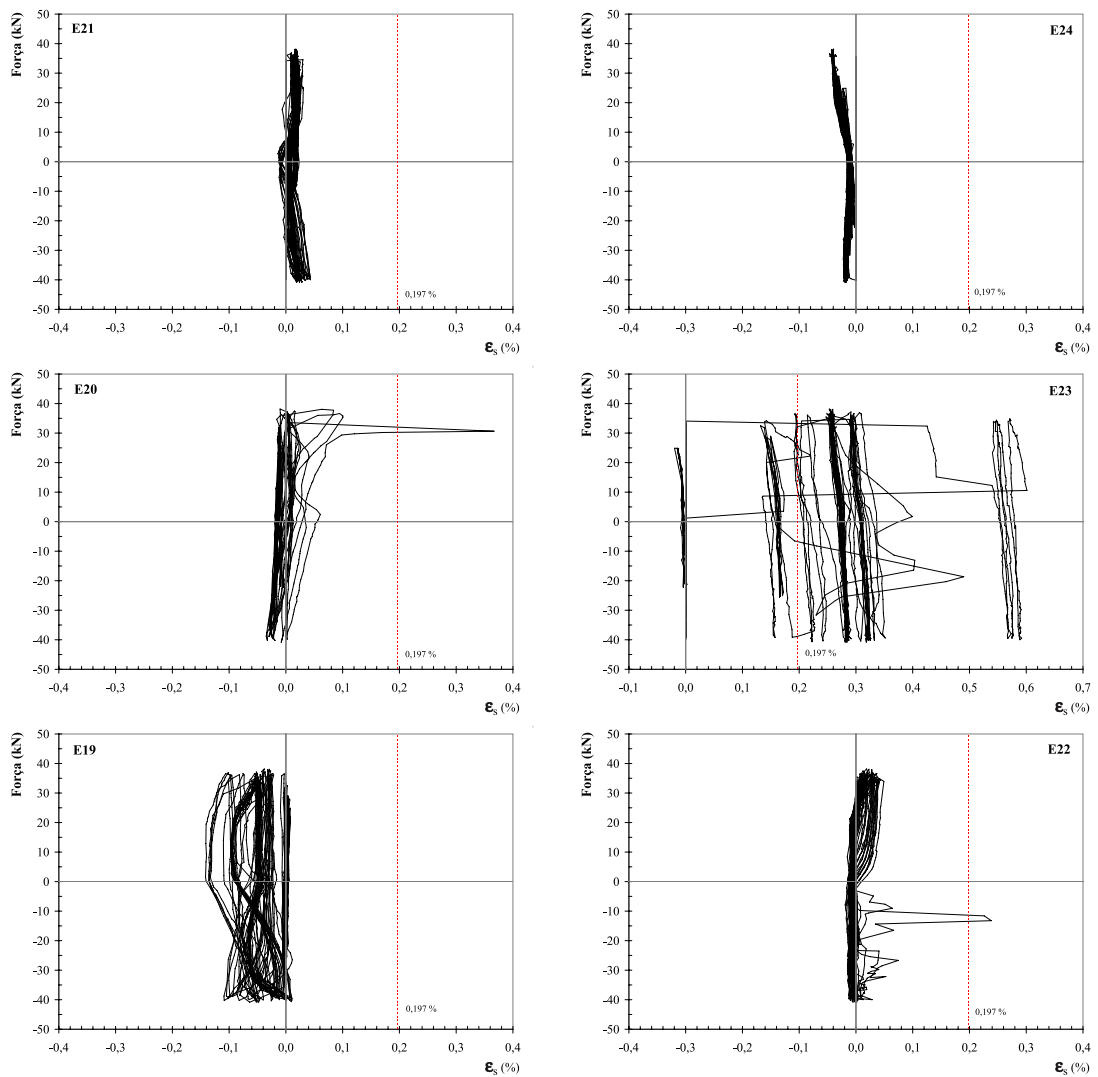
Figura B.6: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P4



Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

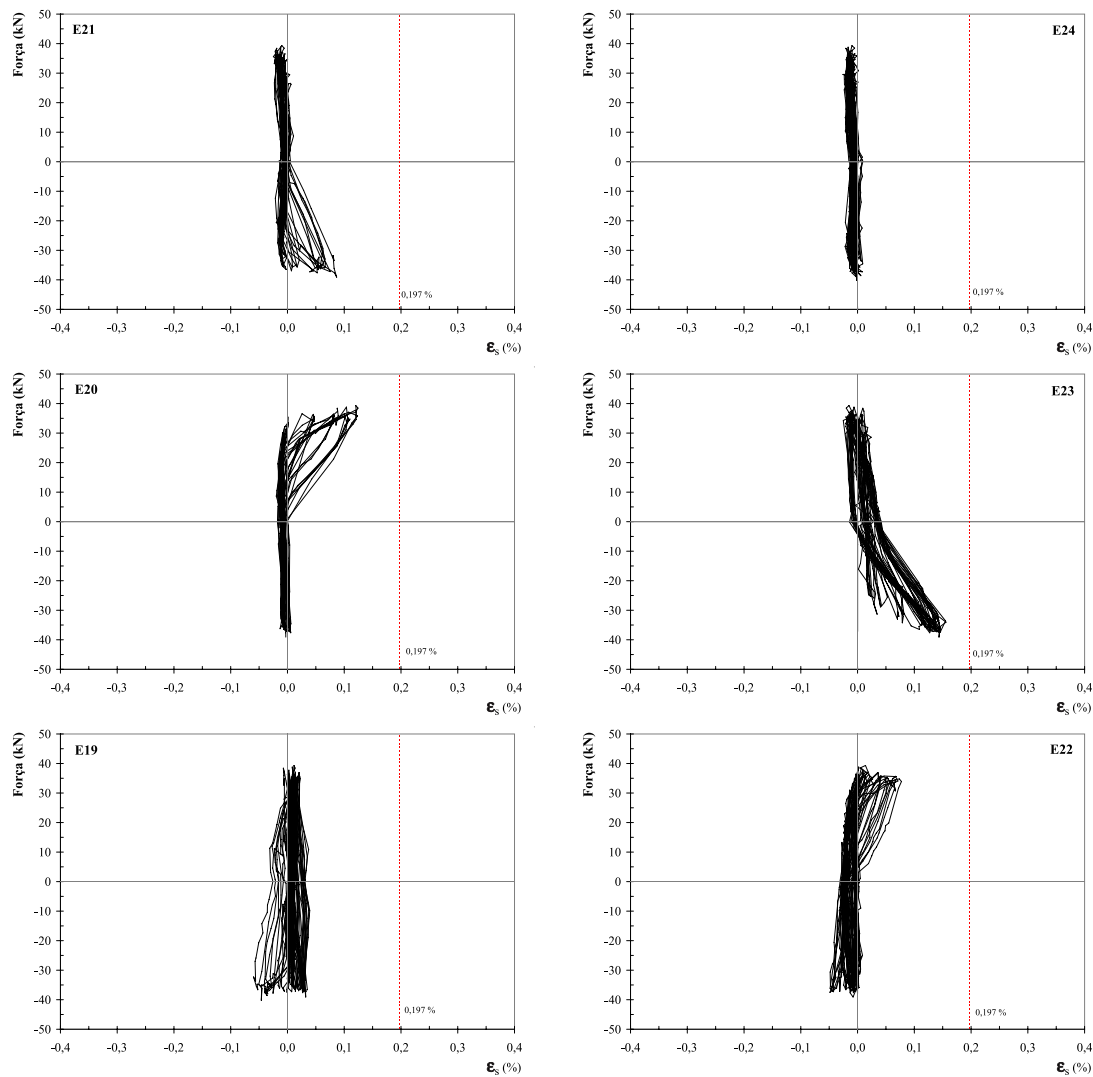
Figura B.7: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P5



