

Bacia hidrográfica do Rio Botucaraí: a preocupação com o gerenciamento da água na irrigação das lavouras de arroz

Luiz Sílvio Scartazzini¹, Renato de Ávil Cõnsul²,
Jorge Tadeu Vargas da Silva² e João Cláudio Sanches Poços²

¹ Doutor em Engenharia Civil, Professor da ULBRA-Canoas/RS, E-mail lsscarta@yahoo.com.br

² Mestres em Engenharia-Energia, Ambiente e Materiais, Professores da ULBRA-Canoas/RS

Resumo

Com a instalação de uma Estação Fluviométrica na foz do Rio Botucaraí, realizou-se um acompanhamento da disponibilidade hídrica desta bacia hidrográfica no atendimento da demanda do arroz irrigado para a safra 2001/2002. Dados de precipitações e vazões foram obtidos e sistematizados, gerando a equação da curva-chave do Rio Botucaraí para a posição da Estação Fluviométrica, permitindo determinar as vazões diárias através da cota medida. São apresentadas as características de potencial dos solos, a localização e a extensão das áreas de lavouras que recalcam água dos canais desta bacia hidrográfica, utilizada na irrigação de arroz. A comparação entre a oferta de água disponível no rio e o consumo requerido pela irrigação do arroz na bacia hidrográfica do Rio Botucaraí permitiu concluir que ocorre disponibilidade para atender ao dobro da demanda e que os conflitos pelo uso da água se devem ao mau gerenciamento deste recurso e à falta de estocagem em períodos de maior oferta.

Palavras-chave

Equação da curva-chave, irrigação, gerenciamento dos recursos hídricos.

Abstract

A measuring station was installed at the Botucarai river estuary and the rice harvest 2001-2002 was followed in terms of water demand. Precipitation and flow data were obtained and fitted to the key equation for the Botucarai River at this particular region. Daily flow measures were performed at this site. The potential characteristics of the soil, the extension and localization of the farms where water is used are listed. The comparison between the available water and the consumption for the irrigation of the rice farming in the Botucarai basin allowed to conclude that the water available is twice the normal requirement and the conflicts are due to the bad management of the water and the lack of storage.

Key words

Key equation, irrigation, and water resources management.

Introdução

A água potável é um recurso natural finito, cuja disponibilidade vem diminuindo a cada ano, à medida que sua demanda cresce, juntamente com o avanço da fronteira agrícola.

O gerenciamento racional deste recurso é um escopo perseguido por todas as nações, visto que, da sua disponibilidade, dependem as espécies vivas do planeta.

O modelo de gerenciamento atual, consagrado universalmente, é aquele que enfoca o recurso hídrico existente dentro do espaço físico da bacia hidrográfica. Na Europa, o gerenciamento das bacias hidrográficas está entregue à iniciativa privada, a qual executa a cobrança pelo uso da água e investe na sua qualidade. Nos Estados Unidos, esta tarefa é de competência pública. No Brasil, o encargo pelo gerenciamento do uso da água está sendo entregue à população, através dos Comitês de Gerenciamento dos Recursos Hídricos. O Rio Grande do Sul é um Estado pioneiro neste sistema, por já apresentar leis bem definidas e uma estrutura experimental de formação dos Comitês de Bacias Hidrográficas.

A Bacia Hidrográfica do Rio Jacuí é a maior do Rio Grande do Sul. Nela está inserida a sub-bacia Hidrográfica do Rio Botucarai. Nesta sub-bacia ocorre uma marcante decadência econômica, em função do modelo de práticas culturais desenvolvidas na região, as quais demandam água em excesso para atender as lavouras irrigadas. Tais práticas ocasionam déficit hídrico, provocando conflitos entre os usuários deste recurso natural.

Outros fatores associados, que colaboram para a diminuição da disponibilidade hídrica são a falta da vegetação ciliar e o mau uso do solo, os quais geram o assoreamento dos mananciais, diminuindo o armazenamento natural de água.

É função do Comitê local estabelecer normas de gerenciamento e cobrança pelo uso da água de forma a gerar uma utilização mais racional deste recurso. Para tornar esta meta possível, é necessário formar um banco de dados e testar um modelo local de gerenciamento.

Metodologia

Determinou-se o espaço geográfico da bacia hidrográfica do rio Botucaraí, através do divisor de águas encontrado nas cartas do Exército, escala 1:50.000. O divisor de águas serviu também como referencial geográfico espacial para a formação dos mapas do potencial dos solos e o da localização dos irrigantes, construídos através dos mapas exploratórios de solos do IBGE (1986), das informações da EMATER-RS obtidas nas prefeituras inseridas na área desta Bacia Hidrográfica e da imagem de satélite LandSat Tm5 de janeiro de 2002.

Foi escolhido um local de fácil acesso junto à última lavoura irrigada, antes da foz do rio, para a instalação de uma estação fluviométrica onde foram obtidos dados de campo como batimetria, vazões e precipitações, utilizados neste trabalho. As medidas foram realizadas durante 10 meses, de agosto de 2001 até maio de 2002, cobrindo todo o período anterior, durante e após a safra de arroz 2001/2002.

As batimetrias das secções transversais do rio, bem como a determinação das vazões, foram realizadas utilizando barco, réguas de profundidade, cordas graduadas e o método do flutuador, conforme descrito em ELETROBRAS (1985). A equação da curva-chave foi gerada com o uso dos dados de vazões medidas e o nível fluvial do dia, associados através do método dos mínimos quadrados, conforme descreve JACCON e CUDO (1989).

Resultados e discussões

A bacia hidrográfica do Rio Botucaraí compreende uma área de 1.038 km², inserida em frações de seis municípios da região central do Estado do Rio Grande do Sul: Sobradinho, Cerro Branco, Candelária, Paraíso do Sul, Novo Cabrais e Cachoeira do Sul. Esta área é densamente drenada, apresentando inúmeros canais cuja ordem de grandeza varia desde a primeira até a sexta ordem. A densidade de drenagem apresentada nesta Bacia é de 1,33 km/km². As nascentes desta Bacia surgem na encosta da Serra Geral, conferindo um relevo acidentado ao terreno, enquanto que a maior parte da área em estudo apresenta uma superfície plana, localizada na Depressão Central. A Figura 1 situa o Rio Botucaraí no mapa do Estado do Rio Grande do Sul.

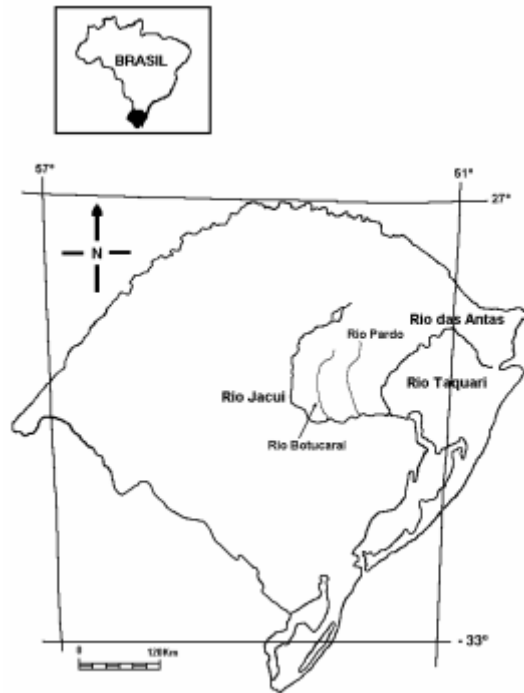


Figura 1 - Localização do Rio Botucarai na hidrografia do Rio Grande do Sul.

A Bacia Hidrográfica do Rio Botucarai apresenta duas porções distintas sob o ponto de vista pedológico. A parte superior é constituída por pontos de cotas altas e relevo composto por pendentes acentuados, com encostas abruptas, onde se encontram os solos litólicos e eutróficos, características da classe VII de capacidade de uso. Entre estes pontos forma-se um fundo de vale, em relevo plano, com solos aptos ao uso agrícola, denominados cambissolo eutrófico. A constituição deste vale é formada por solos hidromórficos, suscetíveis à inundação, intensamente cultivados com arroz irrigado, chamados planossolo eutrófico. Nos municípios abrangidos pela Bacia do Rio Botucarai, a área utilizada com as principais culturas anuais e perenes é de 27% da área dos estabelecimentos rurais. Das áreas utilizadas com culturas, as de maior expressão são a soja, com 36,5% da área cultivada; o arroz, com 20,9% da área; milho, com 16,3% da área; o fumo, com 7,6% da área; o feijão, com 7,2% da área; e o trigo, com 5,1% da área. Apenas as seis principais culturas ocupam 93,8% da área cultivada, significando falta de diversificação que deverá ser revertida com o uso racional da água na irrigação. A maior parte das áreas dos estabelecimentos rurais é utilizada para a pecuária, vegetação nativa e cultivada, solos classe VII e VIII e partes alagadiças (Magna Engenharia, 1988).

A Figura 2 apresenta a composição do potencial dos solos presentes nesta bacia, do acordo com os mapas exploratórios de solos do IBGE (1986).

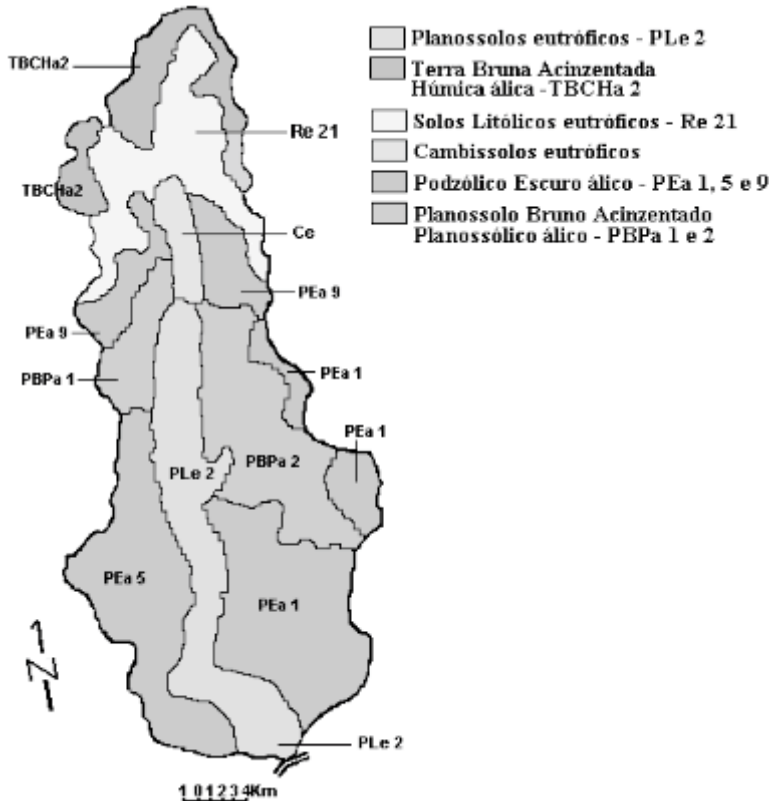


Figura 2 - Mapa do potencial dos solos da Bacia Hidrográfica do Rio Botucaraí

Devido às características hidromórficas, planas e alagadiças, as glebas de Planossolos eutróficos (PLe 2) e Cambissolos eutróficos (Ce) representam áreas apropriadas para o desenvolvimento da agricultura irrigada, as quais, associadas à abundância de recursos hídricos disponíveis, conferiram a este trecho, local ideal para cultivo do arroz irrigado. Os demais tipos de solos: Litólicos eutróficos (Re 21), Podzólico Escuro álico (PEa 1, PEa 5 e PEa 9), as Terras Bruna Estruturada intermediária para Podzólica Bruna Acinzentada Húmica álica (TBCHa 2) e os solos Podzólicos Bruno Acinzentado Planossólico álico (PBPa 1 e PBPa 2), não apresentam capacidade específica para desenvolver a cultura do arroz irrigado.

O mapa da Figura 3 situa a localização das áreas dos principais irrigantes que recalcam a água da bacia hidrográfica do Rio Botucaraí, localizados nos municípios de Cerro Branco, Candelária, Novo Cabrais e Cachoeira do Sul. Este mapa foi construído utilizando as informações da imagem do Satélite LandSat Tm5 de janeiro de 2002 e informações colhidas junto à EMATER das prefeituras situadas na área.

