

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

**ESTUDO DO DESEMPENHO DE UM NOVO ENSAIO NA DEFINIÇÃO DE
PARÂMETROS REFERENTES À LIGAÇÃO ENTRE CONCRETOS E À
RECUPERAÇÃO LOCALIZADA DE PILARES**

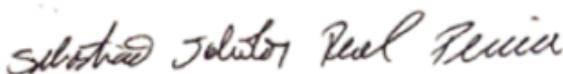
Élvio Mosci Piancastelli

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Doutor em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:



Prof. Dr. Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco
TAU-ARQUITETURA-UFMG (Orientador)



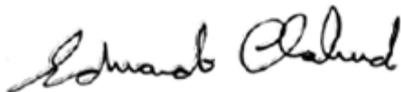
Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES-UFMG (Coorientador)



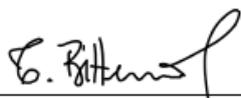
Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES - UFMG



Prof. Dr. Ney Amorim Silva
DEES - UFMG



Prof. Dr. Eduardo Chahud
DEMC - UFMG



Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt
USP

Belo Horizonte, 30 de abril de 2020

P581e	<p>Piancastelli, Elvio Mosci. Estudo do desempenho de um novo ensaio na definição de parâmetros referentes à ligação entre concretos e à recuperação localizada de pilares [recurso eletrônico] / Elvio Mosci Piancastelli. - 2020. 1 recurso online (xxviii, 337 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco. Coorientador: Sebastião Salvador Real Pereira.</p> <p>Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Bibliografia: f. 330-337. Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Colunas - Teses. 3. Concreto - Teses. 4. Ensaio - Teses. I. Mantilla Carrasco, Edgar Vladimiro. II. Pereira, Sebastião Salvador Real. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	---

DEDICATÓRIA

**À minha esposa Cláudia e aos meus filhos Sabrina, Artur e Olavo,
dedico este trabalho.**

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não teria chegado ao seu término não fosse o apoio e colaboração de várias pessoas, que, de uma forma ou outra, me deram condições de desenvolvê-lo.

Quero agradecer, aqui, àqueles cujo agradecimento pessoal não foi, a meu ver, suficiente para externar minha gratidão:

Ao Prof. Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco e ao Prof. Sebastião Salvador Real Pereira, que, mais do que orientadores competentes, foram companheiros e amigos;

À MC-Bauchemie Brasil, na pessoa do Eng^o. Pietro Araugio, seu Representante Comercial em Minas Gerais, pela doação da argamassa graute e do plastificante utilizados na pesquisa;

À Chefia do Departamento de Engenharia de Estruturas da EEUFMG, à Coordenação e Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, e à Coordenação do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, pela infraestrutura e apoio recebidos;

Aos Técnicos do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, Geraldo Evaristo da Silva, Afonso Geraldo da Silva, Heron Freitas Resende, Luiz Carlos Silva, José Liberato Simeão e Gabriel Rocha Passos, pelo inestimável auxílio prestado nas etapas experimentais da pesquisa;

Ao caro aluno de Iniciação Científica, Rômulo Godinho Stockler Barbosa, pelo fundamental auxílio no tratamento dos corpos de prova e grauteamento das luvas;

Ao Técnico Ricardo Antônio Barbosa, do Departamento de Engenharia de Materiais e de Construção, pelos ensaios de módulo de finura das areias;

À Fátima Aparecida de Carvalho, Iracema Alves Torres e Lucíola Maria Canedo Alves, colegas e amigas da secretaria do Departamento de Engenharia de Estruturas da EEUFMG, pelo incentivo e apoio administrativo;

À Juliana Xavier de Castro e Patrícia Aparecida da Silva, colegas e amigas da secretaria do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da EEUFMG, pelas orientações relativas às questões burocráticas e logísticas do programa.

À Profa. Jacqueline Maria Flor, além da grande amizade, pelo apoio e auxílio em diversos momentos da fase experimental, e, principalmente, pela leitura e comentário do texto da tese;

Ao Prof. Eng^o José de Miranda Tepedino (in memoriam), pelos ricos ensinamentos, principalmente, aos referentes à Filosofia da Engenharia Estrutural, transmitidos com a simplicidade e a segurança dos grandes;

Ao Eng^o Sinval Silva Júnior, um verdadeiro mestre na arte da vida, que, com modéstia e sabedoria, indica-nos caminhos, nos faz ver dons e acreditar na própria capacidade;

À minha esposa Cláudia, além do amor e carinho, pela compreensão e paciência ao ver seu lar transformado numa verdadeira marcenaria;

Aos meus filhos, Sabrina, Artur e Olavo, pelo amor, incentivo e crença na minha capacidade;

À minha irmã Beatriz e aos meus demais familiares, pelo interesse e incentivo ao trabalho que desenvolvia;

À todos aqueles que me esqueci de, aqui, agradecer, peço minhas sinceras desculpas.

“A imaginação é mais importante que o conhecimento, pois o conhecimento é limitado e a imaginação envolve o mundo.”

Albert Einstein.

Navalha de Ockham (ou Occam), ou Lei da Parcimônia:

“A explicação para qualquer fenômeno deve pressupor a menor quantidade de premissas possível”.

William of Ockham

RESUMO

Para a pesquisa apresentada neste trabalho foi proposto investigar a capacidade de um novo ensaio - Ensaio de Luva - de fornecer dados referentes à ligação (aderência e atrito) entre o concreto de pilar existente (concreto velho) e o concreto que será utilizado na sua recuperação (concreto novo), e, também, informações referentes à armadura transversal de cintamento (hélices helicoidais ou estribos soldados), instaladas nas luvas, que permitam orientar projetos de recuperação que utilizem a técnica de encamisamento com concreto armado, destacadamente, o encamisamento localizado. Os experimentos foram divididos em oito séries, diferenciadas pela resistência nominal do concreto (20 ou 30 MPa); pela dimensão do agregado graúdo (brita 00 ou brita 1); pela altura de contato concreto velho - concreto novo (10, 14 ou 17,5 cm); além da geometria da seção transversal do corpos de prova (circular ou quadrada) e presença, ou não, de armadura longitudinal nos mesmos. Em cada uma das oito séries, além dos Ensaio de Luva, foram executados ensaios, seguindo normas da ABNT, para caracterização dos concretos velho e novo (resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade). As cargas teóricas de ruptura dos corpos de prova das oito séries foram calculadas utilizando-se formulações preconizadas, pela NBR 6118-1980, para pilares cintados. Elas foram comparadas com as cargas de ruptura de ensaio, tendo-se observado correlações que indicam poderem ser utilizadas, com as devidas adequações, no projeto de recuperação de pilares por encamisamento localizado. Em quatro séries, foram executados, ainda, Ensaio de Cisalhamento Inclinado, ou Slant Shear Test, em corpos de prova cilíndricos ($\phi=9,8\text{cm}$ e $h=20\text{ cm}$) com ângulos de inclinação iguais a 45° ; $52,5^\circ$; 60° e 75° . Na data dos ensaios das oito séries, o concreto velho tinha idade entre 461 e 573 dias e o concreto novo (graute), 7 dias de idade. Valores referentes à aderência e ao atrito entre o concreto velho e o novo foram obtidos dos resultados dos Ensaio de Luva, segundo formulação teórica desenvolvida especificamente para eles. Com relação aos Ensaio de Cisalhamento Inclinado, as formulações teóricas já estavam bem definidas pela literatura. Comparação entre os valores obtidos pelos dois ensaios, com as devidas considerações referentes aos modos de ruptura dos corpos de prova, mostrou que os Ensaio de Luva apresentam a vantagem, de poderem, com uma única geometria do corpo de prova, definir ângulos de atrito com valores dos mais baixos aos mais elevados (acima de 75°). Os elevados valores encontrados, pelos Ensaio de Luva, para os ângulos de atrito ($74,2^\circ$ a $78,4^\circ$,

excepcionalmente, 82,8°) entre concreto velho e concreto novo foram confirmados, qualitativamente, pelos Ensaio de Cisalhamento Inclinado, pois, nesses, as rupturas dos corpos de prova ocorreram, basicamente, até mesmo para ângulo de inclinação de 75°, de forma monolítica, ou seja, fora da face inclinada de escorregamento, fato que impediu a definição confiável de valores para a aderência e atrito por meio deste ensaio. Outra vantagem do Ensaio de Luva refere-se ao fato de levar em conta, implicitamente, as diferenças entre valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos dois concretos envolvidos (velho e novo). Convém ressaltar, entretanto, que a definição da aderência e do atrito, pelo Ensaio de Luva, exige a definição, *a priori*, da resistência à tração do concreto novo. Na pesquisa, tal resistência foi obtida por meio do Ensaio de Compressão Diametral (Ensaio Brasileiro). Importante e adicional vantagem do Ensaio de Luva é auxiliar a definição da armadura transversal da luva (armadura de cintamento), capaz de levar a tensão de ruptura do corpo de prova ao patamar exigido pelo projeto de recuperação localizada de pilares. Com base nos resultados dos Ensaio de Luva, foram elaborados projetos de recuperação localizada de dois modelos de pilar de concreto armado, com seções transversais de 15x15 cm e 20x20 cm, apresentando perda total de capacidade resistente em trecho de 5 cm no seu terço médio. Para cada modelo, foi ensaiado um pilar com a seção original (pilar original) e outro com seção seccionada e recuperada por luva de encamisamento (pilar recuperado). Nos ensaios dos pilares recuperados, das duas seções transversais, a ruptura ocorreu fora da luva de recuperação, não tendo sido constatado qualquer deslocamento relativo entre a luva e o pilar recuperado. Tais fatos indicam que recuperações localizadas de pilares, podem ser executadas com eficiência e segurança e que a metodologia de cálculo adotada, fundamentada nas expressões de cintamento deduzidas, pode ser utilizada neste tipo de projeto, até que novas pesquisas permitam a definição de metodologia mais refinada. Portanto, com os resultados dos experimentos da pesquisa desenvolvida pôde-se concluir que o Ensaio de Luva é capaz de fornecer dados suficientemente seguros tanto em relação à ligação (aderência e atrito) entre concretos velho e novo, quanto à armadura de cintamento necessária para garantia de comportamento eficiente de encamisamentos localizados de pilares.