Extensómetros lado Norte

Extensómetros lado Sul

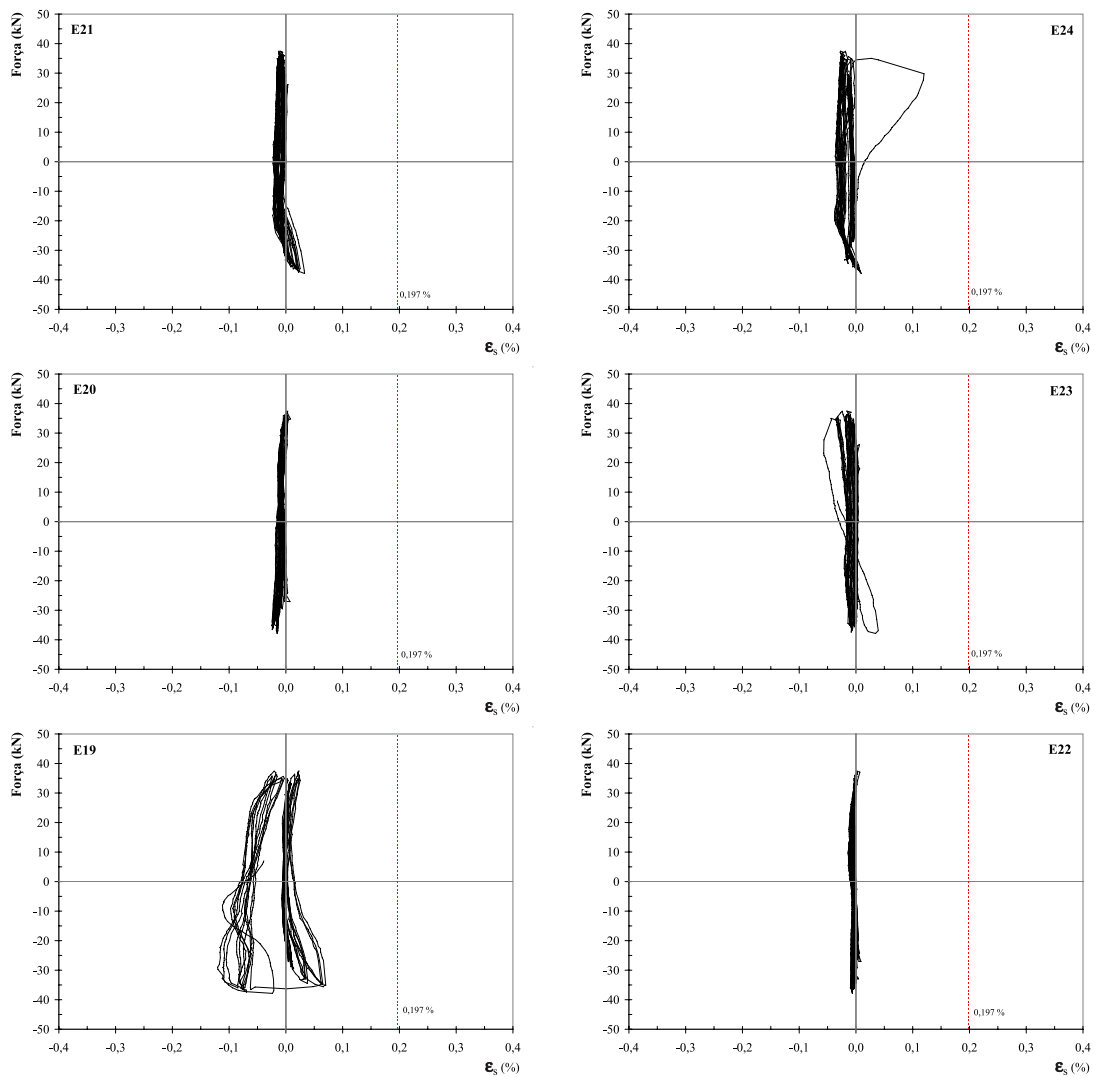
Figura B.8: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P6



Extensómetros lado Norte

Extensómetros lado Sul

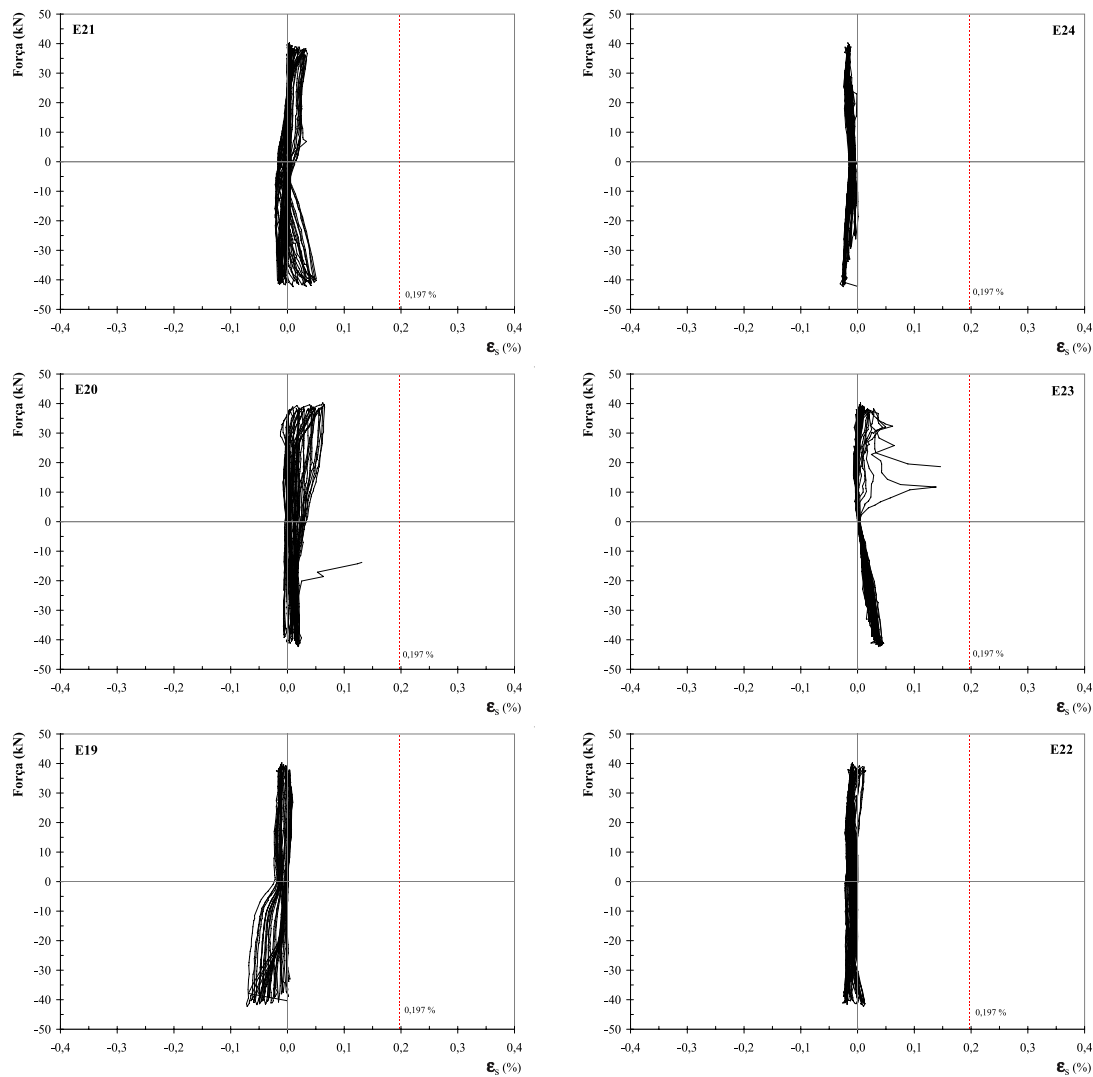
Figura B.9: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P7



Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

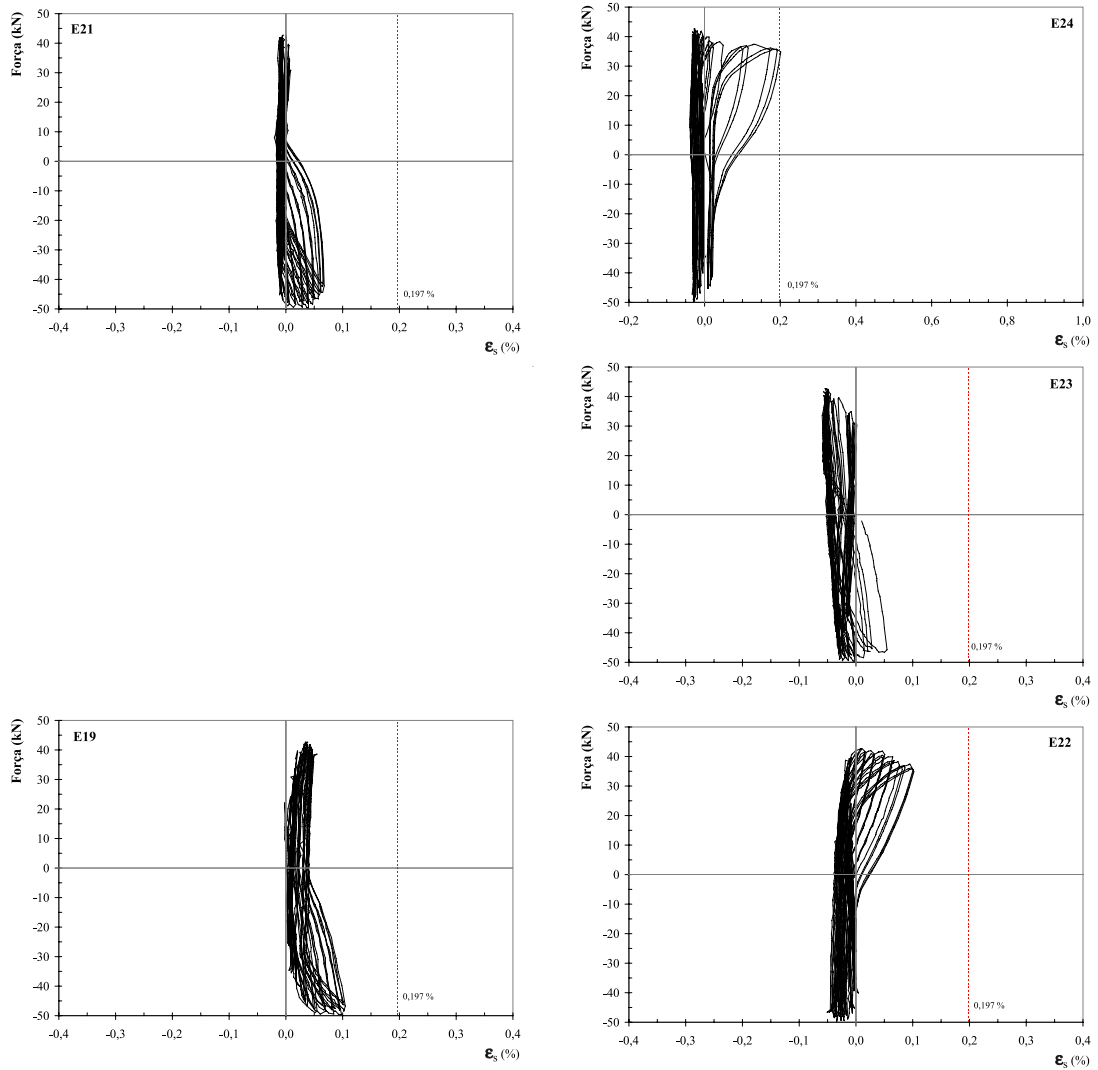
Figura B.10: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P8