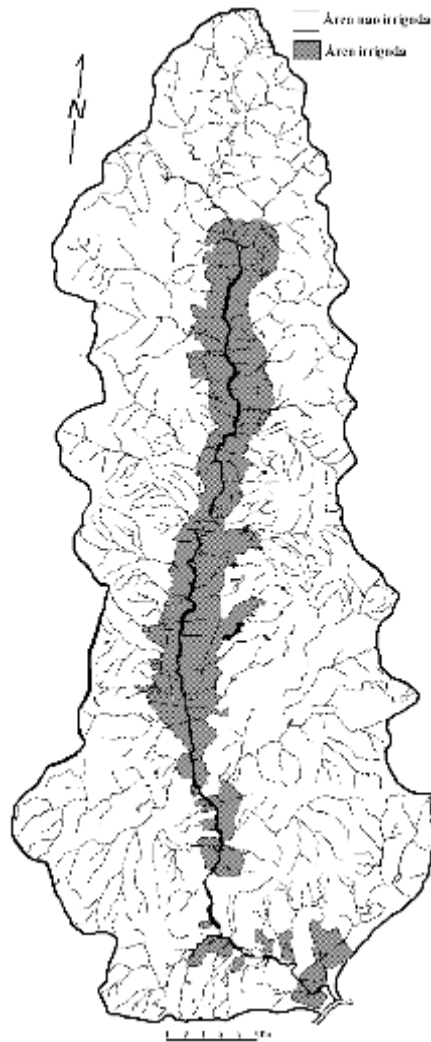


Figura 3 - Localização das áreas de lavouras com arroz irrigado com água dos canais da bacia.

As áreas com cultura de arroz irrigado se localizam nas glebas apropriadas para este cultivo, como se percebe pela associação das informações apresentadas nas Figuras 2 e 3. No entanto, percebem-se trechos de solos, próximos à foz da bacia, que são próprias para a cultura do arroz, sendo utilizadas com soja ou em abandono. A causa constatada foi a baixa disponibilidade e até a inexistência de água no leito do rio no pico do desenvolvimento da cultura, colocando em risco toda a produção.

A tabela 1 resume as áreas cultivadas com arroz em cada município, e que utilizam a água da bacia hidrográfica do Rio Botucaraí.

Tabela 1 - Área plantada com arroz irrigado na Bacia do Botucaraí, safra 2001/2002.

Municípios	área plantada (ha)
Candelária	1.506
Cerro Branco	720
Novo Cabrais	1.017
Cachoeira do Sul	1.280
Total	4.523

A avaliação dos dados de vazão e precipitação, obtidos na Estação Fluviométrica, instalada na foz do Rio Botucaraí, de setembro de 2001 a junho de 2002, possibilitaram a análise da disponibilidade de água na bacia, para a safra deste período. As medidas de vazões, associadas ao nível limnimétrico, possibilitaram elaborar a equação da curva-chave, fornecida pelo emprego do método dos mínimos quadrados. A expressão (1) mostra a equação da curva-chave, obtida para o ponto onde se localizou a Estação Fluviométrica:

$$Q = 12,06 \cdot h^{1,088} \quad (1)$$

Onde:

Q é a vazão em (m³/s);

h é a altura do nível da água em (m).

Esta equação apresentou coeficiente de correlação R = 99,7%, correspondendo a um alto grau de confiabilidade em seus resultados. Através desta equação, foi possível reconstituir as vazões diárias na Estação Fluviométrica, a partir das medidas do nível limnimétrico. A tabela 2 apresenta as médias mensais das cotas e vazões durante o período analisado.

Tabela 2 - Vazões médias mensais calculadas do Rio Botucaraí, no período compreendido entre setembro de 2001 e junho de 2002

Meses	Cotas h (m)	Vazão Q (m ³ /s)
Setembro	1,89	24,10
Outubro	3,64	49,18
Novembro	1,12	13,64
Dezembro	0,61	7,04
Janeiro	0,34	3,72
Fevereiro	0,68	7,92
Março	1,09	13,20
Abril	1,49	18,68
Maior	2,86	37,83
Junho	4,48	61,65

Pela tabela 2, pode-se verificar que, nos meses de dezembro, janeiro e fevereiro, período em que ocorre a maior demanda de água para irrigação das lavouras de arroz, a disponibilidade diminuiu consideravelmente.

A vazão média disponível nos meses de safra (novembro, dezembro, janeiro e fevereiro), conforme tabela 2, é de $8,08\text{m}^3/\text{s}$, o que corresponde a um volume de água de $8,38 \times 10^7 \text{m}^3$.

A diminuição da disponibilidade deve-se, em parte, ao grande volume de recalque, porém, também se deve às pequenas precipitações que ocorreram nestes meses. A Figura 4 apresenta a seqüência de precipitações ocorridas nos meses de novembro/2001 a fevereiro/2002, relacionando-as com o nível da água no local do posto hidrométrico.

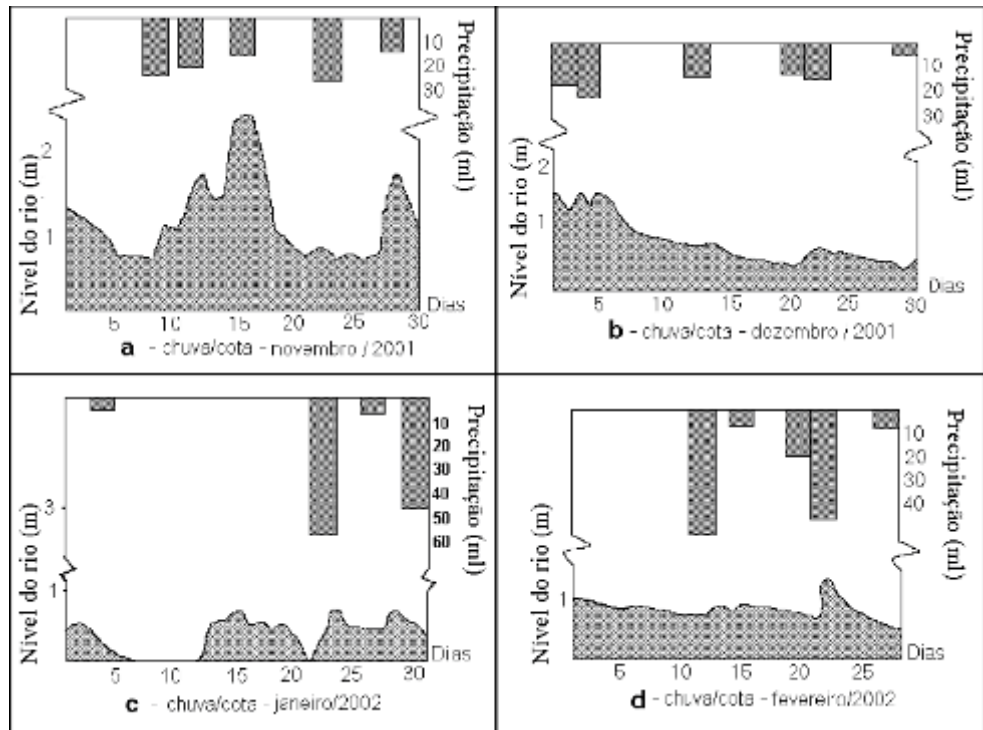


Figura 4 Precipitação e nível do Rio Botucarai na Estação Fluiométrica, em função dos meses observados.

A Figura 4 deixa claro que o nível do Rio Botucarai, na sua foz, não se deve exclusivamente às precipitações que ocorrem no local, mas principalmente às chuvas ocorridas nas suas nascentes. As respostas de nível são influenciadas pelas chuvas ocorridas à montante do posto. Pode-se observar que, no quadro c da Figura 4, entre os dias 06 a 12 de janeiro de 2002, o Rio Botucarai apresentou, no ponto onde se localizava a Estação Fluiométrica, descarga zero, comprometendo a produção das lavouras situadas no trecho inferior da bacia.

As lavouras de arroz irrigadas requerem sempre uma lâmina de água superficial, que varia de 5 a 10 cm. Em áreas experimentais de Cachoeirinha, onde ocorre um controle otimizado de técnicas, o Instituto Riograndense do Arroz, IRGA

(2001), atendeu à demanda hídrica da safra com um consumo de 8.000 m³/ha. Segundo Motta et Al. (1990), vazões de 11.200 m³/ha por safra são suficientes para suprir as necessidades hídricas do arroz irrigado no Rio Grande do Sul. Experiências em Charqueadas e Camaquã, realizadas por cooperativas de comercialização de água para lavouras de arroz, apontam uma distribuição de 13.000 m³/ha por safra, para atender à demanda de água nas lavouras dos associados. (COODIC, 2002 e AUD, 2002)

Como foi mostrado na tabela 2, na Bacia Hidrográfica do Rio Botucaraí, no período da safra 2001/2002, de novembro a fevereiro, foi estimado um volume disponível de 8,38x10⁷ m³ de água. Para os 4.523 hectares de lavouras plantadas consumirem este volume a ponto de secar o rio, as mesmas estariam sendo atendidas à razão de um volume de 18.500 m³/ha por safra. Técnicos da EMATER local, que acompanham esta atividade todos os anos, informam que, na região, o consumo médio das lavouras é de 16.000 m³/ha por safra.

De acordo com Schreiner (2003), na região, poucos são os lavoureiros que residem na lavoura. A maior parte mora na cidade e se desloca ocasionalmente para sua área de arroz, aproveitando a ocasião para superdimensionar o volume de água irrigada. Em várias ocasiões e em diversos locais foram encontradas, no rio, bombas de sucção funcionando ininterruptamente, inclusive em dias de chuva.

Conclusões e sugestões

Analisando os resultados apresentados, é possível concluir que:

- A localização das lavouras de arroz se situam em terras apropriadas ao cultivo, com disponibilidade de água, topografia e potencial dos solos adequados;

- O inventário realizado na Estação Fluviométrica, localizada na foz do Rio Botucaraí, medindo o volume remanescente, subtraído do volume recalcado a montante, identificou uma sobra de 8,38x10⁷ m³ durante o período da safra. Este volume remanescente, sendo armazenado no período de cheia, pode atender a demanda de outra área equivalente a superfície utilizada com esta cultura, nesta Bacia Hidrográfica;

- Com utilização de técnicas mais apropriadas, como melhor sistematização, entaipamento, pré-germinação e com o combate ao desperdício, é possível triplicar a área plantada com arroz irrigado, abastecida com a água fornecida pela Bacia Hidrográfica do Rio Botucaraí. Para que a terceira conclusão se torne real, são necessários os seguintes procedimentos:

- Havendo disponibilidade de condições físicas e econômicas, cada produtor deve prever a construção de reservatórios para a acumulação de chuva, diminuindo a pressão sobre os reservatórios hídricos;

- Que se retome o convênio firmado, cujos estudos de viabilidade foram concluídos em 1988, entre o Governo do Estado do Rio Grande do Sul e o Ministério responsável pela irrigação, gerenciado pelo Instituto Riograndense do Arroz IRGA, onde foram inventariados quatorze possíveis locais de barramento na bacia hidrográfica do Rio Botucaraí em suas regiões inferiores, onde a construção destas barragens armazenariam água em volume de

141 hm³ suficientes para irrigar mais de 9000 ha, o que abriria campo , para a irrigação de outras culturas. O lado negativo desta alternativa seria, além do custo financeiro, principalmente o custo social, pois atingiria regiões densamente povoadas;

- Outra alternativa para a armazenagem de água, bem mais viável social e economicamente, é a construção de um grande número de reservatórios em locais estrategicamente escolhidos, nas partes altas da bacia, onde o relevo se apresenta irregular e a agricultura é explorada em menor escala. O proprietário da terra lança parte da água no leito dos canais próximos em época de escassez, tendo em troca água para sua subsistência e de seus animais, participação em projetos de piscicultura e água para irrigação de pequenas culturas. Para que isso funcione a contento, é preciso formar um consórcio, composto pelas Prefeituras das regiões beneficiadas, Secretaria da Agricultura, Instituto Riograndense do Arroz e agricultores beneficiados, que elaborariam as normas e sanções;

- O desenvolvimento da consciência ecológica dos usuários e moradores das margens dos cursos de água no sentido de restaurar e preservar a mata ciliar obrigatória, a qual protege os mananciais e aumenta a disponibilidade deste recurso.

Referências bibliográficas

- AUD - Associação dos Irrigantes do Arroio Duro. Atividades da Empresa de Irrigação. Congresso Brasileiro de arroz irrigado. Anais. Porto Alegre, RS, 2002.
- COODIC - Cooperativa dos Proprietários do Distrito de Irrigação da Barragem do Arroio Chasqueiro. Barragem do Chasqueiro, Arroio Grande/RS. Congresso Brasileiro de arroz irrigado. Anais. Porto Alegre, RS, 2002.
- ELETOBRAS. Manual de Microcentrais Hidroelétricas. Pubic. Do M. M. E., Brasília DF. 1985.
- IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Mapa exploratório de solos. Sec. De Plan. Da Pres. Da Rep. Levantamento de Recursos Naturais. Vol. 33, Rio de Janeiro. 845 p. 1986.
- IRGA Instituto Riograndense do Arroz. Reunião da cultura do arroz irrigado. 2º Congresso brasileiro de arroz irrigado. Porto Alegre. Anais. Porto Alegre: Instituto Riograndense do Arroz, P 894. 2001.
- JACCON, G. e CUDO, K. J. Curva-chave, Análise e Traçado. Brasília, DNAEE, 273 p. 1989.
- MAGNA ENGENHARIA LTDA. Inventário dos possíveis locais de barramento na bacia hidrográfica do Rio Botucaraí, no Estado do Rio Grande do Sul. Relatório Final. Novembro, 1988.
- MOTA, F. S., ALVES, E. G. P., BECKER, C. T. Informação climática para planejamento da necessidade de água para irrigação do arroz no Rio Grande do Sul. Lavoura Arrozeira, Porto Alegre, v. 43, nº 392, p.3-6, set/out, 1990.
- SCHREINER, O. H. - Avaliação da disponibilidade de água na Bacia do Rio Botucaraí para atender a demanda do arroz irrigado. Dissert. de Mestr. de Engenharia da ULBRA, Canoas. 2003.