Palavras-chave: ligação entre concretos velho e novo, recuperação localizada de pilares, aderência e atrito entre concretos, ensaio de luva para concretos.

ABSTRACT

The research presented in this report proposed to investigate the capability of a new test - the Sleeve Test - to provide data regarding bond (both adhesion and friction) between concrete of an existing reinforced concrete column (old concrete) and concrete that will be used in its recovery (new concrete), as well as information regarding sleeve transverse reinforcement (helical reinforcement/spirals or welded hoop reinforcement/ties) that can guide recovery designs using the reinforced concrete jacketing technique, especially the localized jacketing. The experiments were divided into eight series, distinguished by the nominal concrete compressive strength (20 or 30 MPa); by the size of coarse aggregate (gravel 00 or gravel 1); by the height of old-new concrete interface (10, 14 or 17.5 cm); as well as the specimen cross-sectional geometry (circular or square) and, finally, by the presence or absence of longitudinal reinforcement in them. For each series, in addition to the Sleeve Tests, tests were performed according to ABNT standards, for the characterization of both old and new concrete mechanical properties (compressive strength, tensile strength and modulus of elasticity). The theoretical tensile rupture loads of the eight series were calculated using formulations recommended by ABNT NBR 6118:1980 for confined columns and compared to the experimental rupture loads. The observed correlations indicate that rupture load values theoretically estimated can be used, with appropriate adaptations, in the design of repaired columns by localized reinforced concrete jacketing. In four series, Slant Shear Tests were also performed on cylindrical test specimens (9,8 cm in diameter and 20 cm in height) inclined at angles of 45°; 52.5°; 60° and 75°. By the test date of each one of the eight series, the age of old concrete ranged between 461 and 573 days and the age of new concrete (grout) was always 7 days. Experimental values for the adhesion and friction between old and new concrete were obtained from the Sleeve Test results, according to a theoretical formulation specifically proposed for them. Regarding the Slant Shear Tests, the theoretical formulation has already been well defined in the literature. Comparison between experimental results obtained from both tests, with appropriate considerations to the specimen rupture modes, showed that, by using a single specimen geometry, the Sleeve Test presents the advantage of providing friction angles ranging from the lowest to the highest (above 75°) values. The high values for the friction angles (74.2° to 78.4°, exceptionally, 82.8°) between old and new concretes obtained by using the Sleeve Test were qualitatively corroborated by the results obtained from

the Slant Shear Test because, by using this later method, the rupture of specimens occurred basically, even for a slope angle of 75° , in a monolithic manner, i.e, outside the slip inclined plane, a fact that prevented a reliable definition of values for adhesion and friction by means of this test. Another advantage of the Sleeve Test is that it implicitly takes into account the difference between values for modulus of elasticity and Poisson ratio of old and new concretes. However it should be emphasized that the definition of adhesion and friction by means of the Sleeve Test requires *a priori* the definition of the new concrete tensile strength. In this research, such resistance was obtained by means of the Splitting Tensile Strength Test (Brazilian Test). One additional and important advantage of the Sleeve Test is to provide support to the definition of sleeve transverse reinforcement (confinement reinforcement) that is capable of rising the specimen rupture stress up to the level required by the column repair design. Based on Sleeve Tests results, the localized recovery design was proposed for two different reinforced concrete column models (15x15 cm and 20x20 cm in cross-sectional dimension) presenting a total loss of resistant capacity in 5 cm in its mid third length. For each model, two columns were tested: one with its original cross section (original column) and another with its original cross section totally damaged and recovered by applying the reinforced concrete jacketing sleeve (recovered column). The tests performed with both recovered columns showed that the rupture occurred outside the jacketing sleeve and no relative displacement between the sleeve and the recovered column was observed. These facts indicate not only that column localized recovery by reinforced concrete sleeve jacketing can be efficiently and safely executed but also that the adopted calculation methodology based on the confinement reinforcement expressions deduced from the Sleeve Test results can be used in this type of design, until further research allows the definition of a more refined methodology. Therefore, based on the results obtained from this experimental research, it can be concluded that the Sleeve Test is capable to provide sufficiently reliable data related to the bond (both adhesion and friction) between old and new concrete, as well as to the confinement reinforcement necessary to guarantee efficient behavior of localized recovery of columns by using reinforced concrete sleeve jacketing.

Keywords: bond between old and new concrete, localized recovery of columns, adhesion and friction between concretes, sleeve test for concretes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Corpo de Prova Típico do Ensaio de Luva	4
Figura 1.2- Algumas Geometrias de Pilares e de Encamisamentos	6
Figura 1.3 - Posição e Extensão de Encamisamentos.....	6
Figura 1.4 - Métodos de Caracterização da Ligação Entre Concretos - Harris et al. (2015).....	9
Figura 1.5 - Geometria do Pilar Recuperado - Modelo 15x15.	13
Figura 2.1 - Métodos de Caracterização da Aderência Entre Concretos - Harris et al. (2015)	19
Figura 2.2 - Geometria do Corpo de Prova do Ensaio de Luva.....	19
Figura 2.3 - Corpo de Prova - ASTM C882-78 - <i>Slant Shear Test</i>	20
Figura 2.4 - Definição de Modelo e Corpo de Prova.....	22
Figura 2.5 - Entrada e Saída de Carga nos Corpos de Prova.....	24
Figura 2.6 - Corpos de Prova da Fig. 2.5 - Ilustração.....	25
Figura 2.7 - Teste de Tração por Flexão - Helene (1981)	26
Figura 2.8 - Teste de Cisalhamento (A) e <i>Slant Shear</i> (B) - Helene (1981)	26
Figura 2.9 - Testes de Tração - Clímaco (1991).....	30
Figura 2.10 - Testes de Cisalhamento - Clímaco (1991).....	30
Figura 2.11 - Teste de Flexão - Clímaco (1991).....	30
Figura 2.12 - Métodos de Caracterização da Aderência Entre Concretos - Harris et al. (2015)	33
Figura 2.13 - Métodos de Caracterização de Aderência - Harris, et al. (2015).....	34
Figura 2.14 - Tipos de Tratamento da Superfície de Deslizamento - Harris et al. (2015)	34
Figura 2.15 - Corpo de Prova do Novo Ensaio.....	37
Figura 2.16 - Tipos de Superfícies do Concreto do Substrato.....	37
Figura 2.17 - Pilar Original e Reforços com Concreto Tipo 1 a 3 - Geometria e Características	40
Figura 2.18 - Reforços Metálicos Tipo 4 a 6 -Geometria e características	41
Figura 2.19 - Pilar Original e Recuperações Tipo 7 e 8 - Geometria e Características.....	42
Figura 2.20 - Recuperações Tipo 9 e 10 - Geometria e Características	43
Figura 2.21 - Detalhes das Formas e Armaduras da Série 1.....	49
Figura 2.22 - Detalhes das Formas e Armaduras da Série 2.....	49
Figura 2.23 - Montagem das Armaduras de Reforço dos Modelos a Serem Pré-Carregados..	50
Figura 2.24 - Disposição das Armaduras de Reforço da Segunda Etapa	51