Extensómetros lado Norte

Extensómetros lado Sul

Figura B.11: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P9



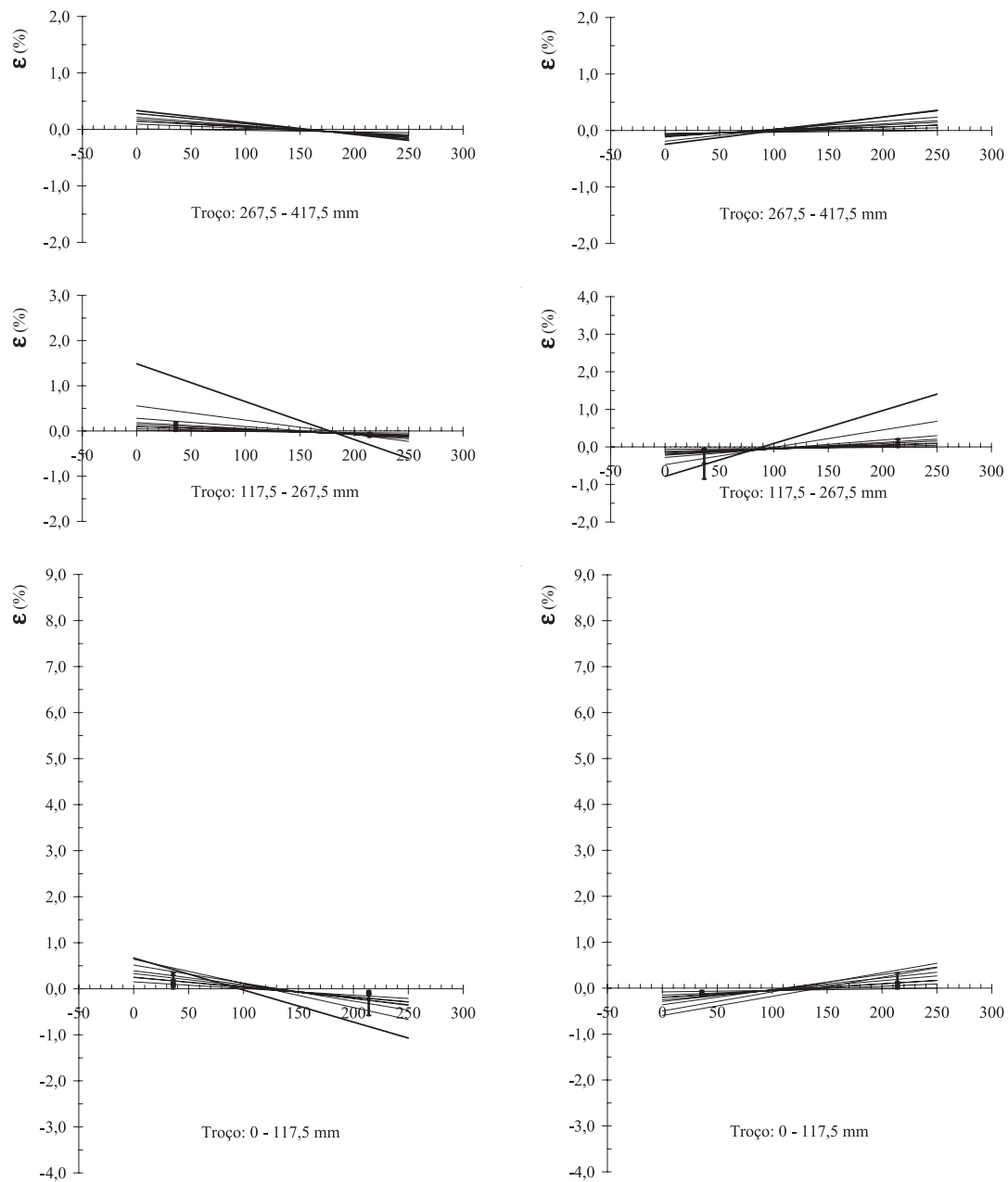
Extensômetros lado Norte

Extensômetros lado Sul

Figura B.12: Diagramas força horizontal-extensão nas cintas do pilar P10

Anexo C

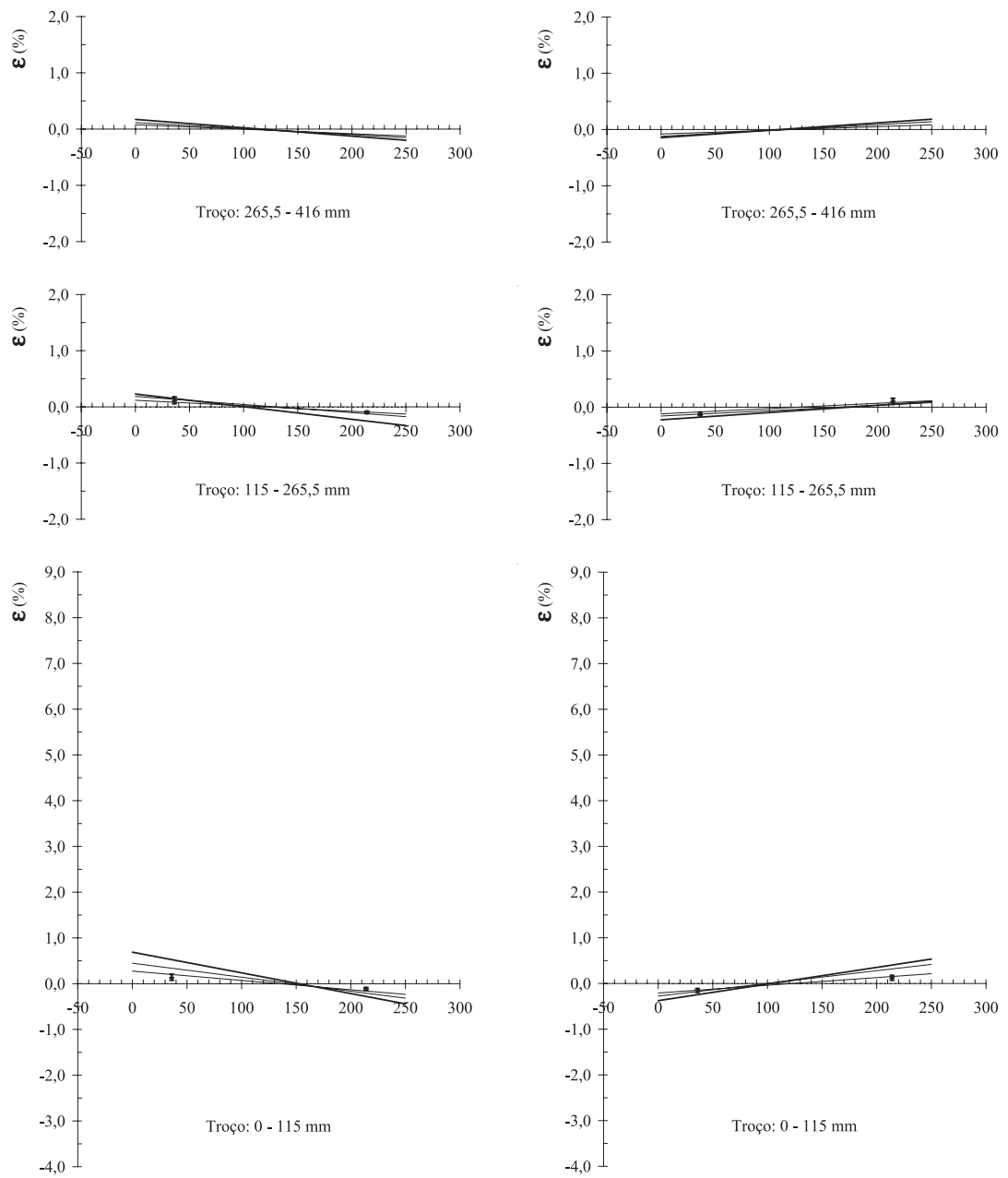
Diagramas de extensões nas secções 1, 2 e 3 dos pilares P1 a P10



Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

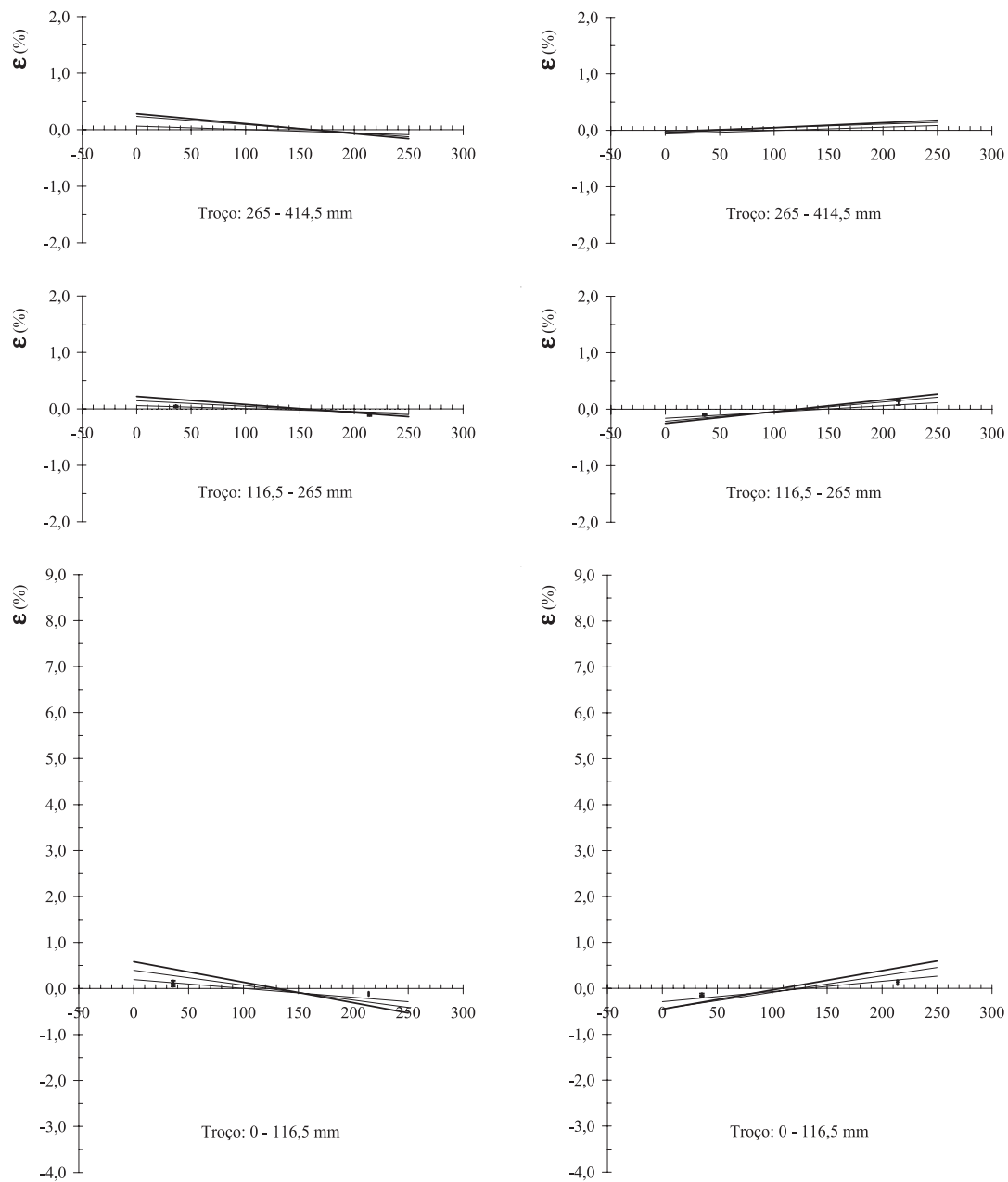
Figura C.1: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P1



Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

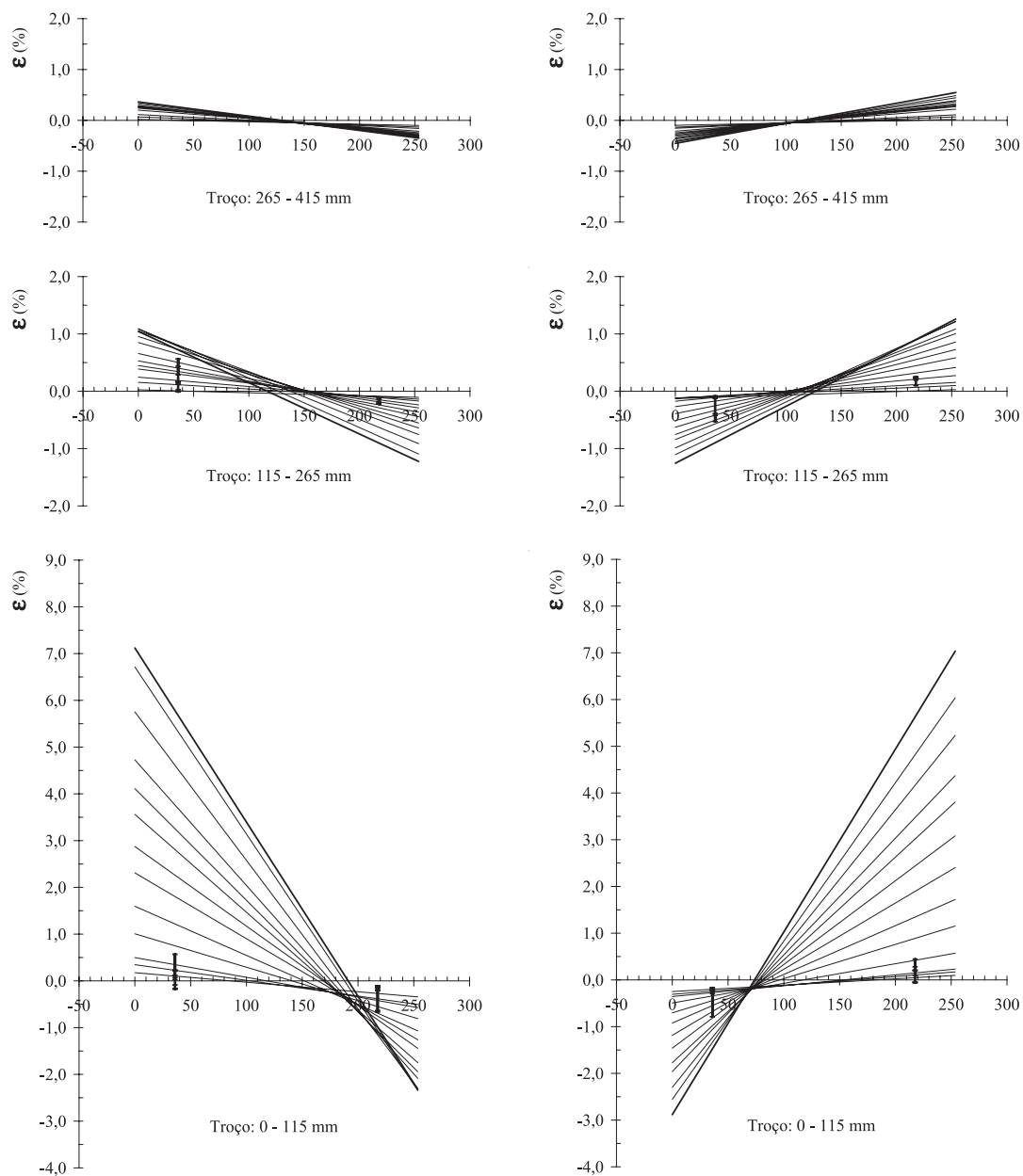
Figura C.2: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P2



Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

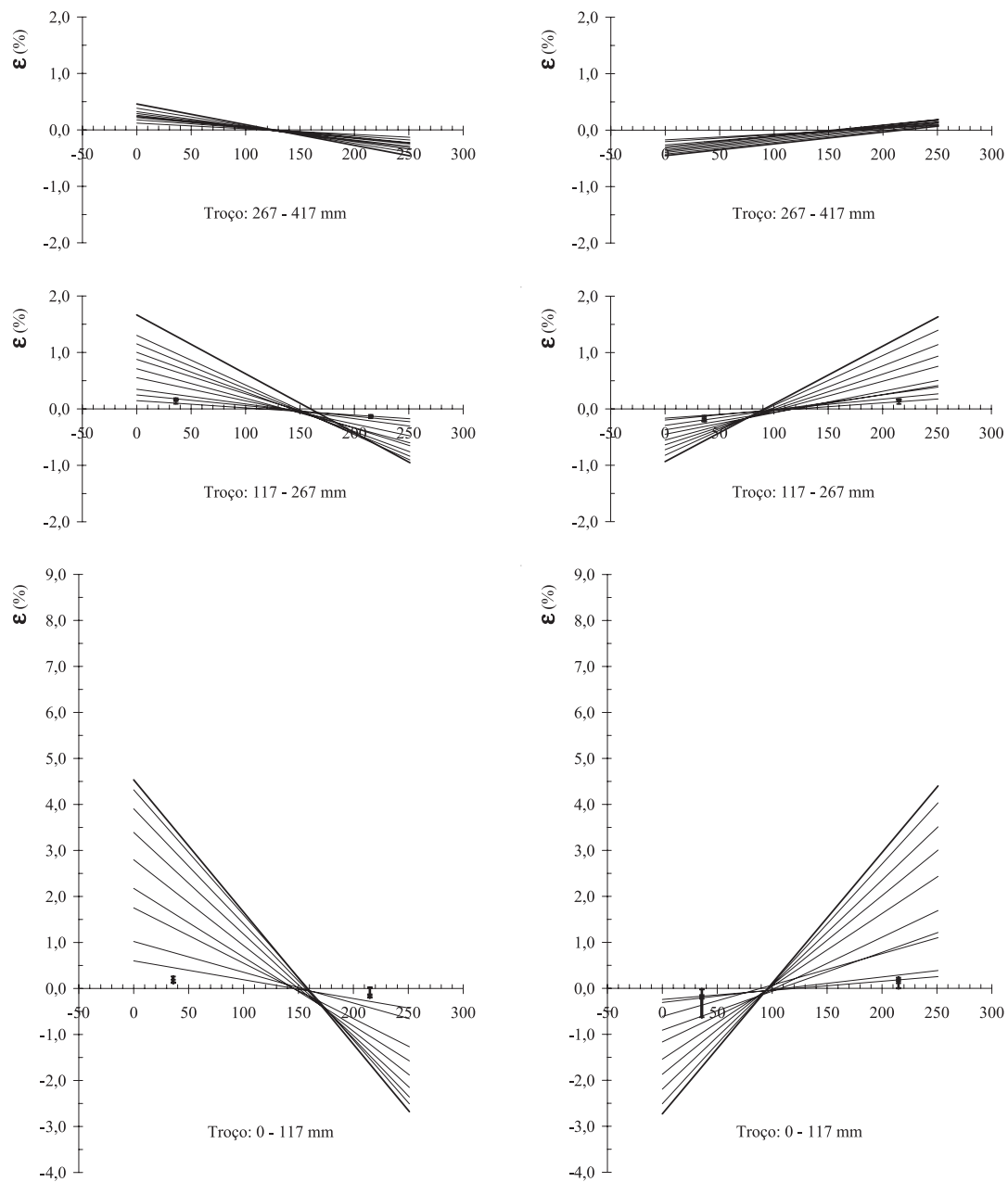
Figura C.3: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P3



Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

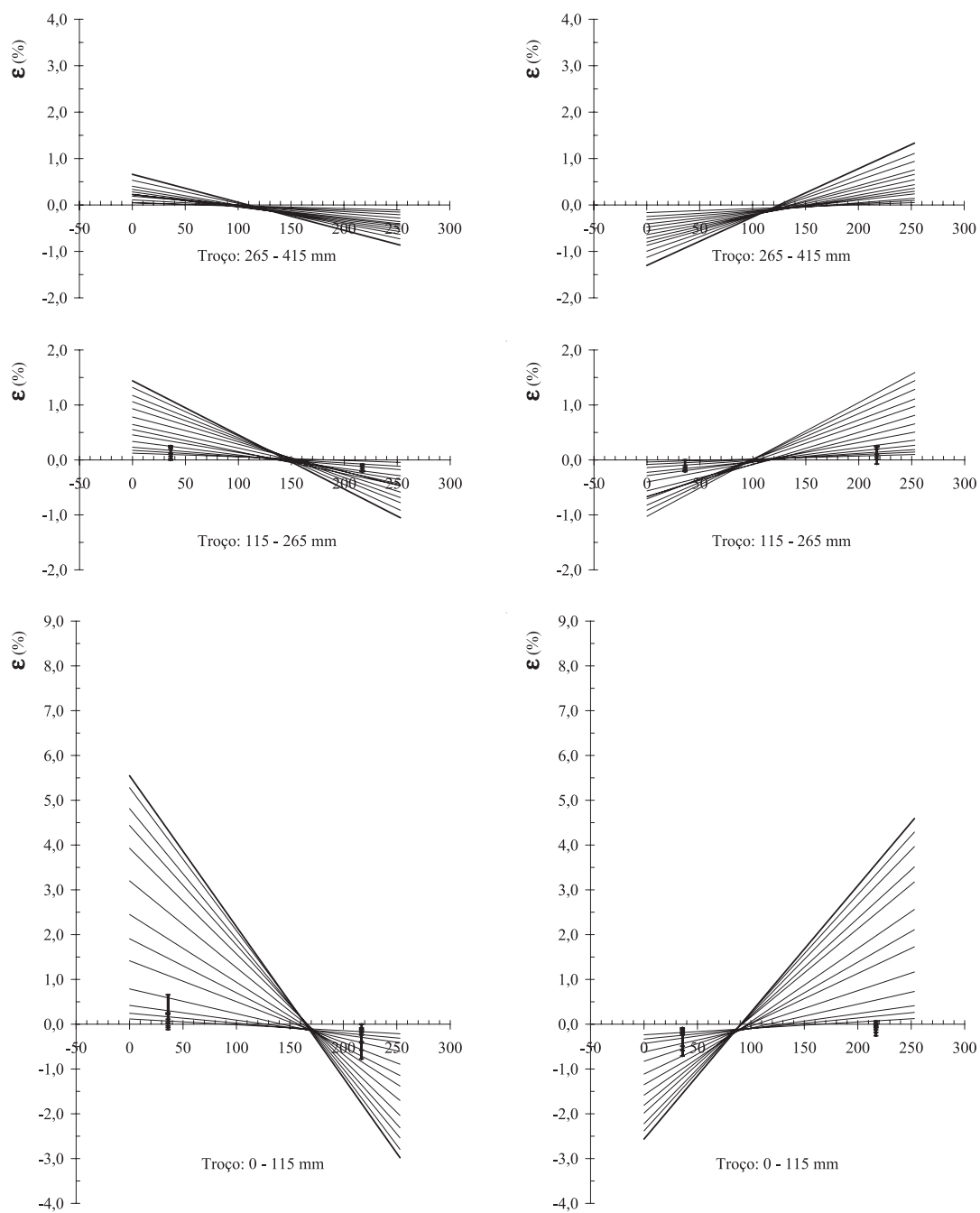
Figura C.4: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P3R