Um estudo sobre reforço em pilares esbeltos de concreto armado

Gustavo André Zanato¹, Américo Campos Filho²,
João Luiz Campagnolo³, Alexandre Rodrigues Pacheco⁴

¹Professor, M.Sc. Eng. Civil, Centro Universitário Feevale,

²Professor, Dr. Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul,

³Professor, M.Sc. Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul,

⁴Prof., PhD. Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de pilares esbeltos de concreto armado, submetidos a esforços de flexo-compressão normal, sendo reforçados através de diversas técnicas, empregando diferentes tipos de materiais.

Os protótipos foram divididos em grupos, tendo sido executados reforços empregando chapas de aço coladas com resina epóxi e fixadas com parafusos; cantoneiras metálicas soldadas através de chapas de aço; acréscimo de armadura longitudinal com aumento da seção transversal, utilizando argamassa com adição de sílica ativa e concreto convencional. Para este último tipo de reforço, foram simuladas situações cotidianas de obra, sendo executados reforços em duas faces opostas, em duas faces adjacentes, em três faces e em quatro faces. Para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, foram realizados experimentos alterando-se o espaçamento dos parafusos de fixação, sendo, também, executados ensaios sem a presença destes elementos fixantes.

Os pilares reforçados tiveram as seções central, do quarto inferior e nos apoios instrumentadas com relógios comparadores, e por meio de extensômetros elétricos, as armaduras do núcleo e dos reforços dos pilares, em posições equivalentes, na seção central.

São apresentados os resultados comparativos entre os diversos tipos de reforços, bem como as previsões teóricas oriundas de programa computacional.

Palavras-chave

Pilares esbeltos, reforço estrutural em pilares, flexo-compressão normal.

Abstract

This work presents a study about the behavior of strengthened reinforced concrete slender columns, submitted to eccentric normal compression. A set of reinforced concrete columns have been executed and strengthened. The columns have been divided in groups of two, for which different strengthening techniques have been applied. One of such groups, denominated as reference columns, was tested with their original dimensions. The different strengthening techniques adopted were: strengthening with steel plates bonded with epoxy resin and parabolts; steel plates bonded with epoxy resin and steel plates fixed with parabolts. Furthermore, metallic corner plate reinforcements, mortar composed with addition of active silica and conventional concrete have been also used. The columns have been instrumented with deflectometers, in the central, lower quarter and extreme sections. Two of the longitudinal reinforcement bars and the external strengthening elements have been instrumented with strain gages, at mid section of each column. Experimental results, such as rupture loads, displacements and strains, were compared with numerical results obtained by computational program, based on the recommendations of the Brazilian Standard NBR6118/2003.

Key words

Slender columns, strengthened structures, reinforced concrete.

Introdução

Com a alteração dos hábitos da sociedade, muitas das edificações construídas no passado tiveram sua utilização modificada. Para adequar-se a esta situação, torna-se necessário proceder à avaliação das condições estruturais a que estão submetidas estas edificações. Em face do exposto, muitas vezes, a realização de demolições para posterior reconstrução torna-se uma medida inviável economicamente. Assim, uma medida comum tem sido a execução de reforços para conferir à estrutura a capacidade de suporte requerida. A execução de reforços estruturais, porém, não se limita somente a estes casos, mas também em situações de recuperação de edificações abaladas por sinistros de qualquer espécie, devido a falhas no planejamento, projeto e/ou execução, e a materiais e componentes industrializados de baixa qualidade.

Objetivos

O objetivo do presente trabalho é analisar o comportamento e desempenho, numérico e experimental, de pilares esbeltos de concreto armado submetidos à solicitação de flexo-compressão normal. Diversas técnicas foram empregadas, bem como materiais diversos como elementos de execução dos reforços. Foram realizados reforços em concreto armado, empregado em determinadas faces dos pilares, reproduzindo assim as condições encontradas no cotidiano de obras; reforços com barras adicionais de armadura e argamassa com adição de sílica ativa; reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi e com elementos fixantes, espaçados de 21 e 38 cm; reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi; reforços com chapas de aço e elementos fixantes, com espaçamento de 21 cm, e reforços com cantoneiras metálicas. Este trabalho apresenta os resultados obtidos na dissertação de mestrado de Gustavo André Zanato (1999), realizada no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

1. O programa experimental

O programa experimental foi executado em três etapas de concretagem dos elementos estruturais. Em uma primeira fase, foram moldados dois pilares testemunhos e mais seis pilares, os quais foram reforçados mais tarde aos pares empregando argamassa com adição de sílica ativa, com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, com espaçamento de 21 cm e ainda, com perfis metálicos. Em uma segunda etapa, foram concretados oito pilares, posteriormente reforçados com concreto convencional e armadura adicional. Nestes oito pilares, realizaram-se quatro tipos diferentes de reforços. Executaram-se reforços nas quatro faces, em três faces, em duas faces opostas e em duas faces adjacentes dos pilares.

Finalmente, a última etapa compreendeu a confecção de mais seis pilares, que foram posteriormente reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos de fixação espaçados de 38 cm, chapas de aço coladas com resina epóxi e com chapas de aço e parafusos auto-fixantes, com espaçamento de 21 cm. Adotando-se o mesmo procedimento, para cada um destes tipos de reforços, foram reservadas duas peças. Desta forma, cada par de pilares reforçados apresentou uma característica particular, quanto à técnica de execução, materiais empregados, preparo das superfícies dos materiais, e cuidados especiais. As diversas técnicas empregadas para a execução dos reforços encontram-se relatadas neste trabalho.

1.1. CARACTERÍSTICAS DOS PILARES: No programa experimental, foram confeccionados 22 pilares com uma seção transversal de 10x10 cm² e 198 cm de altura (Fig. 1). A armadura longitudinal era composta por quatro barras de aço CA50-A, de 8 mm de diâmetro, cujas extremidades apresentavam ganchos em forma de “U” com comprimento de 137 cm. Portanto, das extremidades até 65 cm, o pilar apresentou oito barras de aço, do diâmetro anteriormente mencionado. A utilização destes ganchos, nas extremidades, é justificada para que seja evitada a ruptura do pilar nas seções próximas às extremidades. Os estribos foram confeccionados com barras de aço, CA60-B, de diâmetro 3,4 mm. Estes estribos tiveram um espaçamento de 10 cm, deixando-se a seção central, da armadura longitudinal, livre para ser instrumentada. Duas das barras das armaduras longitudinais foram instrumentadas com extensômetros elétricos.

O concreto foi dosado de maneira a se atingir, aos 28 dias, uma resistência média de 30 MPa. Desta forma, o traço de concreto obtido foi de 1:2,94:4,10, com uma relação a/c de 0,61 e com um consumo de cimento de 275 kg/m³. O abatimento de tronco cone obtido foi de 6 cm, com uma tolerância admitida de 2 cm(1). Para a moldagem dos pilares foram utilizadas formas metálicas, sendo todos os pilares concretados na posição horizontal. Foram, ainda, moldados corpos de prova cilíndricos para controle da resistência do concreto.

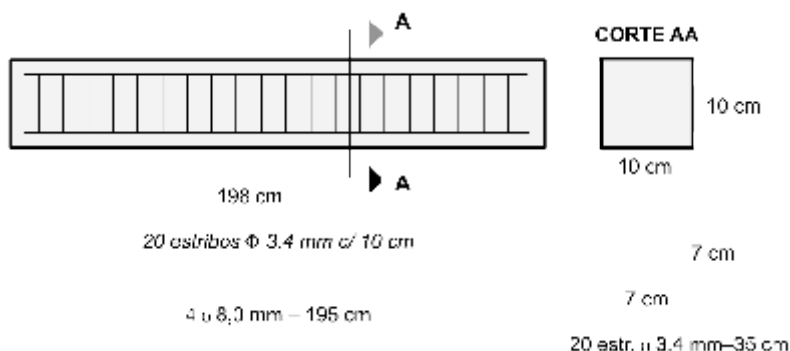


Figura 1 Detalhamento dos pilares testemunhos.

1.2. REFORÇOS DOS PILARES:

1.2.1. Argamassa com Adição de Silica Ativa

Os pilares, anteriormente com dimensões de 10x10 cm² e altura 198 cm, tiveram sua superfície preparada para a execução dos reforços. Para tal, aplicou-se o concreto antigo das faces laterais do pilar, por intermédio de pontaletes e ponteiros metálicas, retirando-se assim a camada superficial composta principalmente por pasta de cimento, e tornando com isto a superfície rugosa e irregular, necessária para melhorar a aderência entre o concreto antigo e a argamassa do reforço. Torna-se importante ressaltar que o apicoamento deve ser apenas superficial, não deixando aparente a armadura do pilar antigo.

Com a realização deste reforço, as dimensões da seção transversal do pilar foram aumentadas para 15x15 cm². A sua altura permaneceu em 198 cm. Procedeu-se o reforço com a adição de quatro barras de armadura de aço CA-50 A, de 8 mm de diâmetro. Foram instrumentadas duas barras no núcleo e duas no reforço do pilar, conforme a Fig. 2. Para a confecção dos estribos, foram utilizadas barras de armadura de 3,4 mm de diâmetro, CA-60 B, espaçados de 10 cm, perfazendo um número de vinte estribos, distribuídos inicialmente a 5 cm da seção central do pilar, com 55 cm de comprimento. ¹Executou-se o reforço, como prática corrente, lançando-se a argamassa à superfície apicoada do elemento estrutural. Por este motivo, não foram empregadas formas para realização desta técnica de reforço, sendo utilizadas guias de madeira servindo de gabarito, para auxiliar no enchimento do reforço (Figs. 4 e 5). A argamassa do reforço apresentou traço 1: 3, com 10% do peso do cimento em sílica e uma relação $a/(c+m)$ de 0,50. Por fim, acrescentou-se como quantidade máxima de aditivo plastificante, 1,5% em relação ao peso de cimento, sendo moldados dois corpos de prova cilíndricos, de 5x10 cm, para controle da resistência da argamassa.

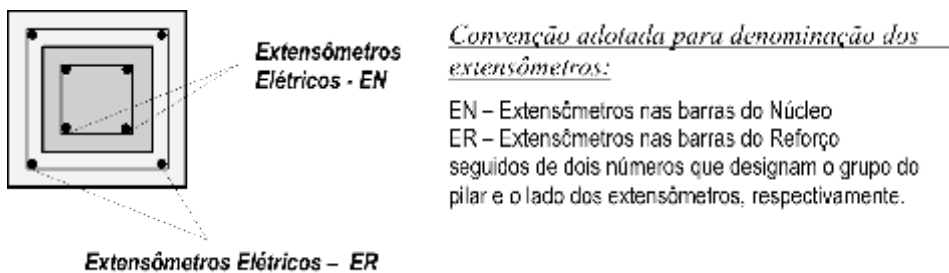


Figura 2 Posicionamento dos extensômetros para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa.

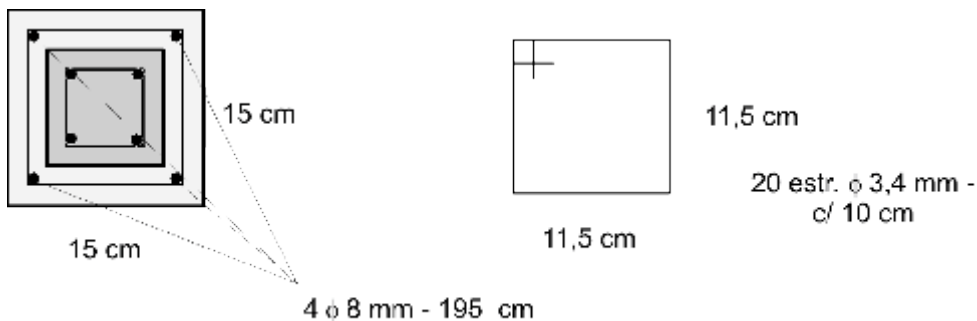


Figura 3 Seção transversal do pilar reforçado e armadura adicional.

¹ Atualmente para um abatimento de 90 a 100 mm a tolerância prescrita por norma é de +/- 10 mm.

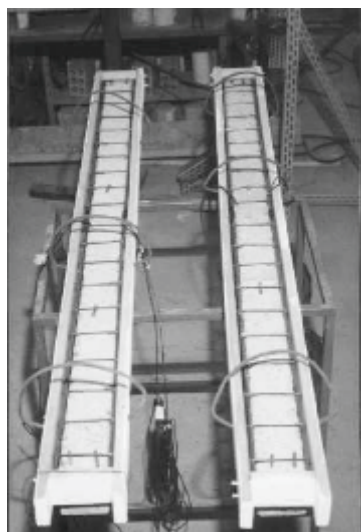


Figura 4 Emprego de guias para a execução dos reforços com argamassa com sílica ativa.