Figura 2.25 - Fôrma para Concretagem das Camisas de Reforço dos Modelos.....	51
Figura 2.26 - Armadura dos Pilares de Referência.....	52
Figura 2.27 - Modelo S1EST1, após o ensaio, e modelo S1EST1PRE.....	54
Figura 2.28 - Modelo S1EST2PRE e Modelo S2EST1PRE	54
Figura 2.29 - Modelo S3C e Modelo S3Q.....	55
Figura 2.30 - (a), (b) Espécimes com Carga Axial em Toda a Seção Transversal (série C); (c), (d) Espécimes com Carga Axial Apenas Sobre a Coluna de Base (Série L)	59
Figura 2.31 - Armaduras (barras e telas soldadas) entre os Moldes e.....	59
Figura 2.32 - Fratura em Espiral e Flambagem das Barras Longitudinais de Espécime Reforçado com Concreto Armado com Vergalhões.....	60
Figura 2.33 - Armadura em Barras Chatas (PCS) Usada para Reforçar Camisas de Concreto.....	60
Figura 2.34 - Fratura Transversal do Reforço PCS - Final do Ensaio.....	61
Figura 2.35 - Dimensões e Detalhes da Armadura do Espécime de Controle (Pilar Original)	63
Figura 2.36 - Estágios de Preparação das Camisas de Ferrocimento do Reforço	64
Figura 2.37 - Esquema da Instrumentação dos Espécimes.....	64
Figura 2.38 - Instrumentação e Montagem do Ensaio.....	65
Figura 2.39 - Modo de Falha Típica dos Espécimes Reforçados Sem Pré-Carregamento.....	66
Figura 2.40 - Modo de Falha Típica dos Espécimes Reforçados Com Pré-Carregamento	66
Figura 2.41 - Seção Transversal e Vista 3D da Coluna Encamisada	69
Figura 2.42 - Resultados Experimentais de Takeuti et al. (2008) e Resultados Teóricos	70
Figura 2.43 - Resultados Experimentais de Mander et al. (1998) e Resultados Teóricos.....	70
Figura 3.1 - Corpo de Prova Quadrado do Ensaio de Luva e Modelo do Ensaio de Pilar	73
Figura 3.2 - Análise da Tensão em Cilindros de Parede Fina	81
Figura 3.3 - (A) Compressão Longitudinal e (B) Tração Radial.....	84
Figura 3.4 - Tubos de Parede Grossa - Tensões Tangenciais e Radiais	89
Figura 3.5 - Tubos de Parede Grossa - Tensão Tangencial Uniforme Equivalente	90
Figura 3.6 - Tubos de Parede Grossa - Tensões Atuantes na Seção Transversal	91
Figura 3.7 - Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI) - Forma Geométrica do CP	92
Figura 3.8 - Exemplo de Gráfico de Ensaio de Cisalhamento Inclinado (SST).....	94
Figura 3.9 - Corpo de Prova Típico do Ensaio de Luva	95
Figura 3.10 - Tensão Transversal de Confinamento (σ_h) e Tensão de Cisalhamento entre.....	95
Figura 3.11 - CP do Ensaio de Luva - Dimensões e Tensões.....	96
Figura 3.12 - Corpo de Prova do Ensaio de Luva	100

Figura 3.13 - Introdução de Carga em Área Reduzida.....	100
Figura 3.14 - CP Monolítico e CP do Ensaio de Luva	101
Figura 3.15 - Valor do esforço de fendilhamento ($z_y=z_z$) referido à carga p, e distância x/d dos pontos $\sigma_{y,max}$ e $\sigma_y = 0$ ao bordo superior no eixo e na face de um prisma de seção quadrada.	102
Figura 3.16 - Tensões de fendilhamento no eixo de uma peça cilíndrica carregada axialmente	103
Figura 4.1 - Procedimentos para Determinação do Módulo de Finura das Areias.....	105
Figura 4.2 - Ensaio de Tração em Barras ϕ 4.2mm e ϕ 8 mm.	110
Figura 4.3 - Armaduras em Hélice - Cintamentos dos Ensaio de Luva.....	111
Figura 4.4 - Armadura de Pilar Original e de Pilares Recuperados (pilaretes)	111
Figura 4.5 - Hélices (MR15x15) ou Estribos Soldados (MR20x20) e Armaduras Externas .	112
Figura 4.6 - Ensaio de Luva - Armaduras de Cintamento em Tela	112
Figura 4.7 - Equipamento para Corte e Lixamento de Tubo de PVC de 200mm	113
Figura 4.8 - Equipamento para Corte e Lixamento de Tubo de PVC de 100mm	114
Figura 4.9 - Serra circular para corte de MDF e Bancada de corte de isopor.	114
Figura 4.10 - Moldes PVC ϕ 19,2 x 38cm do EL (foto esq.) e ϕ 14,4 x 38cm do EL (foto dir.).	114
Figura 4.11 - Moldes Quadrados em MDF dos EL - 15x15 x 37,5cm (os dois à esquerda, nas duas fotos) e 20x20 x 37,5cm.....	115
Figura 4.12 - Moldes do ECI - ϕ 9,6 x 20cm (45°, 52,5° e 60°) e 9 x 8,7 x 34,6cm (75°) - para o concreto velho (foto esq.) e para o concreto novo (foto dir.).	115
Figura 4.13 - Formas para o Concreto Velho dos Pilares e Pilaretes dos Ensaio de Pilar (EP)	115
Figura 4.14 - Formas para o Concreto Novo (Graute) dos Modelos Recuperados dos EP....	116
Figura 5.1 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECC das Séries 1 a 4.	120
Figura 5.2 - Geometria dos CPs Cilíndricos e Prismáticos dos ECC.....	121
Figura 5.3 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECC das Séries 5 a 8.	121
Figura 5.4 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECI (ou SST).....	122
Figura 5.5 - CPs Mistos dos Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI ou SST)	122
Figura 5.6 - Os Seis Tipos de CPs dos Ensaio de Luva	123
Figura 5.7 - Códigos de Identificação dos CPs dos EL das Séries 1 a 4.	124
Figura 5.8 - Códigos de Identificação dos CPs dos EL das Séries 5 a 6.	125

Figura 5.9 - Códigos de Identificação dos CPs dos EL das Séries 7 a 8.	125
Figura 6.1 - Áreas de Cálculo das Tensões Experimental de Ruptura e Teórica de Ruptura.	132
Figura 7.1 - Moldes para CPs do EL (esquerda) e do ECI (direita).	137
Figura 7.2 - Moldagem do Concreto Velho de CPs do ECI.	139
Figura 7.3 - Cura do Concreto Velho de CPs do ECI.	139
Figura 7.4 - CPs de 52,5°, 45° e 60° do ECI Após Desmoldagem.	139
Figura 7.5 - Saturação dos corpos de prova em água (24 horas).	141
Figura 7.6 - Imersão dos CPs em ácido muriático (solução 15%) por período de 5 horas	141
Figura 7.7 - Lavagem após ataque ácido e escovação para retirada da argamassa desagregada	142
Figura 7.8 - Imersão em solução neutralizante - $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 142	142
Figura 7.9 - CPs de Brita 00 Após o Apicoamento Químico. No centro, 142	142
Figura 7.10 - - CPs de Brita 1 Após o Apicoamento Químico. 143	143
Figura 7.11 - Alongamento das Hélices para os Passos de Projeto. 144	144
Figura 7.12 - Fixação Final com Adesivo de Cianocrilato e Bicarbonato de Sódio. 145	145
Figura 7.13 - Hélices Acabadas. Na figura à direita, podem-se observar as telas de cintamento.	145
Figura 7.14 - Corte das Telas e Confeção dos Ganchos da Ancoragem por Traspasse. 145	145
Figura 7.15 - Dobramento das Telas. 146	146
Figura 7.16 - Telas Acabadas. 146	146
Figura 7.17 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Vista Geral e Alinhamento-Verticalidade dos CPs.	148
Figura 7.18 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforço 10-20. 148	148
Figura 7.19 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforço 10-15 e ECI (SST). 149	149
Figura 7.20 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforço 10-15. 149	149
Figura 7.21 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforços 10-20 (esq.) e Reforços 10-15 e ECI (dir.) Preparo Completo para Concretagem.	150
Figura 7.22 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Cura dos CPs. 150	150
Figura 7.23 - Procedimentos Séries 5 e 6 - Reforço 10-20 - L=10 cm e L= 14 cm. 151	151
Figura 7.24 - Procedimentos Séries 7 e 8 - Preparo, Moldagem e Desforma. 152	152
Figura 7.25 - Corpo de Prova Típico do Ensaio de Luva 153	153
Figura 7.26 - Série 2 - Ensaio de Compressão Normal. 155	155
Figura 7.27 - Série 2 - Ensaio de Compressão Diametral. 155	155