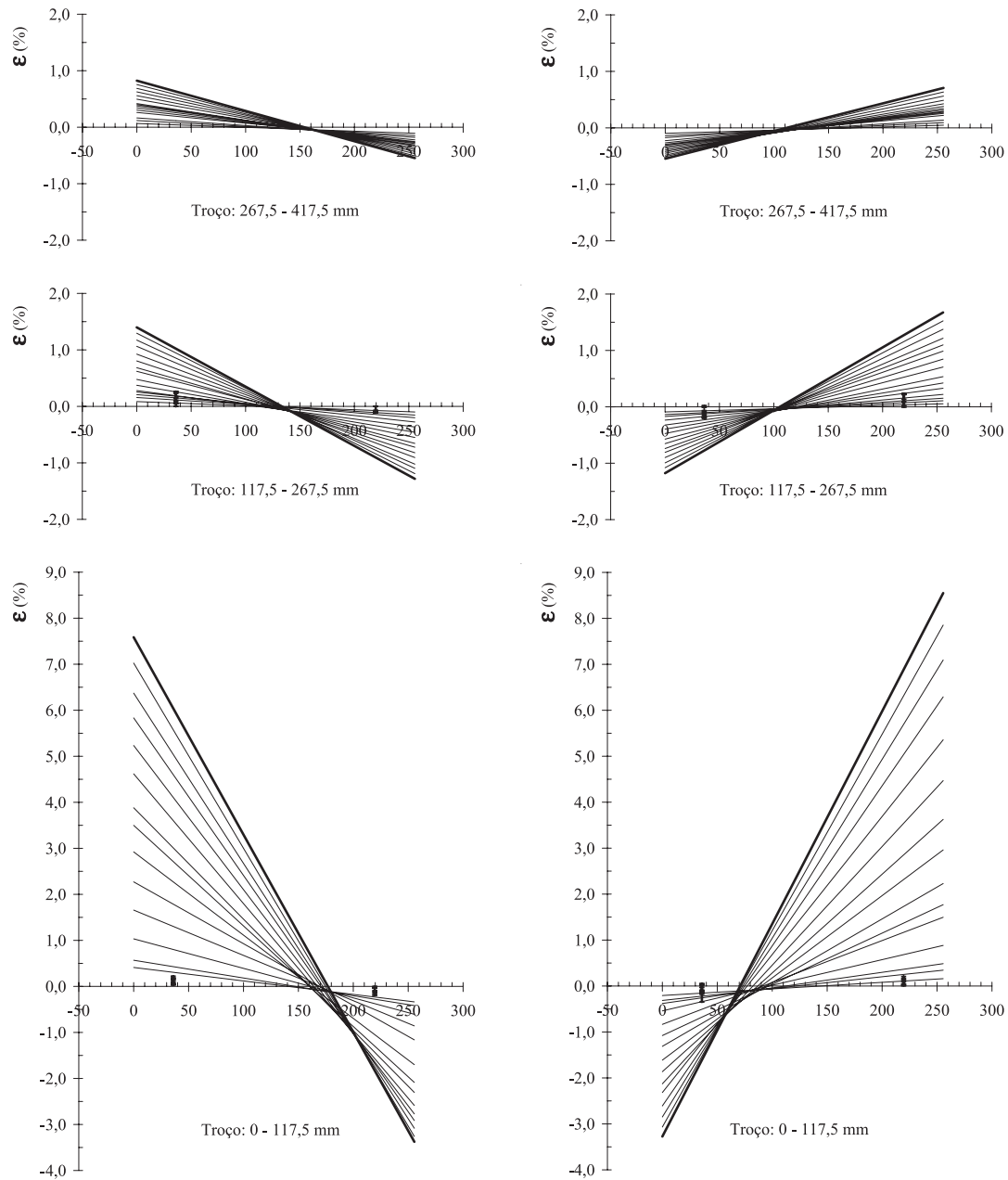


Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

Figura C.5: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P4

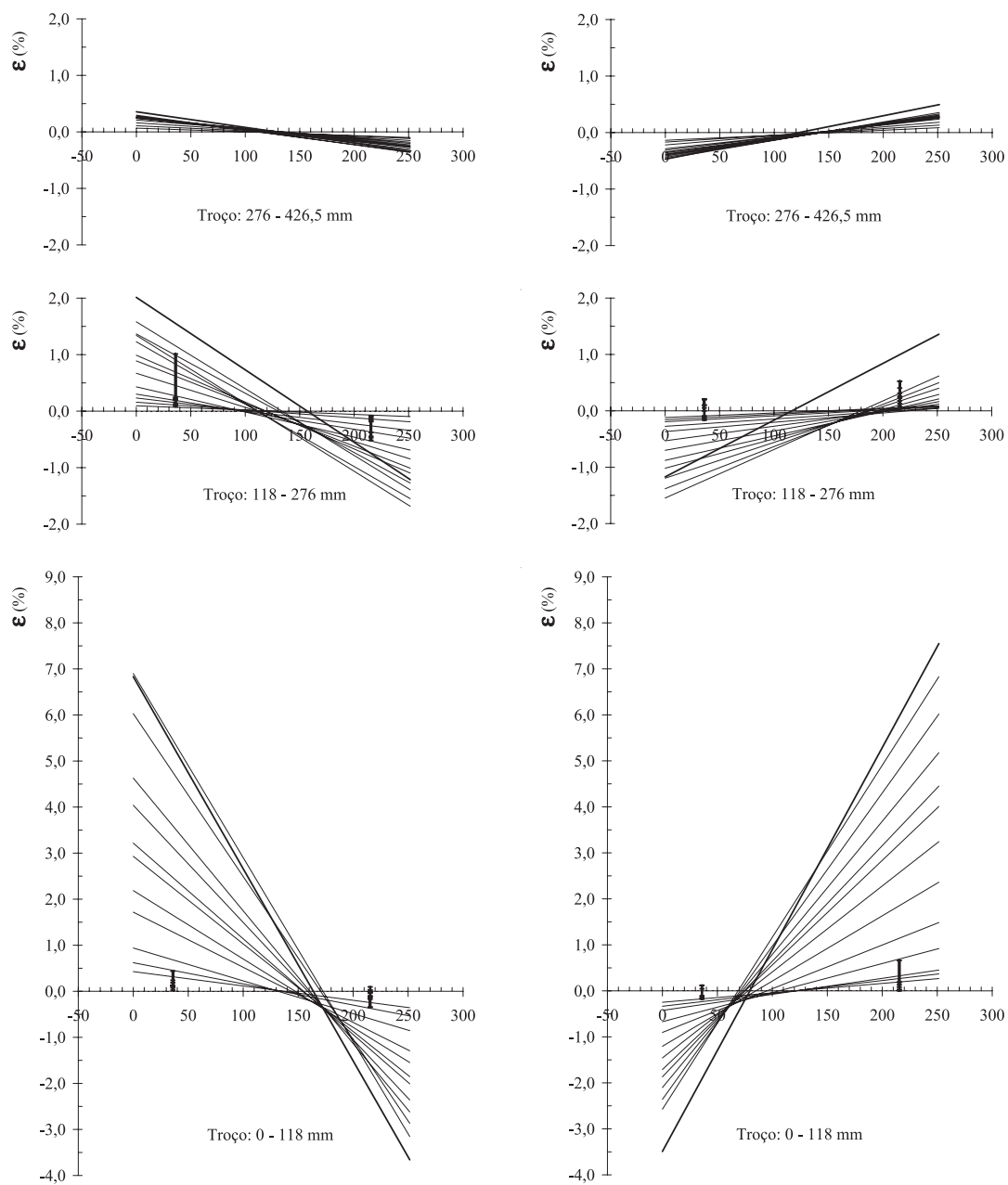




Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

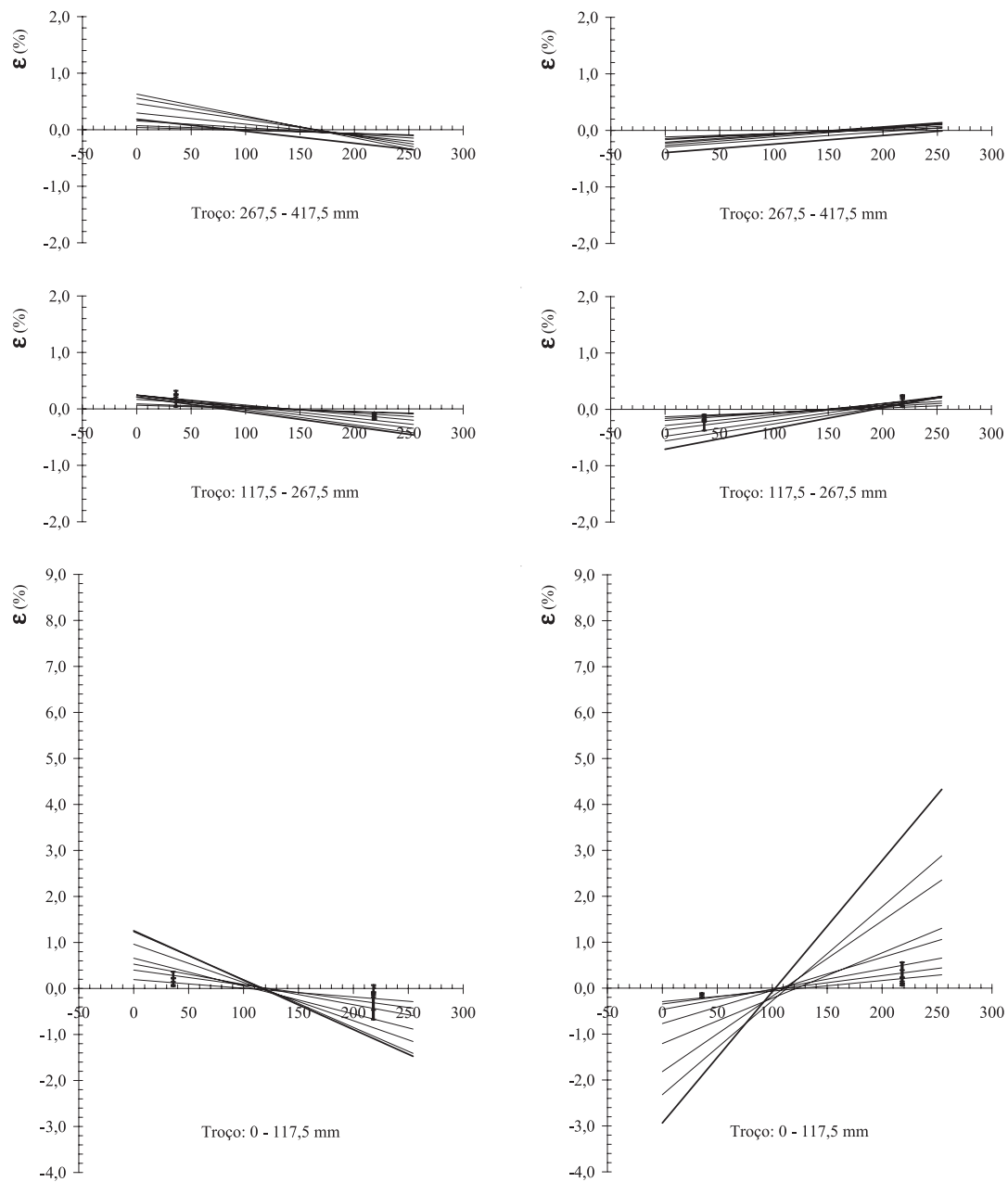
Figura C.7: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P6



Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

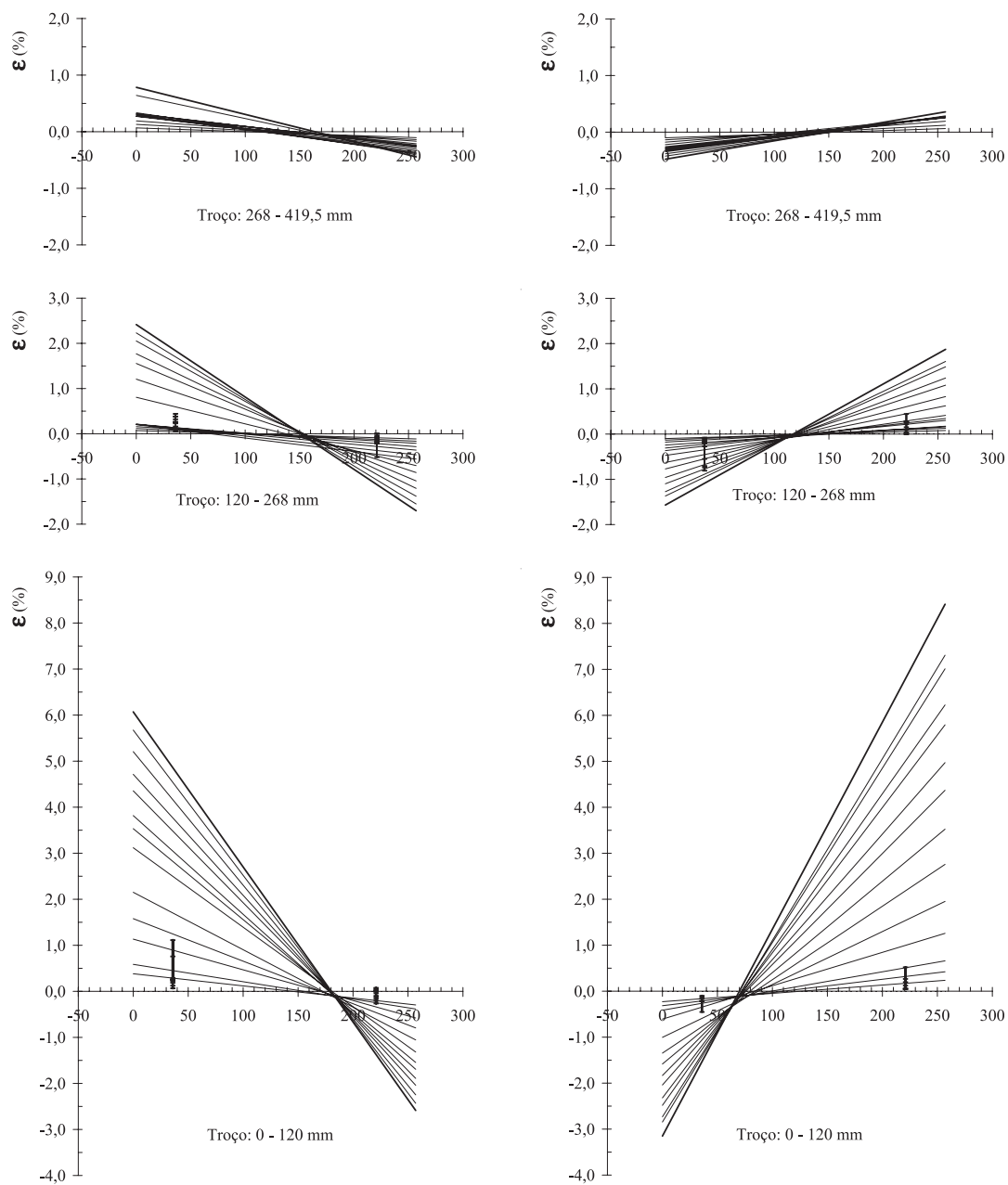
Figura C.8: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P7



Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

Figura C.9: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P8



Força horizontal de Norte para Sul

Força horizontal de Sul para Norte

Figura C.10: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P9

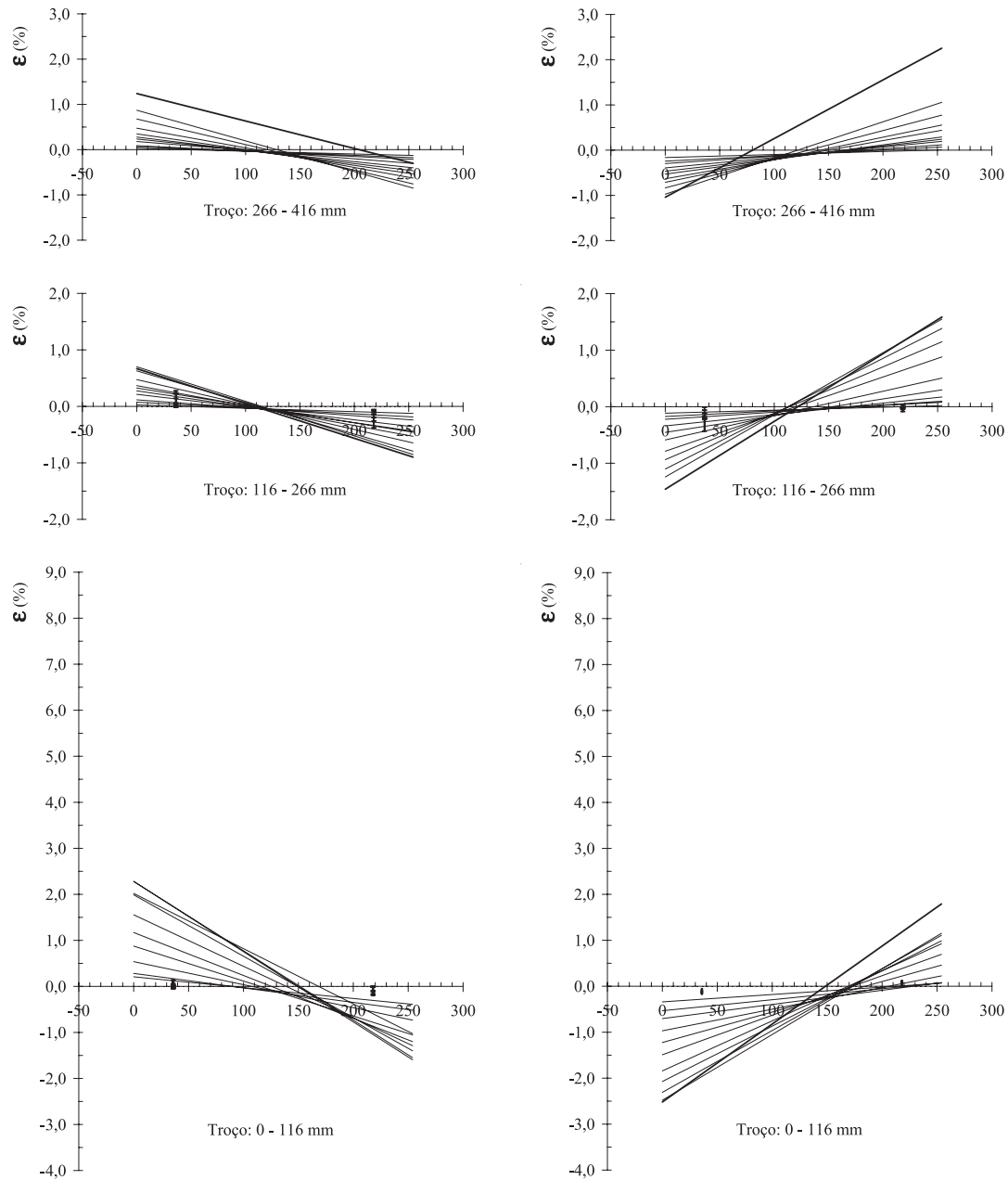


Figura C.11: Andamento das extensões ao longo das secções 1, 2 e 3 no pilar P10

Referências Bibliográficas

- [1] CALTRANS. *Seismic Design Criteria (SDC) - Versin 1.1*. Caltrans - California Department of Transportation, July 1999.
- [2] FIB-BULLETIN-14. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. 2001.
- [3] GOMES, A. M. *Comportamento e Reforço de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas*. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Julho 1992.
- [4] HOSE, Y., AND SEIBLE, F. Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 1999-11, 1999.
- [5] PRIESTLEY, M., SEIBLE, F., AND CALVI, G. M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, 1996.
- [6] PRIESTLEY, M. J. N., AND F., S. Design of Seismic Retrofit Measures for Concrete and Masonry Structures. *Construction and Building Materials*, Elsevier 9 (1995).