Figura 5 Execução dos reforços com argamassa com adição de sílica ativa.

Foram reforçadas duas faces opostas de cada pilar, por dia, sendo as demais reforçadas no dia seguinte. O processo de cura consistiu na utilização de sacos plásticos envolvendo as faces, imediatamente após terem sido moldadas.

Transcorridas 24 horas da moldagem destas, as faces de argamassa foram recobertas por sacos de aniagem úmidos, os quais foram mantidos umedecidos e envolvidos às faces por 7 dias. O procedimento de cura para os corpos de prova de cada pilar seguiu ao dos pilares testemunhos.

1.2.2. Chapa de Aço colada com Resina Epóxi e Elementos de Fixação, espaçados a cada 21 cm:

Esta técnica de reforço exigiu a preparação superficial de duas faces do pilar perpendiculars ao eixo transversal que contém a excentricidade adotada. Esta preparação consistiu no apicoamento do concreto antigo, de execução e cuidados similares aos tomados para com a técnica anteriormente mencionada. Foram utilizadas chapas de aço SAE 1020, com 3 mm de espessura, 10 cm de largura e 195 cm de comprimento. A preparação das chapas de aço consistiu, inicialmente, do desgaste da superfície que receberia a resina. Executou-se este desgaste com granalha de aço, tornando a superfície mais rugosa, o que contribui para aumentar a aderência entre o elemento reforçante e a peça a ser reforçada.

A seguir, foram marcados os pontos a serem perfurados com equipamento próprio, para a posterior fixação dos parafusos. Os parafusos, um por seção, tiveram um espaçamento de 21 cm. Realizada esta etapa, o passo seguinte consistiu da execução dos procedimentos de limpeza das chapas de aço perfuradas.

Executou-se a limpeza do elemento por meio de escova manual, retirando os resíduos de oxidação, sendo a seguir realizada uma limpeza complementar com o uso de acetona, e a aplicação de amoníaco e éter para desengraxamento e neutralização da superfície, respectivamente.

Os parafusos auto-fixantes, utilizados para este reforço apresentaram 5,7 cm de comprimento e 6,35 mm de diâmetro. Os furos nos pilares foram realizados com broca, de diâmetro igual ao do chumbador. Após a limpeza destes furos, com o objetivo de remover a poeira e permitir a perfeita instalação dos parafusos, procedeu-se à colocação destes elementos sendo montados com porca e arruela.

A aplicação da resina foi feita sobre a superfície apicoada de concreto e isenta de poeira, com os parafusos e sobre a superfície da chapa de aço. Imediatamente após a resina ser distribuída sobre as superfícies, colocaram-se as chapas sobre as faces dos pilares, sendo os parafusos apertados através de arruelas e porcas, conferindo assim a pressão necessária para manter a solidariedade entre a peça e o reforço, expulsando algum excesso provável da camada de resina. Conferindo ainda, ao parafuso, a expansão de sua presilha, o que o torna fixado ao concreto. Mantiveram-se ainda solidarizados, pilar e chapas, com o emprego de grampos, até a cura da resina epóxi.

Por fim, instrumentaram-se as chapas metálicas nas suas seções centrais, com extensômetros elétricos de mesmo tipo e fabricante dos anteriormente relatados, para medição das deformações específicas, oriundas da tração e compressão das chapas de aço.



Figura 6 Posicionamento dos parafusos.



Figura 7 Aplicação da resina epóxi.



Figura 8 Aperto dos parafusos e eliminação do excesso de resina.

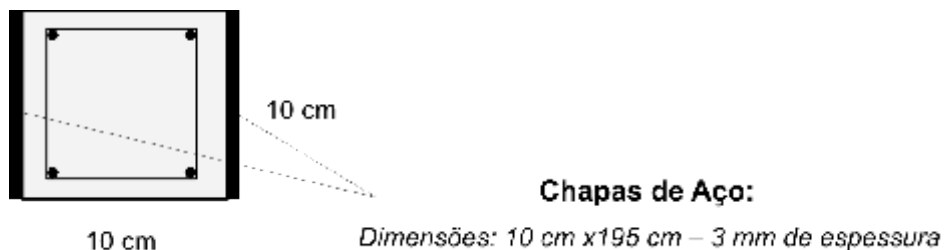


Figura 9 Seção transversal do pilar reforçado com chapas de aço.

1.2.3. Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi e Elementos de Fixação, Espaçados a cada 38 cm: Para a execução desta técnica de reforço, foram seguidas as mesmas recomendações do item 3.2.2, porém, para este tipo de reforço, os elementos fixantes foram dispostos a cada 38 cm, aumentando, assim, o espaçamento entre parafusos.

1.2.4. Chapa de Aço Colada com Resina Epóxi: Para este tipo de reforço, necessitou-se realizar a preparação das faces de concreto, as quais seriam reforçadas de forma similar às anteriormente mencionadas. Também foram tomados os cuidados relativos à preparação das chapas de aço e sua limpeza. Porém, esta técnica diverge das anteriores no que se refere ao emprego de parafusos auto-fixantes, em virtude desta não apresentar qualquer tipo de elemento de fixação. Assim, quando da aplicação da resina, torna-se imprescindível a utilização de pontaletes metálicos com o objetivo de conferir ao conjunto formado pela superfície de concreto, adesivo epóxi e chapa de aço, a aderência necessária para o funcionamento deste tipo de solução recuperadora (Fig. 10).

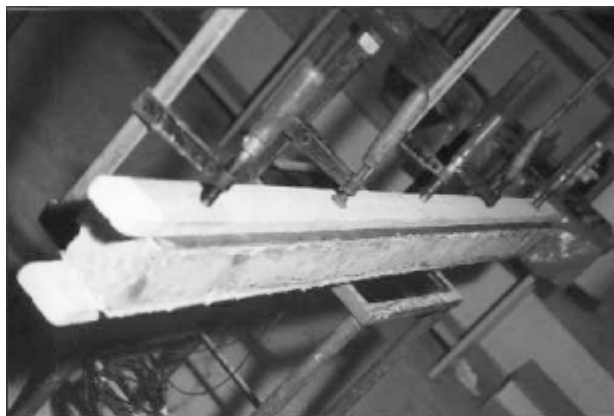


Figura 10 Fixação das chapas de aço com pontaletes metálicos.

1.2.5. Chapa de Aço e Parafusos de Fixação, Espaçados a cada 21 cm: Não foi realizado qualquer tipo de tratamento na superfície do concreto, para a técnica em questão, pelo fato de não ser utilizado adesivo epóxi. As medidas para realização dos furos no concreto, posterior limpeza e fixação dos parafusos auto-fixantes, anteriormente explanadas, foram integralmente cumpridas na execução deste reforço. Quanto à disposição dos furos e locação dos elementos fixantes, procedeu-se de acordo com o descrito no item 3.2.3.

1.2.6. Reforço de Pilares Empregando Perfis Metálicos: Os pilares foram reforçados por meio de cantoneiras metálicas, colocadas em seus quatro cantos e enrijecidas lateralmente entre si por meio de chapas lisas soldadas, chamadas de transversinas, conforme usualmente realizado para esta técnica. As partes inferior e superior do reforço foram unidas ao pilar nas extremidades deste. Desta forma, nas quatro faces do pilar, colaram-se chapas de aço com resina epóxi, sendo a espessura da resina de aproximadamente 1 mm, de maneira a transmitir melhor as cargas. Com o objetivo de conferir ao conjunto do reforço a solidariedade necessária, e para que este reforço vertical fosse solicitado antes que a peça de concreto armado atingisse o seu estado limite, realizou-se uma união por meio de soldagem das chapas de aço, constituintes das extremidades dos pilares, com as cantoneiras metálicas integrantes do reforço.

Esta técnica não exigiu a preparação da superfície de concreto, uma vez que as cantoneiras apenas foram dispostas nas arestas dos pilares. Estas cantoneiras foram soldadas a chapas coladas nas extremidades dos pilares, não havendo qualquer espécie de união ao longo da aresta dos pilares e as cantoneiras. A seguir foram soldadas chapas lisas, denominadas de transversinas, aos perfis metálicos. Foram empregadas cinco transversinas em cada face dos pilares, posicionadas a partir da seção central do pilar e distanciadas de 35 cm (Figs. 11 e 12).

As cantoneiras metálicas apresentaram seções de 1,58x1,58 cm e 2,6 mm de espessura. Como transversinas, foram utilizadas chapas de aço, de seção quadrada, de 9,74x9,74 cm² e espessura de 1,00 cm, distantes 45 cm umas das outras, medidas entre eixos das chapas. As chapas de aço, empregadas nas extremidades dos pilares, apresentaram características iguais às descritas para as transversinas. Instrumentaram-se duas cantoneiras, nas suas seções centrais, mantendo-se o mesmo posicionamento e tipo de extensômetros usados nas barras longitudinais do núcleo.



Figura 11 Execução do reforço empregando perfis metálicos.

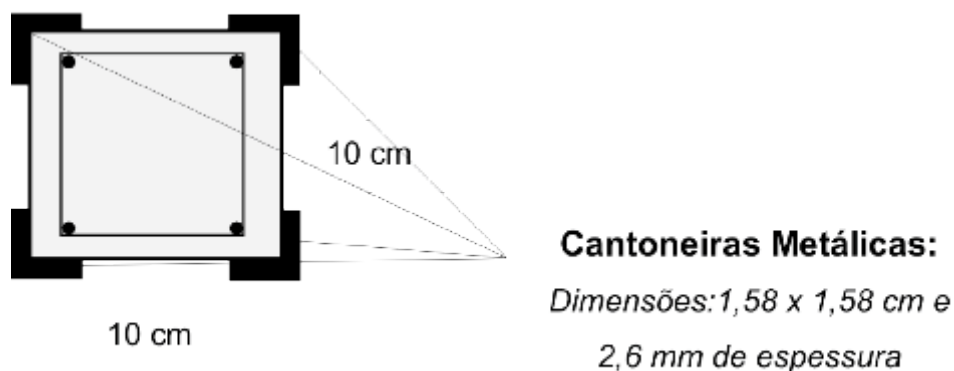


Figura 12 Seção transversal do pilar reforçado.

1.2.7. Reforço de Pilares utilizando Concreto Armado: Com este tipo de reforço, simularam-se quatro situações correntes em obra. Assim, reforçaram-se pilares nas quatro faces, para o caso de existir total acesso ao pilar; em três faces, quando uma das faces não é acessível; em duas opostas, para pilares de meio de vão, e em duas adjacentes, para pilares de canto.

Para a execução destes reforços, prepararam-se as faces dos pilares, que seriam reforçadas. Apicou-se a camada superficial dos pilares tendo-se presentes os cuidados anteriormente descritos. Após, executaram-se sulcos nas faces não-apicoadas, para os tipos de reforços pertinentes, de maneira que os estribos não ficassem salientes nas faces do pilar (Figs. 14 e 15). A seguir, acrescentaram-se para cada um dos casos, as armaduras complementares, de mesmo diâmetro dos pilares testemunhos.

O posicionamento dos estribos foi similar ao dos núcleos (Fig. 13), sendo que para o caso do reforço nas quatro faces, os estribos foram de 11,5x11,5 cm e comprimento de 55 cm. Já para os pilares reforçados em três faces, os estribos apresentaram dimensões de 11,5x9,5 cm e comprimento de 50 cm. Para os pilares reforçados em duas faces, tanto para os de faces opostas quanto para os de faces adjacentes, os estribos apresentaram comprimento de 45 cm. Para o primeiro caso, os estribos tiveram as dimensões de 7,5x11,5 cm, e para o segundo caso, apresentaram 9,5x9,5 cm.

Instrumentaram-se duas barras da armadura longitudinal na seção central, posicionando-as de maneira equivalente às do núcleo. Utilizaram-se os mesmos extensômetros de seu núcleo, sendo a técnica de preparação da superfície e colagem destes extensômetros seguida rigorosamente.

O reforço foi executado com o intuito de ser mantida a resistência do concreto do pilar testemunho. Porém, em virtude das dimensões diminutas dos reforços, foi preciso realizar uma nova dosagem do concreto, utilizando-se agregados graúdos menores. Desta forma, o traço utilizado para a confecção dos reforços foi 1:2,52:3,02 com uma relação $a/c=0,61$ e um consumo de cimento de 327 kg/m³. Para controle da qualidade do concreto, foram moldados, para cada pilar, dois corpos prova cilíndricos, 10x20 cm.