Figura 7.28 - Série 2 - Ensaios de Módulo de Elasticidade (dois dos seis ensaiados).....	156
Figura 7.29 - Série 2 - Ensaios de Cisalhamento Inclinado - 1ª Parte.....	156
Figura 7.30 - Série 2 - Ensaios de Cisalhamento Inclinado - 2ª Parte.....	156
Figura 7.31 - Série 2 - Ensaios de Luva - 1ª Parte.....	157
Figura 7.32 - Série 2 - Ensaios de Luva - 2ª Parte.....	157
Figura 7.33 - Série 2 - Ensaios de Luva - 3ª Parte.....	157
Figura 7.34 - Série 2 - Ensaio de Luva - Corpo de Prova R-10/20 - Hint-T.....	158
Figura 7.35 - Séries 7 e 8 - Ensaio de Luva - Corpo de Prova R-10/20 - Hint.....	159
Figura 8.1 - Os Seis Tipos de CPs dos Ensaios de Luva das Oito Séries.....	163
Figura 8.2 - Série 1 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	165
Figura 8.3 - Série 1 - Deslocamentos Relativos.....	165
Figura 8.4 - Série 1 - Tensões de Ruptura.....	166
Figura 8.5 - Série 2 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	167
Figura 8.6 - Série 2 - Deslocamentos Relativos.....	167
Figura 8.7 - Série 2 - Tensões de Ruptura.....	168
Figura 8.8 - Série 3 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	169
Figura 8.9 - Série 3 - Deslocamentos Relativos.....	169
Figura 8.10 - Série 3 - Tensões de Ruptura.....	170
Figura 8.11 - Série 4 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	171
Figura 8.12 - Série 4 - Deslocamentos Relativos.....	171
Figura 8.13 - Série 4 - Tensões de Ruptura.....	172
Figura 8.14 - Série 5 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	173
Figura 8.15 - Série 5 - Deslocamentos Relativos.....	173
Figura 8.16 - Série 5 - Tensões de Ruptura.....	174
Figura 8.17 - Série 6 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	175
Figura 8.18 - Série 6 - Deslocamentos Relativos.....	175
Figura 8.19 - Série 6 - Tensões de Ruptura.....	176
Figura 8.20 - Série 7 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	177
Figura 8.21 - Série 7 - Deslocamentos Relativos.....	177
Figura 8.22 - Série 7 - Tensões de Ruptura.....	178
Figura 8.23 - Série 8 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva.....	179
Figura 8.24 - Série 8 - Deslocamentos Relativos.....	179
Figura 8.25 - Série 8 - Tensões de Ruptura.....	180

Figura 8.26 - Séries 3 e 7 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	181
Figura 8.27 - Séries 3 e 7 - Tensões de Ruptura.....	182
Figura 8.28 - Séries 4 e 8 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	183
Figura 8.29 - Séries 4 e 8 - Tensões de Ruptura.....	184
Figura 8.30 - Séries 1 e 3 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	185
Figura 8.31 - Séries 1 e 3 - Tensões de Ruptura.....	186
Figura 8.32 - Séries 2 e 4 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	187
Figura 8.33 - Séries 2 e 4 - Tensões de Ruptura.....	188
Figura 8.34 - Séries 1 e 2 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	189
Figura 8.35 - Séries 1 e 2 - Tensões de Ruptura.....	190
Figura 8.36 - Séries 3 e 4 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	191
Figura 8.37 - Séries 3 e 4 - Tensões de Ruptura.....	192
Figura 8.38 - Séries 5 e 6 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	193
Figura 8.39 - Séries 5 e 6 - Tensões de Ruptura.....	194
Figura 8.40 - Séries 7 e 8 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva...	195
Figura 8.41 - Séries 7 e 8 - Tensões de Ruptura.....	196
Figura 9.1 - Gráfico “ σ ” versus “ τ ” - Série 1 -EL.....	208
Figura 9.2 - Gráfico “ σ ” versus “ τ ” - Série 2 -EL.....	208
Figura 9.3 - Gráfico “ σ ” versus “ τ ” - Série 3 -EL.....	209
Figura 9.4 - Gráfico “ σ ” versus “ τ ” - Série 4 -EL.....	209
Figura 9.5 - CPs com Inclinação de 75° e 80°	213
Figura 9.6 - Variações do CP Inferior do Ensaio de Luva	214
Figura 9.7 - Ensaio de Luva - CP Inferior Confeccionado com Isopor.....	215
Figura 9.8 - Ensaio de Luva Simples - CP Único de CV	215
Figura 10.1 - Série 5 - Deslocamentos Relativos CV-CN.....	247
Figura 10.2 - Série 6 - Deslocamentos Relativos CV-CN.....	247
Figura 11.1 - Posição Relativa da Anomalia nos Pilares Recuperados.....	254
Figura 11.2 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Formas	256
Figura 11.3 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Armação.....	256
Figura 11.4 - Pilar Original - Modelo 20x20 - Formas	257
Figura 11.5 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Armação.....	257
Figura 11.6 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Luva de Encamisamento - Formas.....	259
Figura 11.7 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Luva de Encamisamento - Armação	259

Figura 11.8 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Luva de Encamisamento - Formas.....	260
Figura 11.9 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Luva de Encamisamento - Armação	260
Figura 11.10 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECC dos Dois Modelos de Pilar.....	261
Figura 12.1 - Pilares Originais - Seções Prismáticas Reais e Circulares Fictícias Equivalentes	265
Figura 12.2 - Pilares Recuperados - Seções Transversais das Luvas	271
Figura 12.3 - Pilares Recuperados - Luvas - Contatos entre o CV e CN	275
Figura 12.4 - Pilares Originais - Seções Prismáticas Reais e Circulares Fictícias Equivalentes	276
Figura 13.1 - Detalhes do Contato Barras Longitudinais com a Forma.....	281
Figura 13.2 - Pré-moldagem do Concreto - Preparo das Formas e Armaduras.....	282
Figura 13.3 - Moldagem e Cura do Concreto - Pilar Original e Pilaretes.	282
Figura 13.4 - Desforma - Pilar Original e Pilaretes dos Pilares-Recuperados.	283
Figura 13.5 - Detalhe das Extremidades das Barras Longitudinais Faceando o Concreto.....	283
Figura 13.6 - Pilaretes após apicoamento químico.....	284
Figura 13.7 - Armaduras da Luva do Pilar Recuperado do Modelo 15x15.....	286
Figura 13.8 - Armaduras da Luva do Pilar Recuperado do Modelo 20x20.....	286
Figura 13.9- Modelo Recuperado do Pilar 15x15	288
Figura 13.10 - Modelo Recuperado do Pilar 20x20	288
Figura 13.11 - Modelos Típicos dos Ensaios de Pilar - Original e Recuperado.....	289
Figura 13.12 - Pilares Originais dos Modelos 20x20 e 15x15 - Pré-Ensaio	290
Figura 13.13 - Pilar Original - Modelo 20x20 - Pós-Ensaio	291
Figura 13.14 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Pós-Ensaio	292
Figura 13.15 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Pré-Ensaio	293
Figura 13.16 - Pilar Recuperado Modelo 15x15 - Pré-Ensaio	293
Figura 13.17 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Pós-Ensaio.....	294
Figura 13.18 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Pós-Ensaio.....	295
Figura 14.1 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Arestas do Contato Pilar-Luva.....	299
Figura 14.2 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Arestas do Contato Pilar-Luva.....	299
Figura 15.1 - Metodologia para Cálculo do Coeficiente de Atrito (f) e da Aderência (c).	305
Figura 15.2 - Seções Transversais de Pilar Original e de Pilar Recuperado	310
Figura 15.3 - Definição do Diâmetro do Núcleo Fretado do Pilar (d_i)	313
Figura 15.4 - Pilar Recuperado - Vista e Seções Real e Fictícia -.....	316

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 (original) - Resultados Referentes aos Dez Tipos de Intervenção.....	44
Tabela 2.2 - Séries dos Ensaios de Longa Duração.....	48
Tabela 2.3 - Dados dos Modelos Experimentais dos Ensaios de Longa Duração.....	53
Tabela 2.4 - Descrição das Etapas dos Ensaios de Curta Duração.....	53
Tabela 2.5 - Comparativo das forças últimas experimentais.....	55
Tabela 2.6 - Tipos e Nomenclatura dos Espécimes.....	58
Tabela 2.7 - Detalhes dos Dez Espécimes de Pilar.....	62
Tabela 2.8 - Resultados dos Ensaios do Espécime de Controle e dos Espécimes Reforçados com Pré - Carregamento.....	65
Tabela 2.9 - Modelos analíticos para o comportamento compressão-tração do concreto adotado nos "modelos de literatura existentes".....	69
Tabela 3.1 - Variação de ΔN em função de "v".....	79
Tabela 4.1 - Traço dos Quatro Tipos do Concreto Velho.....	106
Tabela 4.2 - Ensaios de Luva - Concreto Velho - Valores Médios de f_c , f_t e E.....	106
Tabela 4.3 - Ensaios de Luva - Concreto Velho - Idade, em dias, na Data de Ensaio.....	107
Tabela 4.4 - Ensaios de Pilar - Concreto Velho - Valores Médios de f_c , f_t e E.....	107
Tabela 4.5 - Ensaios de Pilar - Concreto Velho - Idade, em dias, na Data de Ensaio.....	107
Tabela 4.6 - Ensaio de Luva - Concreto Novo - Valores Médios de f_c , f_t e E.....	109
Tabela 4.7 - Concreto Novo dos Ensaios de Pilar - Valores Médios de f_c , f_t e E.....	109
Tabela 6.1 - Série 1 (30/00) - Tensão Teórica de Ruptura.....	134
Tabela 6.2 - Série 2 (20/00) - Tensão Teórica de Ruptura.....	134
Tabela 6.3 - Série 3 (30/1) - Tensão Teórica de Ruptura.....	134
Tabela 6.4 - Série 4 (20/1) - Tensão Teórica de Ruptura.....	134
Tabela 6.5 - Série 7 (30/1-Q) - Tensão Teórica de Ruptura.....	135
Tabela 6.6 - Série 8 (20/1-Q) - Tensão Teórica de Ruptura.....	135
Tabela 8.1 - Série 1 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	165
Tabela 8.2 - Série 2 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	167
Tabela 8.3 - Série 3 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	169
Tabela 8.4 - Série 4 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	171
Tabela 8.5 - Série 5 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	173
Tabela 8.6 - Série 6 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	175