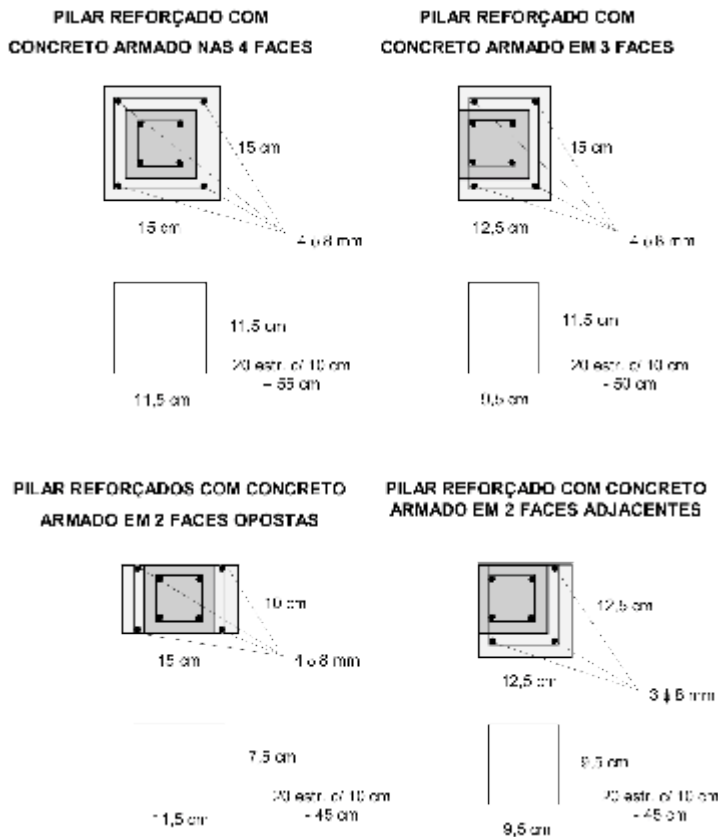


Figura 13 Seções transversais de concreto e armaduras dos pilares reforçados com concreto armado.

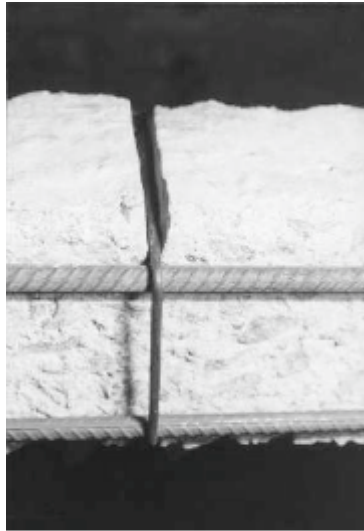


Figura 14 Detalhe do estribo (sulcos) e das armaduras longitudinais.



Figura 15 Instrumentação das barras de armadura longitudinal.

2. Ensaio dos pilares

Tanto para o ensaio dos pilares testemunhos, quanto para os pilares reforçados, aplicou-se uma excentricidade de 3 cm em relação ao centro de gravidade da seção transversal da peça (Fig.16), submetendo-os a esforços de flexo-compressão normal. No ensaio dos pilares testemunhos, foram medidas as deformações específicas em duas das armaduras longitudinais. Para os pilares reforçados, dependendo do tipo de reforço empregado, as medições foram realizadas em duas das armaduras do núcleo e em duas das armaduras do reforço; ou chapas de aço; ou ainda nas cantoneiras metálicas. Os pilares foram instrumentados com relógios comparadores e deflectômetros.

Nos ensaios dos pilares, as cargas foram aplicadas em incrementos, até atingir-se o colapso da peça. Em todos os estágios de carregamento foram anotados, em planilhas, os valores das deformações específicas e dos deslocamentos lineares.

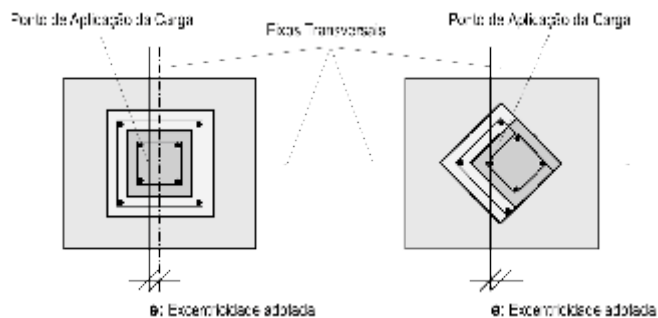


Figura 16 Detalhe da excentricidade adotada.

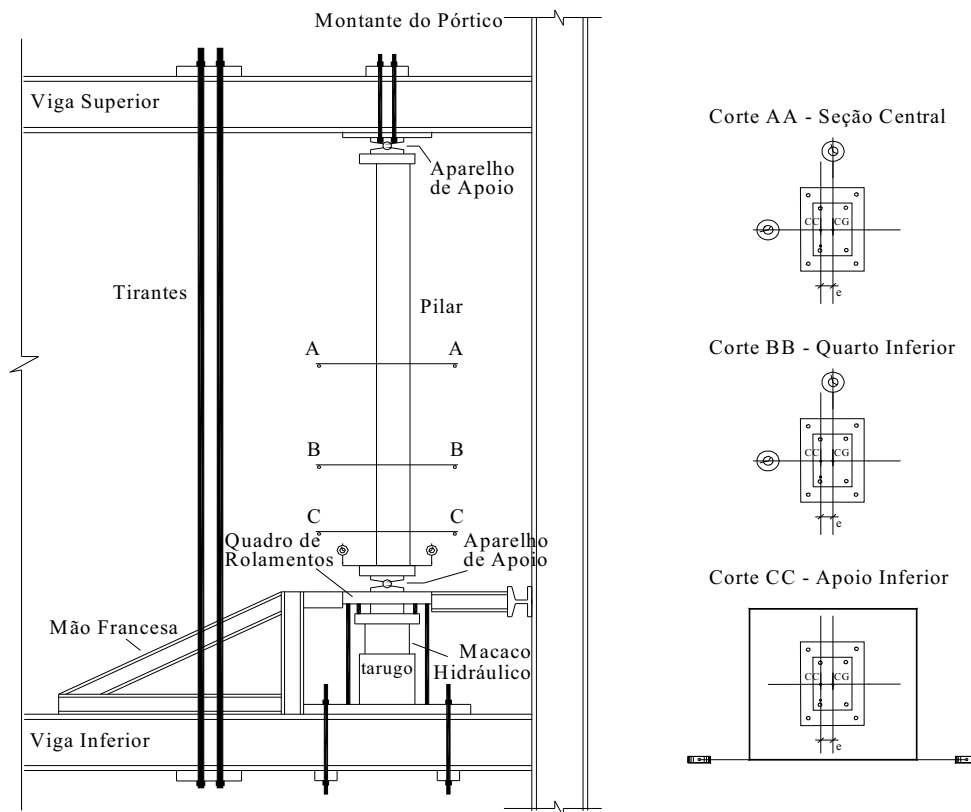


Figura 17 Esquema de ensaio e excentricidade adotada.



Figura 18 Pórtico de carga.



Figura 19 Posicionamento dos deflectômetros.

O sistema de carga foi concebido para conferir ao pilar, a ser ensaiado, a carga necessária a sua ruptura (Fig. 17). Além disso, este sistema foi construído de maneira que não propiciasse deslocamentos de todo o conjunto e que fossem minimizados os deslocamentos nos apoios, inferior e superior, do pilar. Para a fixação das bases dos deflectômetros e destes, montou-se um sistema independente do pórtico de carga (Figs. 18 e 19). Procedeu-se, desta forma, para que as medidas de deslocamentos transversais na seção central do pilar e no quarto inferior pudessem ser perfeitamente determinadas. Esta estrutura serviu, ainda, para a fixação dos deflectômetros, no apoio inferior, utilizados para medir a rotação do apoio, um deflectômetro para medir o deslocamento do apoio móvel no plano do pórtico e outro para medir o seu deslocamento transversalmente ao plano do pórtico. No apoio superior, fixaram-se quatro deflectômetros. Dois destes, para avaliação da rotação do apoio, um deflectômetro para medir deslocamento na chapa fixada no pórtico no seu plano e outro na chapa fixa transversalmente ao plano referido anteriormente.

Para a aplicação da carga ao pilar, utilizou-se um sistema dotado de macaco hidráulico e bomba. Com a célula de carga ligada a uma leitora, obtiveram-se as deformações da referida célula. Por meio da sua curva de calibração e de tabela de correlação deformação x carga, obteve-se cada carga aplicada ao pilar. A medição das deformações específicas foi feita por meio de extensômetros elétricos, colados na armadura e conectados à leitora.

3. O modelo teórico

A determinação da configuração deformada de um pilar esbelto de concreto armado pode ser obtida através do chamado método geral, considerando-se tanto a não-linearidade física dos materiais, quanto a não-linearidade geométrica do sistema. Este método é aplicável a pilares com seção transversal variável e com qualquer tipo de carregamento. Descreve-se, a seguir, de forma sucinta o procedimento deste método. Uma descrição detalhada deste procedimento é apresentada por Campos Filho (1996).

Inicialmente, escolhe-se um deslocamento que sirva de referência para a aferição da estabilidade da configuração de equilíbrio. O carregamento da estrutura é aplicado em incrementos, partindo-se de zero e aumentando-se todas as ações proporcionalmente. Para cada incremento, calcula-se o deslocamento de referência, correspondente àquele nível de carga. A carga última corresponde ao valor ao qual tende o diagrama carga-deslocamento. Para a aplicação deste método, basta ter-se a disposição meios para o cálculo do deslocamento de referência. Para o caso de barras isostáticas, é suficiente se ter procedimentos para determinar as curvaturas a partir das solicitações ao longo da peça. O deslocamento, em qualquer ponto da estrutura, pode ser então calculado por integração destas curvaturas. As solicitações atuantes são determinadas, após cada incremento de carga, com base na configuração deformada. A precisão dos resultados obtidos depende apenas da grandeza dos incrementos de carga aplicados. Quanto menor o valor destes incrementos, maior

será a precisão conseguida.

Para determinação das sucessivas configurações deformadas do pilar, através do método geral, deve-se submetê-lo a um carregamento progressivo, dividindo a barra em n partes iguais, gerando $(n+1)$ nós. Calculam-se os esforços atuantes em cada um dos $(n+1)$ nós. Em função destes esforços, determinam-se $(n+1)$ curvaturas das seções transversais associadas a estes nós. O procedimento para cálculo da curvatura de uma seção de concreto armado, submetida a solicitações normais quaisquer, envolve a resolução de um sistema de equações não-lineares, resultante da condição de equivalência entre esforços atuantes e resistentes. Desta forma, a curvatura de uma seção pode ser determinada pela resolução deste sistema de equações não-lineares, desde que se disponha de meios para calcular esforços atuantes e resistentes. Os esforços atuantes são determinados a partir das cargas aplicadas sobre o pilar, considerando-se os deslocamentos do eixo da peça. Já os esforços resistentes são calculados por integração das tensões sobre a seção de concreto armado. Neste processo, é verificado se nenhum estado-limite último é ultrapassado.

Nas comparações com resultados experimentais, apresentadas no presente trabalho, os esforços resistentes são calculados com base nas recomendações da NBR-6118/2003 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, considerando-se todos os coeficientes de segurança como unitários. A seguir, integram-se as curvaturas ao longo do eixo da peça, obtendo-se a configuração deformada. Inicia-se, então, uma nova iteração: a carga volta a ser incrementada e os esforços atuantes em cada um dos $(n+1)$ nós são recalculados, já considerando a nova deformada; determinam-se as curvaturas nas diversas seções transversais; e, finalmente, integram-se estas curvaturas para obter a nova deformada.

Tais iterações vão se sucedendo, até que, em uma determinada seção, um estado limite último seja atingido. Determina-se, desta forma, a máxima capacidade portante do pilar.

4. Resultados experimentais obtidos e análises

4.1. ENSAIOS DOS PILARES - CARGAS DE COLAPSO: Na tabela 1, são apresentadas as cargas de ruptura dos modelos experimentais e os incrementos verificados nas cargas de colapso dos pilares reforçados.

Tabela 1 Cargas de ruptura e incrementos de carga.

PILARES	CARGAS DE COLAPSO (kN)	INCREMENTO DE CARGA (%)
Testemunho (1)	100	–
Testemunho (2)	102	–
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa (1)	440	336
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa (2)	380	276
Reforço perfil metálico (1)	150	49
Reforço perfil metálico (2)	140	39
Ref. chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (1)	180	78
Ref. chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=21 cm (2)	178	76
Ref. chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (1)	182	80
Ref. chapas aço coladas resina epóxi e parafusos e=38 cm (2)	255	152
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi (1)	238	136
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi (2)	200	98
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (1)	160	58
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (2)	168	66
Reforço com concreto armado nas 4 faces (1)	430	326
Reforço com concreto armado nas 4 faces (2)	440	336
Reforço com concreto armado nas 3 faces (1)	255	152
Reforço com concreto armado nas 3 faces (2)	272	169
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (1)	308	205
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (2)	320	217
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (1)	184	82
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (2)	220	118

Com a realização dos ensaios dos protótipos, verificaram-se algumas formas de ruptura típicas para cada reforço empregado. Desta forma, para os pilares testemunhos observou-se o colapso dos dois protótipos com a carga de ruptura em torno de 100 kN, sendo que a ruptura observada foi próxima à seção central do pilar. Houve esmagamento do concreto em uma face do pilar e flambagem das armaduras comprimidas. Esta forma de ruptura deve-se à excentricidade aplicada ao modelo experimental.

Os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa apresentaram ruptura por esmagamento do concreto, seguida da flambagem das armaduras comprimidas (Fig. 20). Para um destes pilares, a carga de colapso foi de 440 kN, sendo que para o outro, a ruptura foi atingida com 380 kN. As rupturas ocorreram em seções próximas às centrais para os dois pilares. Para o primeiro pilar foi observado, também, esmagamento do concreto nos apoios aos 400 kN, sendo que, para o outro, este comportamento foi notado com cargas próximas às da ruptura, ou seja, 380 kN.

Os modelos reforçados com perfis metálicos apresentaram ruptura por flambagem destes elementos reforçantes, com carregamentos de 150 kN e 140 kN (Fig. 21). Ocorreu ainda o esmagamento do concreto, em seções próximas à seção central. Também foi verificada a flambagem das armaduras do núcleo do pilar.

Para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm, a carga de ruptura foi 180 kN e 178 kN.

Para um pilar, observou-se o esmagamento da seção de concreto e o descolamento da chapa na superfície do pilar, numa seção superior à seção central (Fig. 22). Para o outro protótipo foi observado o esmagamento do concreto, seguido da flambagem da chapa em três pontos. Para ambos os pilares, verificou-se que a flambagem da chapa aconteceu entre os parafusos auto-fixantes, não havendo, portanto, destacamento destes elementos. Já, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, verificaram-se cargas de ruptura de 182 kN e 255 kN. Em ambos os casos, observou-se esmagamento da seção de concreto e flambagem da chapa de aço comprimida.

Os protótipos reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi romperam com cargas de 238 kN e 200 kN. Observou-se para o primeiro modelo, na carga referida, a ruptura seguida do escorregamento do pilar no apoio inferior, uma vez que a base inferior deste não encontrava-se adequadamente vinculada. Já para o segundo pilar, ocorreu esmagamento do concreto no apoio superior do pilar, na carga mencionada.

Os pilares reforçados com chapas de aço e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm, apresentaram cargas últimas de 160 kN e 168 kN. As suas rupturas foram semelhantes, caracterizadas por esmagamento do concreto e flambagem da chapa de aço, em seções próximas às centrais.

Finalmente, para os pilares reforçados com concreto armado, as características da ruptura foram similares para os diversos tipos de reforços. Desta forma, os pilares apresentaram ruína com o esmagamento do concreto do reforço, seguido da flambagem das armaduras comprimidas. Já, quanto às cargas de colapso, os pilares reforçados nas 4 faces, apresentaram carregamentos últimos de 430 kN e 440 kN (Fig. 23); os reforçados em 3 faces apresentaram cargas de colapso de 255 kN e 272 kN (Fig. 24); os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, com 308 kN e 320 kN (Fig. 25), e, por fim, os reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes, com 184 kN e 220 kN.



Figura 20 Ruptura do pilar reforçado com argamassa com adição de sílica ativa.



Figura 21 Flambagem das cantoneiras do pilar reforçado com perfis metálicos.



Figura 22 Flambagem e descolamento da chapa de aço.

Pode-se referenciar o bom funcionamento de todas as técnicas de reforços empregadas, considerando os acréscimos de carga propiciados pela execução dos protótipos. Analisando os resultados obtidos, pode-se apontar algumas correlações. Os reforços executados com argamassa com adição de sílica ativa e com concreto armado nas 4 faces, apresentam incrementos de carga bastante aproximados em virtude destes apresentarem acréscimo de armadura e seção transversal igual.

Outra constatação é relativa aos pilares reforçados com perfis metálicos e aos pilares com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm. Os pilares reforçados com chapas de aço apresentaram maiores incrementos de carga do que os pilares reforçados com perfis metálicos. Este comportamento pode ser justificado pelo fato dos protótipos reforçados com chapas de aço contarem com a resina epóxi, que confere ao reforço caráter monolítico, apresentando portanto comprimento de flambagem menor, resistindo assim a cargas maiores. Comparando os resultados dos protótipos reforçados com perfis metálicos aos reforçados com chapas de aço e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm, percebe-se um acréscimo de carga maior para estes últimos. Apesar destes protótipos não contarem com resina epóxi, apresentam menores comprimentos de flambagem, 21 cm, comparado ao comprimento de flambagem dos pilares reforçados com perfis metálicos de 35 cm.

Os resultados obtidos para os reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, e reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi, não se demonstraram coerentes. O aumento dos comprimentos de flambagem corresponderam a cargas de colapso maiores. Os problemas verificados com estes tipos de reforços se referem às rotações dos apoios. Os apoios que deveriam funcionar como rótulas, praticamente mantiveram as seções extremas destes pilares engastadas, proporcionando menores deslocamentos transversais da seção central e cargas de colapso bastante superiores do que as teóricas.



Figura 23 Flambagem das armaduras do pilar reforçado com concreto armado nas 4 faces.



Figura 24 Pilar reforçado com concreto armado em 3 faces, esmagamento do concreto.



Figura 25 Ruptura do pilar reforçado com concreto armado em 2 faces opostas.

4.2. COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS:

4.2.1. Cargas de Ruptura: Da análise da tabela 2, pode-se dizer que o modelo teórico desenvolvido retrata, com boa aproximação, o comportamento manifestado pelos modelos experimentais. Torna-se importante salientar que estes últimos, pelo fato de dependerem de diversos fatores, tais como heterogeneidade e não-linearidade dos materiais, excentricidades do sistema de carga, apresentam variabilidade dos resultados dentro do próprio grupo de pilares ensaiado. De maneira que, quando comparados com os resultados teóricos, podem apresentar discrepâncias maiores ou menores.

Em decorrência dos problemas verificados durante os ensaios dos modelos reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 38 cm, e reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, não foram apresentadas as comparações entre os modelos teórico e experimentais. Estes problemas ocorridos quanto à rotação dos apoios, proporcionaram cargas de ruptura experimentais bastante maiores do que as esperadas. Esta constatação é confirmada se comparada com o comportamento experimental demonstrado pelos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm. Os reforços mencionados, por apresentarem maiores comprimentos de flambagem das chapas de aço, deveriam apresentar menores valores referentes às cargas de ruptura, o que não foi verificado.

Quanto ao tipo de ruptura demonstrada pelos pilares reforçados com perfis metálicos, verifica-se que este grupo de pilares apresentou flambagem dos elementos reforçantes, seguido do esmagamento da seção de concreto. Pelo fato do programa computacional não retratar a ocorrência de flambagem das armaduras, fez-se uma estimativa de ruptura do pilar por flambagem dos perfis metálicos, utilizando-se a fórmula de Euler. Alcançou-se, desta forma, uma carga de ruptura de 154 kN, para um comprimento de flambagem de 45 cm, que é uma carga bastante aproximada das cargas de flambagem dos modelos experimentais. Caso não fosse realizada esta estimativa, a carga de ruptura fornecida pelo programa seria de 198 kN, o que representaria uma diferença considerável entre as cargas experimentais obtidas deste tipo de reforço. A justificativa encontrada para tal diferença, além do fato do modelo teórico não reproduzir a flambagem das armaduras, é de que o programa considera aderência perfeita entre os perfis metálicos e o núcleo de concreto. O que, experimentalmente, sabe-se que não ocorre, estando o reforço fixado apenas pelas transversinas.

A seguir apresenta-se a tabela 2 onde são comparadas as cargas de ruptura, teóricas e experimentais.

Tabela 2 Cargas de colapso, experimentais e teóricas, e comparações entre as mesmas.

PILARES	CARGAS DE COLAPSO (kN)		INCREMENTO
	EXPERIMENTAL	TEÓRICA	CARGA (%)
Testemunho (1)	100	106	6
Testemunho (2)	102		4
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa (1)	440	449	2
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa (2)	380		18
Reforço perfil metálico (1)	150	154	3
Reforço perfil metálico (2)	140		10
Ref. chapas coladas resina epóxi e parafusos e=21cm(1)	180	179	-1
Ref. chapas coladas resina epóxi e parafusos e=21cm(2)	178		1
Ref. chapas coladas resina epóxi e parafusos e=38cm(1)	182	159	*
Ref. chapas coladas resina epóxi e parafusos e=38cm(2)	255		*
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi (1)	238	162	*
Reforço com chapas aço coladas resina epóxi (2)	200		*
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (1)	160	165	3
Reforço com chapas aço e parafusos e=21 cm (2)	168		-2
Reforço com concreto armado nas 4 faces (1)	430	424	-1
Reforço com concreto armado nas 4 faces (2)	440		-4
Reforço com concreto armado nas 3 faces (1)	255	297	16
Reforço com concreto armado nas 3 faces (2)	272		9
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (1)	308	314	2
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas (2)	320		-2
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (1)	184	220	20
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes (2)	220		0

* Problemas no ensaio do modelo experimental

4.2.2. Deslocamentos das Seções Transversais dos Pilares: São apresentadas, a seguir, análises referentes aos deslocamentos, experimentais e teóricos, das seções dos pilares ensaiados. Ainda, são demonstradas algumas curvas carga x deslocamento para determinados tipos de pilares reforçados.

Os pilares testemunhos demonstraram um comportamento bastante semelhante entre o modelo teórico e os protótipos, no que se refere aos deslocamentos das seções central e do quarto inferior. A forma das curvas é similar, destacando-se que os modelos experimentais foram um pouco mais rígidos do que o modelo teórico, apresentando, desta forma, menores deslocamentos para um mesmo carregamento. Comportamento semelhante foi verificado para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa. Porém, neste caso, o modelo teórico

demonstrou-se mais rígido do que os experimentais, sendo estas diferenças mais pronunciadas do que para o caso dos pilares testemunhos.

Os pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces apresentaram, de acordo com as curvas das Figs. 26 e 27, um desempenho bastante similar entre os modelos teórico e experimentais.

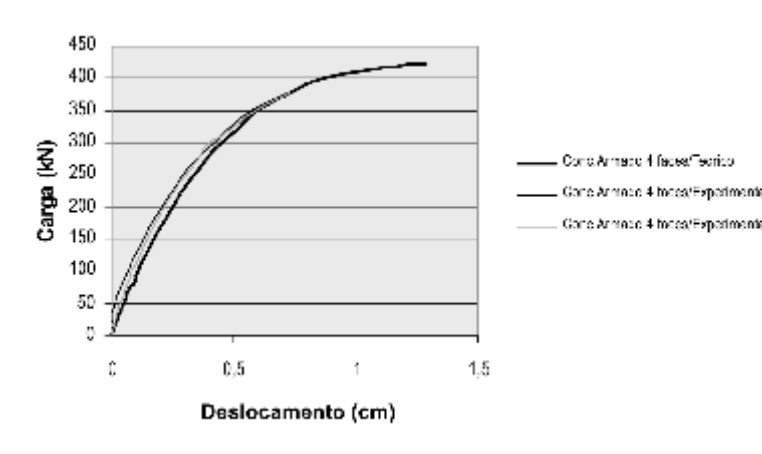


Figura 26 Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces, para a seção central.

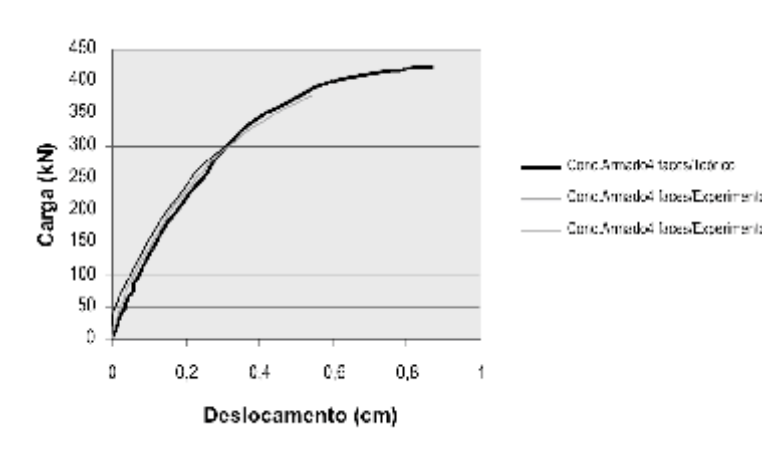


Figura 27 Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces, para a seção do quarto inferior.

Para os pilares reforçados com concreto armado em 3 faces, pôde-se observar que o modelo teórico desenvolvido é mais rígido do que os modelos experimentais, ficando esta diferença mais sensível para cargas mais elevadas, próximas da ruptura. Para os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, verificou-se um desempenho semelhante entre o modelo teórico desenvolvido e os protótipos, quanto aos deslocamentos das seções central e do quarto inferior. Os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes demonstraram um comportamento bastante similar entre um dos modelos experimentais e o modelo teórico. O outro protótipo mostrou-se menos rígido do que o modelo teórico, apresentando, portanto, maiores deslocamentos de suas seções transversais, para um mesmo nível de carga. O mesmo comportamento entre os modelos teórico e experimental foi percebido com relação à carga de ruptura.

As curvas das Figs. 28 e 29, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 21 cm, apresentam um comportamento similar para as seções centrais e do quarto inferior. Os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 38 cm, apresentaram novamente o modelo teórico menos rígido do que os protótipos.