Tabela 8.7 - Série 7 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	177
Tabela 8.8 - Série 8 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.....	179
Tabela 8.9 - Séries 3 e 7 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios...	181
Tabela 8.10 - Séries 4 e 8 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.	183
Tabela 8.11 - Séries 1 e 3 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.	185
Tabela 8.12 - Séries 2 e 4 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.	187
Tabela 8.13 - Séries 1 e 2 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.	189
Tabela 8.14 - Séries 3 e 4 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.	191
Tabela 8.15 - Séries 5 e 6 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.	193
Tabela 8.16 - Séries 7 e 8 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.	195
Tabela 8.17 - Resultados dos ECI - Série 1 (30-00).....	199
Tabela 8.18 - Resultados dos ECI - Série 2 (20-00).....	199
Tabela 8.19 - Resultados dos ECI - Série 3 (30-1).....	199
Tabela 8.20 - Resultados dos ECI - Série 4 (20-1).....	200
Tabela 9.1 - Ângulo Crítico da Interface de Prismas Mistos - Regan (1986).	202
Tabela 9.2 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 1 - EL.	205
Tabela 9.3 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 2 - EL.	206
Tabela 9.4 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 3 - EL.	206
Tabela 9.5 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 4 - EL.	206
Tabela 9.6 - Valores do Coef. Atrito (μ), Aderência (c) e Ângulo Atrito (ϕ) pelo EL.....	207
Tabela 9.7 - Valores do Coef. Atrito (μ), Aderência (c) e Ângulo Atrito (ϕ) pelo EL.....	211
Tabela 9.8 - Valores de “ ϕ ” e “c” pelo ECI e EL - Séries 1 a 4	212
Tabela 10.1 - Série 1 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)	220
Tabela 10.2 - Série 2 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)	221
Tabela 10.3 - Série 3 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)	221
Tabela 10.4 - Série 4 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)	222
Tabela 10.5 - Série 7 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)	223
Tabela 10.6 - Série 8 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)	223
Tabela 10.7 - Série 1 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)	226
Tabela 10.8 - Série 2 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)	227
Tabela 10.9 - Série 3 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)	227
Tabela 10.10 - Série 4 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)	228

Tabela 10.11 - Série 7 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)	229
Tabela 10.12 - Série 8 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)	230
Tabela 10.13 - Série 1 - Expressões de Cintamento Teórica e Experimental	234
Tabela 10.14 - Série 2 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica	234
Tabela 10.15 - Série 3 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica	235
Tabela 10.16 - Série 4 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica	235
Tabela 10.17 - Série 7 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica	236
Tabela 10.18 - Série 8 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica	236
Tabela 10.19 - Expressões de Cintamento Experimental	237
Tabela 10.20 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento	240
Tabela 10.21 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento	240
Tabela 10.22 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento	241
Tabela 10.23 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento	241
Tabela 10.24 - Coef. de Poisson Médios dos CPs de Referência - Resumo	241
Tabela 10.25 - Série 5 - Tensões de Cisalhamento Atuante e Resistente no Contato Entre o Concreto Velho e o Concreto Novo	243
Tabela 10.26 - Série 6 - Tensões de Cisalhamento Atuante e Resistente no Contato Entre o Concreto Velho e o Concreto Novo	245
Tabela 10.27 - Série 1 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN	249
Tabela 10.28 - Série 2 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN	249
Tabela 10.29 - Série 3 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN	250
Tabela 10.30 - Série 4 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN	250
Tabela 10.31 - Série 7 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN	251
Tabela 10.32 - Série 8 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN	251
Tabela 14.1 - Ensaio de Pilar - Resultados Experimentais	299
Tabela 14.2 - ECC - Resistências à Compressão do CV dos EP.....	300
Tabela 14.3 - Ensaio de Pilar - Cargas Teóricas e Experimentais	302

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

a	Raio interno de tubo de parede grossa, ou de luva.
b	Raio externo de tubo de parede grossa, ou de luva.
b_c	Área do núcleo de concreto cintado.
b_{ex}	Distância eixo a eixo do estribo na direção de x.
b_{ey}	Distância eixo a eixo do estribo na direção de y.
c	Aderência ou adesão.
d_f	Diâmetro final.
d_i	Diâmetro do núcleo cintado do concreto; diâmetro inicial.
$d_{int}^{hélice}$	Diâmetro interno da hélice.
e	Excentricidade da carga normal (M/N), incluindo a excentricidade acidental; espessura da luva; espessura do cilindro.
f	Coefficiente de atrito.
f_c	Resistência à compressão do concreto; resistência última do concreto não cintado; tensão de compressão no CP misto.
$f_{c,28}$	Resistência à compressão do concreto aos 28 dias.
f_c^{ens}	Resistência à compressão de ensaio do concreto não cintado.
$f_{c,exp}$	Resistência à compressão experimental do concreto.
$f_{c,graute}$	Resistência à compressão experimental do graute.
f_{ci}	Resistência última do concreto cintado; tensão de ruptura do concreto cintado.
f_{ci}^{exp}	Resistência última do concreto cintado obtida experimentalmente.
f_{ci}^{teo}	Resistência última do concreto cintado calculada teoricamente.
$f_{c,idade}$	Resistência à compressão do concreto em idade em dias.
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão.
$f_{ck,c}$	Resistência característica do concreto cintado à compressão.
$f_{c,luva}$	Resistência à compressão do concreto da luva.
$f_{c,min}$	Tensão de compressão mínima que provoca a ruptura do CP misto (SST).
$f_{c,nom}$	Resistência à compressão nominal do concreto.
$f_{c,med}$	Resistência à compressão média do concreto dos EL.
$f_{c,pilar}$	Resistência à compressão do concreto do pilar.
$f_{c,reforço}$	Resistência à compressão do concreto do reforço.
f_{ct}	Resistência à tração direta do concreto.
f_{ct}^{luva}	Resistência à tração direta do concreto da luva.
$f_{ct,sp}$	Resistência à tração do concreto por compressão diametral.
$f_{ct,sp}^{luva}$	Resistência à tração do concreto da luva por compressão diametral.
f_l	Média da pressão lateral.
f_{lex}	Pressão lateral efetiva que atua perpendicularmente à dimensão b_{cx} .
f_{ley}	Pressão lateral efetiva que atua perpendicularmente à dimensão b_{cy} .
$f_{t,pilar}$	Resistência à tração do concreto do pilar.
$f_{t,reforço}$	Resistência à tração do concreto do reforço (concreto da luva).
f_y	Tensão de escoamento do aço da armadura de cintamento.

$f_{yc}^{0,002}$	Resistência à compressão do aço correspondente à deformação de 0,002.
f_{yck}	Resistência característica do aço à compressão (deformação de 0,002).
f_{yk}	Resistência característica do aço à tração; tensão de escoamento do aço do cilindro, estribo, ou hélice.
f_{yt}	Tensão de escoamento do aço dos estribos ou hélice.
h	Menor dimensão da seção transversal do pilar; altura do cilindro.
k	Coefficiente experimental de majoração de “p”.
p	Pressão de confinamento do núcleo cintado do concreto; pressão interna no tubo ou na luva; compressão radial; tensão radial.
p_{max}	Pressão máxima interna na luva.
r_i	Raio do núcleo do concreto.
s	Espaçamento entre estribos, ou passo da hélice, da armadura de cintamento.
s_1	Maior espaçamento da armadura longitudinal.

Letras romanas maiúsculas

A_1	Área do concreto velho.
A_2	Área do concreto velho mais o concreto novo da luva.
A_{anel}	Área do anel de concreto novo da luva.
A_c	Área da seção transversal do concreto.
A_{ci}	Área do núcleo cintado do concreto (eixo a eixo da armadura de cintamento).
A_{pilar}	Área da seção transversal do pilar original.
A_s	Área da seção transversal de um estribo; área da seção total da armadura transversal na altura “h”. (número de estribos x área da seção de cada estribo)
A'_s	Área da armadura longitudinal comprimida.
A_t	Área fictícia do cintamento (volume por unidade de comprimento).
CN	Concreto Novo.
CP	Corpo de Prova.
CV	Concreto Velho.
E	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.
E_c	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.
$E_{c,pilar}$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do pilar.
$E_{c,reforço}$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do reforço (concreto da luva).
E_L	Módulo de elasticidade longitudinal.
ECI	Ensaio de Cisalhamento Inclinado.
EL	Ensaio de Luva.
ELD	Ensaio de Luva Dupla.
ELS	Ensaio de Luva Simples.
E_T	Módulo de elasticidade transversal.
F_{cis}	Força de cisalhamento na parede interna da luva.
H_{ader}	Altura de contato CV-CN.
K	Coefficiente de majoração da carga de ruptura do pilar original.
L	Comprimento da luva; altura de contato da luva com o CP de concreto velho..
L_i	Comprimento inicial.
L_f	Comprimento final.
LD	Luva Dupla.