Para este caso de reforço em estudo, as cargas de ruptura, teórica e experimentais, apresentaram-se com maiores diferenças, uma vez que foram percebidos problemas quando da realização dos ensaios, quanto à rotação dos apoios, referenciados anteriormente. Para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, observou-se que os modelos experimentais apresentam uma rigidez maior frente ao modelo teórico. Este comportamento pode ser atribuído aos problemas verificados quanto à rotação dos apoios nestes ensaios. Para estas duas técnicas de reforços, o que se verificou é que em virtude da ineficaz rotação dos apoios, sua vinculação acabou por ser indevida, tornando as seções extremas praticamente engastadas. Logo, para estes pilares, os deslocamentos transversais foram menores do que os esperados devido à menor curvatura do eixo destas peças.

Para os reforços com chapas de aço e parafusos, espaçados de 21 cm, as diferenças entre os modelos teórico e experimentais apresentaram-se minoradas em relação aos deslocamentos da seção central, chegando, para um dos modelos experimentais, apresentar valores bastante próximos aos do modelo teórico.

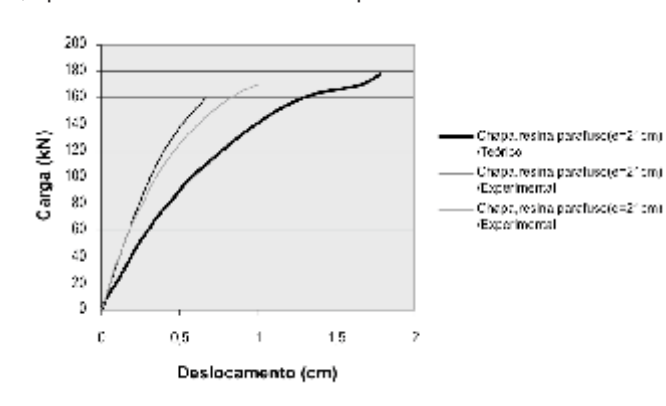


Figura 28 Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=21$ cm), para a seção central.

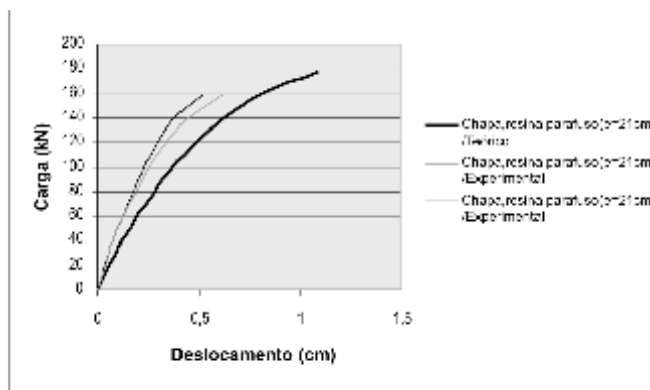


Figura 29 Curvas carga x deslocamento, teórica e experimentais dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=21$ cm), para a seção do quarto inferior.

Os pilares reforçados com perfis metálicos demonstraram um comportamento bastante similar entre os modelos teórico e experimentais. Ressalta-se que um dos modelos experimentais aproximou-se bastante do modelo teórico, já o outro apresentou-se menos rígido do que o modelo teórico.

A partir das curvas carga x deslocamento geradas, sendo que destas algumas foram apresentadas, é possível atestar o bom desempenho dos modelos experimentais frente ao teórico. Assim sendo, para todos os tipos de pilares, testemunhos e reforçados, o que se verificou foi um comportamento bastante semelhante entre os modelos experimentais e teórico. Para alguns casos, sob carregamentos próximos à ruína, as diferenças foram mais acentuadas. A consistência destes resultados pode ser comprovada com a curva comparativa carga x deslocamento para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa e com concreto armado nas 4 faces (Fig. 30). Devido a suas semelhanças geométricas e físicas, seus resultados experimentais são bastante próximos, e estes similares, ainda, aos resultados numéricos.

Da análise das curvas carga x deslocamento comparativas entre os pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces e em 3 faces (Fig. 31), pode-se verificar o desempenho destes tipos de reforços em pilares. Desta forma, apesar dos dois tipos de reforços empregarem a mesma taxa de armadura para seus reforços, os pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces conferem ao pilar uma seção transversal maior, conseqüentemente um índice de esbeltez menor, comparado ao pilar reforçado com concreto armado em 3 faces, proporcionando assim, ao pilar com a seção transversal maior, também uma rigidez mais elevada, para um mesmo nível de carregamento, diminuindo suas deformações e aumentando as cargas de ruptura.

O desempenho dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas e em 2 adjacentes (Fig. 32), permite evidenciar que os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas apresentaram menores deslocamentos de suas seções transversais, em relação ao outro tipo de reforço, ou seja, estes foram mais rígidos, apesar dos dois tipos de reforços utilizarem barras de armadura de mesma característica, bem como em quantidades iguais.

As curvas carga x deslocamento comparativas dos pilares reforçados com chapas de aço fixadas com parafusos, espaçados de 21 cm, com e sem resina epóxi, permitem a realização de diversas considerações. Da análise destas curvas, pode-se verificar que a diferença existente entre os modelos teóricos, para os tipos de reforços estudados, não é muito pronunciada. Isto se deve ao fato dos modelos teóricos considerarem aderência perfeita entre os núcleos dos pilares e as chapas de aço que constituem os reforços, apresentando-se diferenciados somente quanto à resistência à compressão do concreto. Porém, sabe-se experimentalmente que a resina epóxi confere caráter monolítico ao conjunto do reforço, composto das chapas de aço e parafusos, o que proporciona desta forma, deslocamentos transversais e deformações menores, e como consequência cargas de ruptura maiores, quando comparam-se os modelos experimentais com e sem resina epóxi.

Nas curvas da Fig. 33, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 21 cm e de 38 cm, verifica-se novamente que a diferença existente entre os tipos de reforços estudados, para os modelos teóricos, não é muito sensível, consistindo apenas na diferença de resistências à compressão do concreto empregado, de acordo com o exposto anteriormente. Porém, pelo fato dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos, espaçados de 38 cm, terem apresentado problemas nas rotações dos apoios, quando da realização de seus ensaios, a diferenciação entre os protótipos reforçados por meio destas técnicas não atingiu as expectativas. Este comportamento foi verificado para os deslocamentos transversais de suas seções, bem como para com as cargas de ruptura. Para estas últimas, inclusive, apresentou resultados inconsistentes, uma vez que o aumento do espaçamento dos parafusos teria proporcionado acréscimos das cargas últimas.

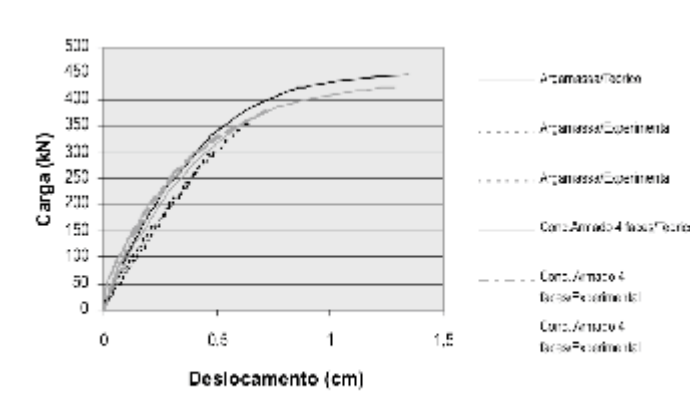


Figura 30 Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais dos pilares reforçados com argamassa com sílica ativa e concreto armado nas 4 faces, para a seção central.

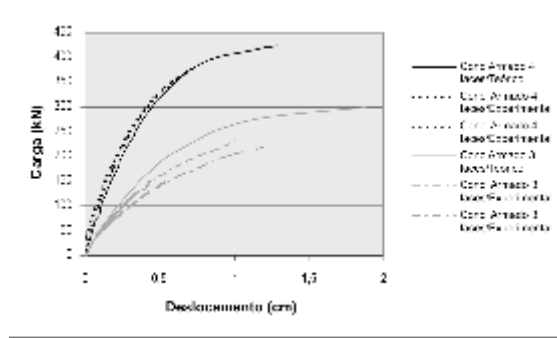


Figura 31 Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais dos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces e com concreto armado em 3 faces, para a seção central.

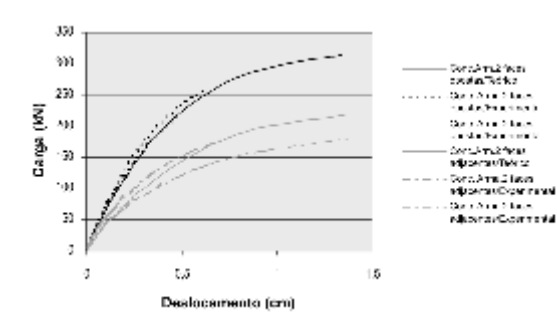


Figura 32 Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais dos pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas e em 2 adjacentes, para a seção central.

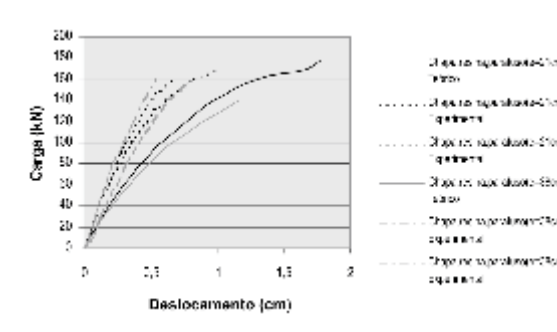


Figura 33 Curvas carga x deslocamento comparativas, teóricas e experimentais dos reforços com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos ($e=21\text{ cm}$) e ($e=38\text{ cm}$), para a seção central.

A análise das curvas carga x deslocamento permite atestar o funcionamento da técnica de reforço com chapas de aço coladas com resina epóxi, comparativamente aos pilares testemunhos. Porém, os pilares reforçados apresentaram deslocamentos transversais de suas seções menores do que os esperados, em virtude da ocorrência de problemas quanto à rotação de seus apoios, alterando a vinculação dos protótipos. Torna-se importante destacar que o modelo teórico empregado considera aderência perfeita entre o núcleo do pilar e as chapas de aço, o que experimentalmente não pôde ser verificado pelos problemas de ensaio já referidos.

Através da comparação dos modelos teóricos para os pilares testemunhos e reforçados com perfis metálicos, verificou-se o bom funcionamento deste técnica de reforço, seja pelo incremento de carga de ruptura proporcionado, ou pelo deslocamento transversal de suas seções (que foi menor) para um mesmo nível de carregamento.

4.2.3. Deformações Medidas nas Armaduras e Elementos do Reforço: Em relação às curvas das Figs. 34 e 35, para os pilares-testemunhos pode-se dizer que o desempenho apresentado pelo modelo teórico foi bastante próximo dos modelos experimentais, afastando-se um pouco junto à carga de ruptura dos modelos.

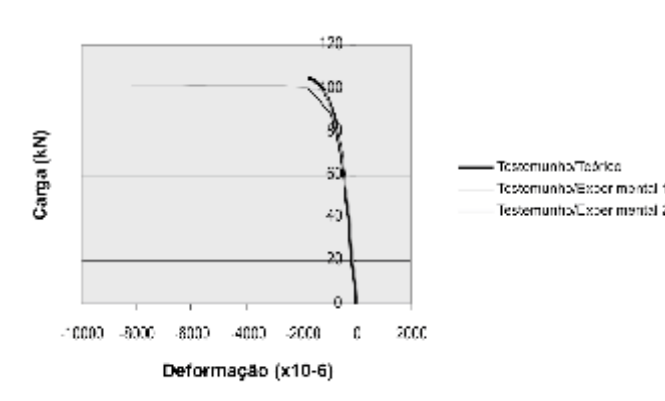


Figura 34 Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras comprimidas dos pilares testemunhos.

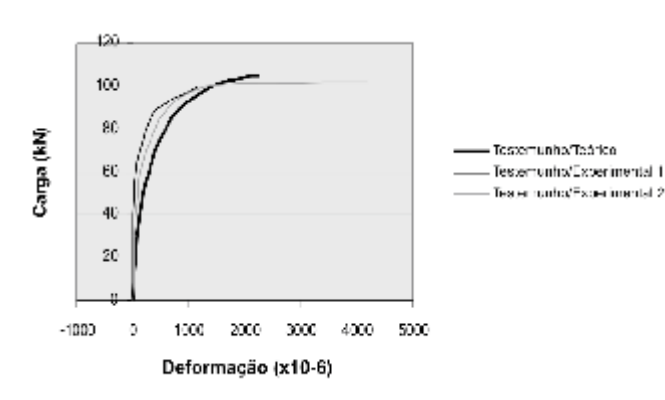


Figura 35 - Deformações, teórica e experimentais, medidas nas armaduras tracionadas dos pilares testemunhos.