LS	Luva Simples.
LDQ	Luva Dupla Quadrada.
LSQ	Luva Simples Quadrada.
N	Carga normal solicitante.
$N_{com-cint}$	Carga normal resistente do pilar original com cintamento.
$N_{sem-cint}$	Carga normal resistente do pilar original sem cintamento.
$N_{proj}^{orig, Fc nom}$	Carga de projeto, com fc nominal, do pilar original.
N_{Rupt}^{Luva}	Carga de ruptura da luva de encamisamento (trecho cintado).
N_{Rupt}^{Anel}	Carga de ruptura da luva de encamisamento (trecho em anel).
N_{rupt}^{orig}	Carga de ruptura do pilar original.
$N_{rupt,teo}^{orig, Fc nom}$	Carga de ruptura teórica, com fc nominal, do pilar original.
$N_{rupt,teo}^{orig, Fc EL}$	Carga de ruptura teórica, com fc médio do EL, do pilar original.
$N_{rupt,teo}^{orig, Fc exp}$	Carga de ruptura teórica, com fc experimental, do pilar original.
N_{serv}	Carga normal de serviço.
P_{ep}	Carga de ruptura do ensaio preliminar.
Per_{fict}^{CV}	Perímetro fictício do contato CN da luva com CV do pilar original.
P_{rupt}	Carga de ruptura do CP em Luva.
SS	Slant Shear.
SST	Slant Shear Test.
T	Resultante da tensão circunferencial de tração na parede do cilindro ou tubo.
W	Coefficiente de majoração de “p” da expressão de cintamento, definida pelos EL.
Z_y	Força de fendilhamento na direção do eixo “y”.
Z_z	Força de fendilhamento na direção do eixo “z”.

Letras gregas

α	Ângulo, com a horizontal, da junta entre concretos dos CPs mistos (SST).
α_{crit}	Ângulo crítico da junta entre concretos dos CPs mistos (SST).
Δ_d	Variação do diâmetro; alongamento diametral.
Δf_c	Acréscimo no valor da resistência à compressão, devido ao cintamento.
Δ_L	Variação do comprimento longitudinal; encurtamento longitudinal.
ΔN	Acréscimo de carga normal.
ϵ_L	Deformação longitudinal.
ϵ_T	Deformação transversal.
ϕ	Ângulo de atrito; diâmetro de barra da armadura.
ϕ_L	Diâmetro da barra longitudinal da armadura.
ϕ_t	Diâmetro da barra da armadura de cintamento (estribo ou hélice).
γ_f	Coefficiente de majoração de carga.
γ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto.
γ_s	Coefficiente de minoração da resistência do aço.
λ	Índice de esbeltez.
μ	Coefficiente de atrito.

ν	Coefficiente de Poisson.
σ	Tensão normal na junta entre concretos dos CPs mistos (SST).
σ_{ah}	Tensão circunferencial de tração no tubo de aço.
σ_{ct}^{luva}	Tensão de ruptura à tração direta do concreto da luva.
$\sigma_{ct,sp}^{luva}$	Tensão de ruptura à tração, por compressão diametral, do concreto da luva.
σ_2	Pressão de confinamento do concreto cilíndrico.
σ_h	Tensão transversal de confinamento.
σ_{lat}	Pressão de confinamento do concreto = pressão interna do concreto em expansão.
σ_L	Tensão de compressão longitudinal; tensão de compressão vertical.
σ_n	Tensão normal de compressão.
σ_n'	Tensão de compressão normal à superfície de deslizamento (SST).
σ_{par}	Tensão de compressão média na face interna da luva.
$\sigma_{rup,exp}$	Tensão experimental de ruptura à compressão.
$\sigma_{rup,te}$	Tensão teórica de ruptura à compressão.
σ	
σ_T	Tensão transversal ou circunferencial de tração; tensão normal transversal.
σ_t	Tensão tangencial num tubo de parede grossa.
$\sigma_{t,a}$	Tensão de tração na face interna (raio “a”) da luva; tensão tangencial interna.
$\sigma_{t,b}$	Tensão tangencial externa.
$\sigma_{t,unif}$	Tensão tangencial uniformizada num tubo de parede grossa.
σ_r	Tensão radial num tubo de parede grossa.
τ	Tensão de cisalhamento na junta entre concretos dos CPs mistos (SST); tensão de cisalhamento na superfície de contato entre dois concretos (EL).
τ'	Tensão de cisalhamento na superfície de deslizamento (SST).
τ_c	Aderência.
τ_{par}	Tensão de cisalhamento no contato do concreto velho com o concreto novo.
$\tau_{par}^{atuante}$	Tensão de cisalhamento atuante no contato do concreto velho com o concreto novo, devida à carga de ruptura do CP em luva.
τ_{par}^{resist}	Tensão de cisalhamento resistente no contato do concreto velho com o concreto novo, devida ao atrito e aderência.
τ_r	Tensão de cisalhamento entre concretos
τ_u	Resistência última de cisalhamento.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
BSI	British Standards Institution.
BS	British Standards.
EN	Norma Europeia.
NBR	Norma Brasileira.
MDF	Fibras de madeira de Média Densidade.
PVC	Policloreto de Vinil.

SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Recuperação de Pilares de Concreto por Encamisamento.....	5
1.3	Ensaio de Ligação (Aderência e Atrito).....	8
1.4	Escopo da Pesquisa	10
1.5	Objetivos.....	13
1.6	Metodologia.....	14
1.7	Justificativa	16
1.8	Estrutura do Documento	17
2	Revisão da Literatura.....	18
2.1	Introdução	18
2.2	Ensaio de Ligação (Aderência e Atrito).....	26
2.3	Reforço de Pilares - Ensaio Utilizando Modelos	38
2.4	Reforço de Pilares - Ensaio Utilizando Corpos de Prova.....	58
2.5	Análise Teórica sobre Reforço por Encamisamento de Concreto	67
3	Considerações Teóricas Iniciais	73
3.1	Introdução	73
3.2	Pilares Cintados e Não Cintados.....	74
3.2.1	Segundo a NB 1-1978 ou NBR 6118-1980.....	74
3.2.2	Segundo Leonhardt, F. e Mönning E. (1977).....	77
3.2.3	Segundo Pesquisa de Richart et al (1929).....	80
3.2.4	Segundo a Resistência dos Materiais.....	83
3.2.5	Segundo a NP EN 1992-1-1 / 2010 - Eurocódigo 2.....	88
3.3	Tensões Tangenciais em Tubos de Parede Grossa	89
3.4	Aderência e Atrito no Ensaio de Cisalhamento Inclinado.....	91
3.5	Aderência e Atrito no Ensaio de Luva.....	94
3.5.1	Determinação da Aderência e Atrito	96
3.5.2	Cintamento Provocado Pela Luva de Concreto Simples.....	98
3.6	Carga Aplicada em Área Reduzida.....	100
4	Materiais	104
4.1	Introdução	104
4.2	Concreto Velho	104
4.3	Concreto Novo.....	108

4.4	Armaduras.....	110
4.5	Moldes de Corpos de Prova Não Padronizados e Formas	113
5	Ensaio de Luva - Séries e Corpos de Prova	117
5.1	Introdução	117
5.2	Ensaio de Luva - Séries Ensaaiadas - Características	117
5.3	Ensaio de Luva - Corpos de Prova de Cada Série.....	119
5.3.1	Para os Ensaio de Caracterização dos Concretos (ECC)	119
5.3.2	Para os Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI) ou Slant Shear Test (SST)	122
5.3.3	Para os Ensaio de Luva	123
6	Ensaio de Luva - Análises Teóricas Iniciais	126
6.1	Introdução	126
6.2	Passos de Referência das Hélices de Cintamento das Luvas.....	127
6.2.1	Passos de Referência das Hélices para Corpos de Prova Cilíndricos.....	128
6.2.2	Passos de Referência das Hélices para Corpos de Prova Prismáticos.....	130
6.3	Tensões Teóricas de Ruptura dos CPs em Luva.....	131
7	Ensaio de Luva e de Cisalhamento Inclinado - Programa Experimental e Metodologias 136	
7.1	Introdução	136
7.2	Moldagem dos CPs do Concreto Velho.....	136
7.3	Preparo dos CPs do Concreto Velho.....	140
7.3.1	Tratamento da Superfície de Deslizamento.....	140
7.3.2	Tratamento da Superfície de Contato com a Prensa.....	143
7.4	Conformação das Hélices e Telas de Cintamento.....	143
7.5	Moldagem do Concreto Novo.....	146
7.6	Os Ensaio de Luva e de Cisalhamento Inclinado	153
8	Ensaio de Luva e de Cisalhamento Inclinado - Resultados Experimentais e Análises Iniciais	160
8.1	Introdução	160
8.2	Ensaio de Luva - Resultados	161
8.2.1	Resultados da Série 1 (30-00).....	165
8.2.2	Resultados da Série 2 (20-00).....	167
8.2.3	Resultados da Série 3 (30-1).....	169
8.2.4	Resultados da Série 4 (20-1).....	171
8.2.5	Resultados da Série 5 (30-1-H)	173
8.2.6	Resultados da Série 6 (20-1-H)	175
8.2.7	Resultados da Série 7 (30-1-Q)	177
8.2.8	Resultados da Série 8 (20-1-Q)	179

8.2.9	Resultados da Série 3 (30-1) x Série 7 (30-1-Q)	181
8.2.10	Resultados da Série 4 (20-1) x Série 8 (20-1-Q)	183
8.2.11	Resultados da Série 1 (30-00) x Série 3 (30-1)	185
8.2.12	Resultados da Série 2 (20-00) x Série 4 (20-1)	187
8.2.13	Resultados da Série 1 (30-00) x Série 2 (20-00)	189
8.2.14	Resultados da Série 3 (30-1) x Série 4 (20-1)	191
8.2.15	Resultados da Série 5 (30-1-H) x Série 6 (20-1-H)	193
8.2.16	Resultados da Série 7 (30-1-Q) x Série 8 (20-1-Q)	195
8.2.17	Resumo das Observações Mais Importantes	197
8.3	Ensaio de Cisalhamento Inclinado - Resultados	199
9	Determinação do Atrito e da Aderência - Ensaio de Cisalhamento Inclinado e Ensaio de Luva	201
9.1	Introdução	201
9.2	Pelos Ensaio de Cisalhamento Inclinado.....	203
9.3	Pelos Ensaio de Luva (EL).....	205
9.4	Análise Comparativa entre ECI e EL.....	212
10	Ensaio de Luva - Análises Teóricas Finais	217
10.1	Introdução	217
10.2	Resultados Teóricos Versus Resultados Experimentais	219
10.2.1	Considerando Resultados Teóricos Calculados com Base na Resistência Nominal do Concreto Velho.....	219
10.2.2	Considerando Resultados Teóricos Calculados com Base na Resistência de Ensaio do Concreto Velho.....	225
10.3	Expressões de Cintamento Teóricas e Experimentais	231
10.4	Coefficientes de Poisson pelas Expressões de Cintamento da Resistência dos Materiais	238
10.5	Avaliação Teórica da Influência da Área de Contato Entre Concretos	242
10.6	Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN.....	248
11	Ensaio de Pilar - Modelos e Corpos de Prova.....	253
11.1	Introdução	253
11.2	Pilares Originais - Formas e Armaduras.....	255
11.3	Luvras de Encamisamento dos Pilares Recuperados - Formas e Armaduras	258
11.4	Corpos de Prova dos Ensaio de Caracterização dos Concretos (ECC).....	261
12	Ensaio de Pilar - Análises Teóricas Iniciais.....	262
12.1	Introdução	262
12.2	Passos das Hélices ou Espaçamento dos Estribos de Cintamento das Luvras dos Pilares Recuperados.....	263
12.3	Cargas Teóricas de Ruptura.....	266

12.3.1	Carga Teórica de Ruptura dos Pilares Originais	267
12.3.2	Carga Teórica de Ruptura das Luvas dos Pilares Recuperados.....	269
12.4	Altura de Contato entre os Concretos dos Pilares e das Luvas.....	275
12.5	Cargas de Projeto dos Pilares Originais.....	278
13	Ensaio de Pilar - Programa Experimental e Metodologias	280
13.1	Introdução	280
13.2	Moldagem do Concreto Velho dos Modelos dos Ensaio de Pilar.....	280
13.3	Preparo dos Pilares de Concreto Velho dos Pilares Recuperados	283
13.3.1	Tratamento da Superfície de Deslizamento.....	284
13.3.2	Tratamento da Superfície de Contato com o Atuador	285
13.4	Preparo das Armaduras das Luvas do Encamisamento Localizado.....	285
13.5	Moldagem do Concreto Novo dos Pilares Recuperados.....	287
13.6	Os Ensaio de Pilar	289
14	Ensaio de Pilar -Resultados Experimentais e Análises.....	297
14.1	Introdução	297
14.2	Ensaio de Pilar - Resultados.....	298
14.3	Resultados Teóricos Versus Resultados Experimentais	301
15	Metodologias de Cálculo: - Atrito e Aderência entre concretos - Expressões Experimentais de Cintamento - Recuperação Localizada de Pilares	304
15.1	Introdução	304
15.2	Metodologia para Cálculo do Coeficiente de Atrito e da Aderência com Base nos Ensaio de Luva.....	304
15.3	Metodologia para Cálculo da Expressão de Cintamento Experimental com Base no Ensaio de Luva	308
15.4	Metodologia para Cálculo de Recuperação Localizada de Pilares.....	310
15.4.1	Cálculo da Área da Seção do Anel da Luva e da Armadura de Cintamento....	310
15.4.2	Cálculo da Altura de Contato entre os Concretos da Luva e do Pilar Original (H) 315	
15.4.3	Recálculo da Armadura de Cintamento das Luvas dos Pilares Recuperados com as Expressões de Cintamento Definidas pelos Ensaio de Luva.....	318
15.4.4	Verificações Necessárias com a Consideração de Coeficientes de Segurança	321
16	Conclusões e Recomendações	324
16.1	Introdução	324
16.2	Conclusões	324
16.3	Recomendações.....	328
17	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	330
17.1	Sobre Ensaio de Aderência.....	330
17.2	Sobre Recuperação e Reforço de Pilares	331

18	BIBLIOGRAFIA	333
18.1	Sobre Ensaio de Aderência.....	333
18.2	Sobre Recuperação e Reforço de Pilares	335

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Inicialmente, considerando o título do trabalho, é importante ressaltar a diferença entre Recuperação e Reforço de um elemento estrutural. Tal diferença é baseada apenas no efeito que a intervenção terá sobre o desempenho do elemento estrutural, em comparação com seu desempenho inato, ou seja, desempenho após a sua execução e entrada em carga. Se a intervenção visar devolver, ao elemento estrutural, desempenho perdido, seja por qual motivo for, ela é denominada “Recuperação”. Se visar aumentar seu desempenho inato, a intervenção é chamada de “Reforço”. O termo Reparo é utilizado para designar intervenções que visam tratar anomalias que não chegaram a afetar, significativamente, o desempenho do elemento estrutural. Salienta-se que as técnicas e os procedimentos utilizados nas recuperações e nos reforços são iguais, o que faz com que seja comum o uso de um termo pelo outro. Este trabalho, como diz o seu título, trata da recuperação localizada de pilar pela técnica de encamisamento. Por isto, no texto, será utilizado, o termo recuperação, mesmo quando o termo reforço, também, for cabível.

A recuperação de pilares de concreto pode ser executada por várias técnicas. A mais utilizada é, ainda, a do encamisamento com concreto armado, basicamente, pelo menor custo e pela relativa simplicidade de seus procedimentos que, em sua maior parte, são análogos aos utilizados na execução de novas estruturas deste material. Soma-se, ainda, que, ao contrário das demais, a técnica de encamisamento com concreto armado pode ser utilizada em recuperações que visam fazer frente a qualquer um dos tipos de esforços solicitantes, em qualquer geometria do pilar e em qualquer posição ao longo de seu vão. Nesta técnica, entretanto, para o necessário bom desempenho da intervenção, assume papel de destaque a ligação entre o concreto do pilar a ser recuperado (concreto velho) e o concreto a ser utilizado

no seu encamisamento (concreto novo), o que garantirá a transferência de esforços entre pilar e camisa de recuperação. Tal ligação pode ser feita de diversas maneiras, tais como: por adesivos, por entalhes (chaves de cisalhamento), por pinos, por adesão e intertravamento mecânico ou por atrito. Nesta pesquisa, a ligação entre os dois concretos foi promovida pelo que se convencionou chamar de “aderência” (τ_c ou c), a qual consiste na soma da “adesão” com o “intertravamento mecânico”, e pelo “atrito”, representado pelo “coeficiente de atrito” (μ ou f), cujo valor é igual à tangente do “ângulo de atrito” (ϕ).

É importante registrar que a consideração conjunta da “adesão” com o “intertravamento mecânico”, é preconizada pelo *CEB FIP - fib Bulletin 55: Model Code 2010, First complete draft - Volume 1*, conforme indicado na equação:

$$\tau_u = \tau_c + \underbrace{\mu \cdot (\rho \cdot \kappa \cdot f_y + \sigma_n)}_{\text{Atrito}} + \underbrace{\alpha \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}}}_{\text{Ação de Pino}}$$

Adhesion / interlocking
friction
Dowel action

Adesão / Intertravamento
Atrito
Ação de Pino

(1.1)

Como, nos corpos de prova da pesquisa, não havia armaduras ou pinos atravessando o plano de cisalhamento, a equação (1.1) se transforma em:

$$\tau_u = \tau_c + \mu \cdot \sigma_n$$

Aderência
Atrito

Adesão / Intertravamento

(1.2)

Observa-se que o “intertravamento” é chamado, por alguns autores, de “aderência mecânica” ou “engrenamento mecânico”.