Para os pilares reforçados com argamassa com adição de sílica ativa, observou-se um comportamento não muito semelhante entre os modelos teórico e experimentais. Deve-se salientar que mesmo entre os modelos experimentais existem certas divergências. Verificou-se este comportamento no extensômetro posicionado na armadura submetida a esforços de tração, que apresentou uma variabilidade de comportamento entre os dois pilares ensaiados. Este comportamento pode estar relacionado com o funcionamento do extensômetro, ou a problemas quando da instrumentação das barras de armadura ou ainda a falhas nos equipamentos de leitura e transmissão dos dados.

O desempenho apresentado pelos pilares reforçados com concreto armado nas 4 faces é bastante similar entre os modelos teórico e experimentais (Figs. 36 e 37). Para os extensômetros posicionados nas armaduras longitudinais do núcleo e do reforço, sujeitas a esforços de compressão, as curvas teórica e experimentais são praticamente coincidentes.

Os pilares reforçados com concreto armado em 3 faces apresentaram um comportamento similar entre as curvas, teórica e experimentais, para os pilares reforçados, tanto para as armaduras do núcleo quanto para as armaduras do reforço. As curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces opostas, apresentaram características bastante semelhantes entre o modelo teórico e os protótipos. Analisando-se os pilares reforçados com concreto armado em 2 faces adjacentes verificou-se, mais uma vez, que o modelo teórico aproxima-se bastante das medições de deformações dos experimentos. As conformações das curvas, teórica e experimentais, são bastante similares, ressaltando-se que um dos experimentos apresenta medições mais próximas das teóricas, para deformações de compressão do núcleo e do reforço.

Os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 21 cm, apresentaram um comportamento bastante similar entre o modelo teórico e os protótipos, principalmente para as deformações de compressão medidas nas armaduras do núcleo.

Já, para as deformações de tração medidas nas armaduras do núcleo e nas chapas do reforço, verificou-se uma variação um pouco maior entre os protótipos, e entre estes e o modelo teórico.

O comportamento apresentado pelas curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm, vem corroborar os problemas relatados anteriormente, quanto às rotações de seus apoios, tendo sua vinculação alterada. Desta forma, entre os modelos experimentais existe uma correspondência de comportamento das deformações das armaduras do núcleo e das deformações das chapas de aço do reforço. Porém, estas são bastante inferiores em relação às deformações teóricas, para um mesmo nível de carga. Então, os protótipos, por apresentarem menores deformações de suas armaduras e deslocamentos transversais, romperam com cargas maiores comparativamente ao modelo numérico.

O comportamento demonstrado pelos pilares reforçados com chapas de aço e parafusos, espaçados de 21 cm, é similar para os modelos teórico e experimentais, para as armaduras comprimidas do núcleo. Para as armaduras tracionadas do núcleo, os protótipos acompanham a conformação da curva teórica, mesmo que os valores não sejam tão próximos. Já, para as deformações medidas nas chapas de aço dos reforços, verificou-se que tanto para as chapas tracionadas, quanto para as comprimidas, o modelo teórico apresentou valores superiores às deformações experimentais, indicando, desta forma, que teoricamente o reforço teria entrado em carga antes do modelo experimental. Este comportamento é justificado porque o modelo teórico considera aderência perfeita entre o núcleo e o reforço, o que não é verificado pela inexistência de algum elemento que promova esta união, como a resina epóxi, por exemplo.

Para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi, o comportamento das curvas carga x deformação, teórica e experimentais é semelhante ao relatado para os pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm. Desta forma, devido aos problemas envolvendo as rotações dos apoios, os protótipos apresentaram menores deformações para as armaduras do núcleo e para as chapas de aço dos reforços, em comparação com o modelo teórico, para um mesmo carregamento. Com isto, os modelos experimentais romperam com cargas bastante superiores às numéricas.

A observação das curvas carga x deformação, para os pilares reforçados com perfis metálicos, permite referenciar o desempenho similar entre os modelos teórico e experimentais. As medidas de deformações à compressão, para as armaduras do núcleo e para os perfis metálicos, apresentaram uma conformação semelhante com a da numérica. Para as armaduras do núcleo e perfis metálicos, solicitados à tração, os protótipos apresentaram-se um pouco mais divergentes em valores, porém seguem a configuração da curva teórica.

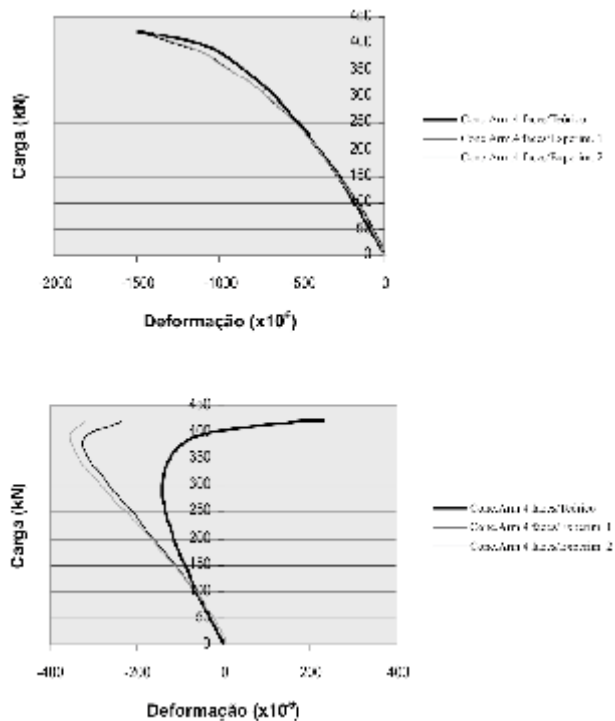


Figura 36 Deformações medidas nas armaduras do núcleo dos pilares reforçados com concreto armado na 4 faces

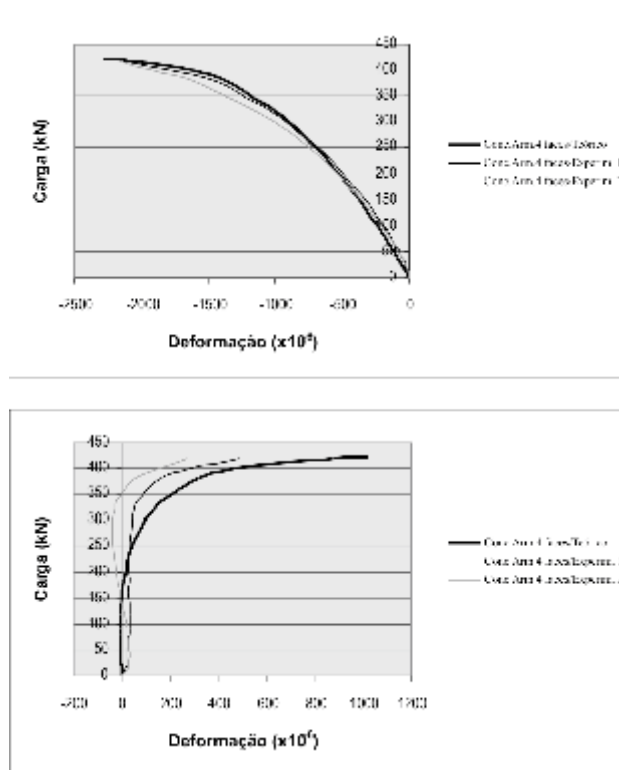


Figura 37 Deformações medidas nas armaduras do reforço dos pilares reforçados com concreto armado na 4 faces.

Considerações finais

Dos resultados apresentados e de suas respectivas análises, pode-se perceber o bom desempenho das técnicas de reforços estudadas, quando comparadas aos pilares testemunhos. Dentre estas técnicas, algumas demonstraram resultados mais expressivos. Cabe ressaltar que, quando forem propostos reforços, os incrementos de carga raramente dobrarão a capacidade suporte de uma estrutura, tornando praticamente todas as técnicas de reforços demonstradas passíveis de serem empregadas.

Para os diversos pilares ensaiados, evidenciou-se um comportamento monolítico entre o núcleo e o reforço dos mesmos, este fato sendo atestado pelo desempenho similar entre as deformações das armaduras destes elementos.

Especificamente para o caso dos pilares reforçados com chapas de aço, os diversos tipos de reforços estudados permitiram a verificação da importância de cada um dos elementos empregados para estas técnicas. Desta forma, o desempenho dos pilares reforçados com emprego de resina epóxi foi superior ao dos pilares sem este. Para os reforços que empregaram a resina epóxi, os deslocamentos transversais apresentaram-se menores e os protótipos entraram em colapso com cargas mais elevadas, conseqüentemente. Este comportamento pode ser justificado pelo fato da resina proporcionar aderência entre o núcleo dos pilares e seus reforços. O emprego de parafusos auto-fixantes deve ser sempre considerado, uma vez que estes elementos diminuem o comprimento de flambagem. Ainda, estes elementos produzem uma segurança maior ao conjunto do reforço, no caso em que este venha ser atingido por temperaturas elevadas.

Para os pilares reforçados com concreto armado percebe-se, também, a influência da execução de reforços em determinadas faces dos protótipos, no que se refere à carga de ruptura, deslocamentos das seções transversais e deformações das suas barras de armadura.

Quanto ao sistema de carga, este demonstrou-se bastante eficaz, proporcionando as cargas necessárias à ruptura dos protótipos. Os aparelhos de apoio apresentaram bom funcionamento quanto às restrições de deslocamento horizontais indesejadas, executadas pelo quadro de rolamentos e estruturas de contenção. Os apoios, superior e inferior, indicaram um funcionamento adequado quanto as suas rotações, para os tipos de pilares ensaiados, excetuando-se os casos dos pilares reforçados com chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos auto-fixantes, espaçados de 38 cm e para os protótipos reforçados com chapas de aço coladas com a mesma resina. Para estes casos, quando da realização de seus ensaios, ocorreram problemas que travaram o sistema de apoio impedindo a perfeita rotação dos apoios, resultando então em valores de cargas de colapso, deslocamentos transversais e deformações não previstos.

Quanto ao modelo proposto teoricamente, pode-se dizer que este retratou muito bem o comportamento refletido pelos protótipos, demonstrado pelo desempenho aproximado entre as cargas de colapso numérico e experimentais, pelas curvas carga x deslocamento e pelas curvas carga x deformação. Desta forma,

conclui-se a eficiência dos procedimentos propostos pela Norma Brasileira NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados - Determinação da composição granulométrica: NBR 7217. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado para concreto: NBR 7211. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland de alta resistência inicial: NBR 5733. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland Determinação da resistência à compressão: NBR 7215. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto Determinação da consistência pelo abatimento do tronco cone: NBR 7223. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos: NBR 5739. Rio de Janeiro, 1994. a

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais metálicos Determinação das propriedades mecânicas à tração: NBR 6152. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738. Rio de Janeiro, 1994. b

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.

CAMPOS FILHO, A. Análise de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão oblíqua. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1982. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CAMPOS FILHO, A. Dimensionamento e verificação de seções poligonais de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua. Porto Alegre, 1996. 48p. Caderno de Engenharia - CE 53/96, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. a

CAMPOS FILHO, A. Verificação da estabilidade de pilares esbeltos de concreto armado. Porto Alegre, 1996. 33p. Caderno de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. b

DAL MOLIN, D.C., KULAKOWSKI, M.P. e SCHULER, A. Durabilidade de reparos e reforços executados com argamassa com adição de microssílica. In: SEMINÁRIO "QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO". Porto Alegre, 1993. Anais...Universidade Federal do rio Grande do Sul, CPGEC-NORIE, Porto Alegre, 1993.

FUSCO, P.B. Estruturas de concreto; solicitações normais, estados limites últimos,

teorias e aplicações. ed. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981. 464p.

HELENE, P.R.L. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. 2a ed. São Paulo: PINI, 1992. 213p.

HOFFMANN, J.R. Pilares esbeltos de concreto armado. Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1979. 186p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

KORDINA, K; RAFLA, K; HJÖRTH, O. Carga limite em peças de concreto armado comprimidas sob a ação de força axial com flexão desviada. Tradução.

NEVILLE, A.M. Properties of concrete. 2a ed., London, Pitman, 1975. 687p.

POPOV, E.P. Resistência dos materiais, Rio de Janeiro, Prentice-Hall do Brasil, 1984. 2a ed. 507p.

SANTOS, B. de O. Aspectos do problema da estabilidade de colunas em concreto armado. Rio de Janeiro, Escola de Engenharia, 1977. 104p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

SANTOS, L.M. dos. Cálculo de concreto armado. São Paulo, ed. LMS, 1983. 2a ed. 409p.

SCHULER, A. Caracterização de argamassas com adições de sílica ativa como material para reparos e reforços de estruturas de concreto armado. Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1998. 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SPERANDIO NETO, E. Pilares esbeltos de concreto armado com seção retangular sujeitos à flexo compressão oblíqua. Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1982. 184p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

TIMOSHENKO, S.P. Theory of plates and shells. 2a ed. New York, Mc Graw-Hill, 1959. 580p.

TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J.N. Theory of elasticity. 3a ed., New York, Mc Graw-Hill, 1970. 567p.

TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.M. Theory of elastic stability. 2a ed. New York, Mc Graw-Hill, 1961. 541p.

WOLF, J. Estudo sobre a durabilidade de concretos de alta resistência com adição de microssílica. Porto Alegre, 1991. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.