Com relação ao atrito, é importante ressaltar que, no caso do encamisamento localizado de pilares, diferentemente da recuperação de vigas e lajes, ele assume importância fundamental, em função da inerente tensão normal no contato camisa-pilar, devida à deformação transversal deste último, que surge em função do Efeito Poisson. Para melhor tirar proveito dessa tensão, torna-se imperativo a promoção de uma elevada rugosidade na superfície do concreto do pilar que entrará em contato com o material de recuperação, ou seja, na superfície de cisalhamento, assim como a adoção, na camisa, de conveniente armadura circular de cintamento.

Pouco divulgado é o fato de a responsabilidade da ligação entre concretos, no projeto de recuperação de um pilar, seja por aderência e atrito, seja por colagem, seja por pinos ou outro recurso qualquer, variar em função da extensão do trecho do pilar que será encamisado. Isto porque outros elementos estruturais, como vigas, lajes e fundações, podem limitar, ou mesmo impedir, o deslocamento das extremidades do encamisamento, funcionando como elementos coadjuvantes, ou principais, na transferência de esforços entre as partes envolvidas. Convém ressaltar que, nestes casos, vigas e lajes ficam solicitadas por esforços não previstos no projeto original, devendo, portanto, ter a capacidade resistente reavaliada. Observa-se, também, que os tipos de esforços que solicitam o pilar têm, também, importante influência na responsabilidade citada, como no caso da flexo-compressão, onde ocorre uma maior dificuldade de deslizamento entre concretos imposta pela curvatura do pilar. Pode-se acrescentar, ainda, que a capacidade de carga residual do pilar a ser recuperado também influi no grau de responsabilidade da ligação entre os concretos.

Vale comentar que, numa comparação com outros tipos de técnicas de ligação entre concretos, pode-se destacar vantagem do “sistema aderência-atrito” sobre a “técnica de pinos”, em função da ocorrência, nesta última, de maiores deslocamentos entre as partes ligadas, o que afeta muito, e negativamente, a compatibilidade de deformações entre pilar e encamisamento. Com relação à “ligação por colagem”, a vantagem do “sistema aderência-atrito” surge em função das dificuldades impostas pelos, geralmente curtos, *pot life* e *open time* das misturas epoxídicas. A baixa resistência das colas epoxídicas ao calor, pois perdem

suas propriedades adesivas sob temperaturas, normalmente, acima de 60°C (90°C para resinas especiais), é outro ponto negativo da “técnica de colagem”.

É comum a constatação, no dia a dia de projeto, do fato de o engenheiro de estruturas, frente a um projeto de recuperação, por não ter suficiente respaldo de normas para a adoção de valores para a aderência e o atrito entre concretos, lançar mão de artifícios que tornam esse tipo de ligação fator o menos importante possível para o desejado bom desempenho da intervenção. Por este motivo, entende-se, o encamisamento localizado de pilares é normalmente evitado.

Numa tentativa de contribuir para a alteração deste quadro, a pesquisa em pauta foi desenvolvida visando o encamisamento localizado de pilar, com o “agravante” de ele apresentar resistência residual nula em trecho da recuperação. A Fig.1.1 mostra corpo de prova típico do Ensaio de Luva, projetado para que seu comportamento simulasse, o melhor possível, o comportamento de um pilar após seu encamisamento localizado. O trecho de pilar com resistência residual nula foi representado, no corpo de prova, pela camada de isopor.

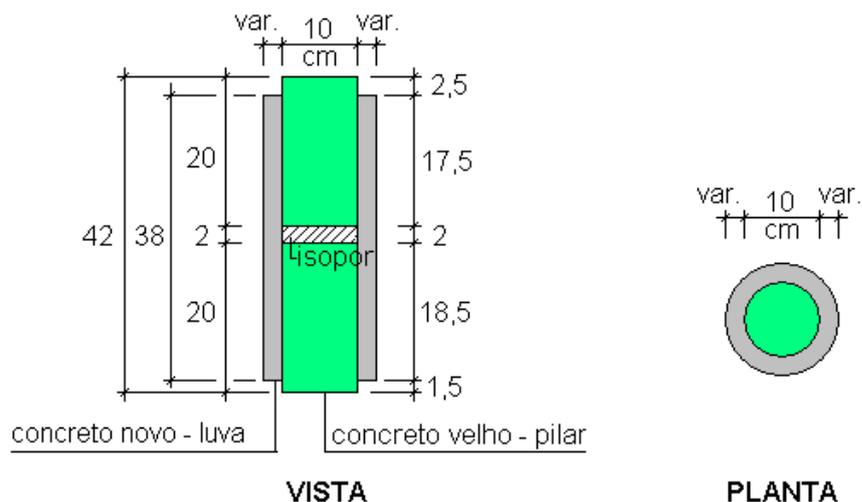


Figura 1.1 - Corpo de Prova Típico do Ensaio de Luva

Deve-se salientar que, na idealização dos CPs dos Ensaios de Luva, sempre se teve em mente a ideia de utilização, na prática, de corpos de prova do concreto velho extraídos da estrutura.

Finalizando, vale colocar que, mais do que possível pretensão de criar um novo ensaio para a avaliação da ligação entre concretos e verificação de desempenho de cintamentos, foi companhia constante nesta pesquisa, além da quase certeza de que não seria possível contemplar todas as variáveis que poderiam nela influir, a angústia diante da impossibilidade de abordar com mais profundidade algumas das que se apresentavam com maior evidência. A decisão por determinado caminho, frente a situações sem qualquer referência bibliográfica, não deixava de ser, também, angustiante. Contrapondo a este quadro só restava a certeza de que, em terreno desconhecido, conseguir dar os primeiros passos, o mais firme possível, já era conquista suficiente e de mérito.

1.2 Recuperação de Pilares de Concreto por Encamisamento

Quando o tema abordado é a recuperação de elementos estruturais, por qualquer técnica que seja, é indiscutível que a de pilares é a que exige maior cuidado, precisão e segurança, por serem eles, sempre, elementos estruturais de grande responsabilidade. Enquanto que em vigas e lajes predominam solicitações de flexão, nos pilares predominam solicitações de compressão, o que faz com que os modos de ruptura sejam, normalmente, mais dúcteis nos casos de vigas e lajes do que no de pilares, que tendem para a ruptura frágil.

A recuperação de pilares por encamisamento implica, sempre, em acréscimo de sua seção transversal de concreto e da seção transversal de suas armaduras longitudinais e transversais, independente do reforço ter sido exigido por insuficiência de desempenho frente a esforços normais de compressão, de flexão ou de cisalhamento. Diferenças no cálculo e no detalhamento desses acréscimos são impostas pela geometria da seção transversal do pilar a ser recuperado, e pela geometria final definida para o encamisamento. A Fig. 1.2 ilustra alguns casos típicos dessas duas geometrias.

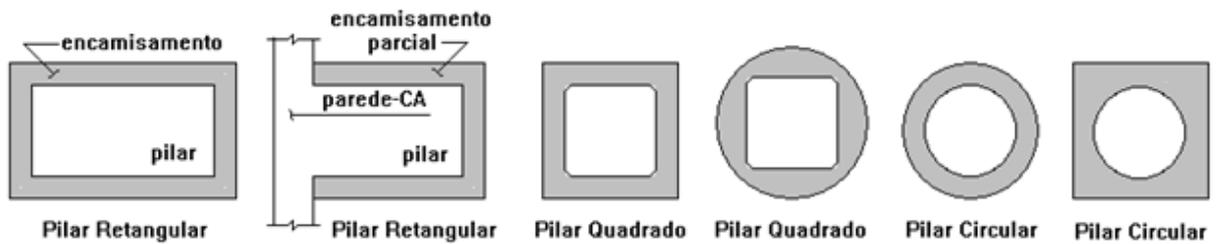


Figura 1.2- Algumas Geometrias de Pilares e de Encamisamentos

Com relação ao tipo de solicitação que obriga à recuperação de um pilar, não é difícil intuir que a solicitação normal de compressão é a mais exigente com relação à ligação entre os dois concretos envolvidos. A flexo-compressão é menos exigente, em função da maior dificuldade de deslizamento imposta pela curvatura do elemento estrutural, enquanto que o cisalhamento exige ainda menos. Sob outro aspecto, é fato que os encamisamentos localizados, ou parciais, sempre apresentam maiores dificuldades, exigindo cuidados especiais, destacadamente no preparo do substrato de concreto e no detalhamento das armaduras.

Com relação às possíveis posições dos encamisamentos, sejam localizados ou totais, a Fig. 1.3 mostra três situações comuns (A, B e C) e uma menos comum (D).

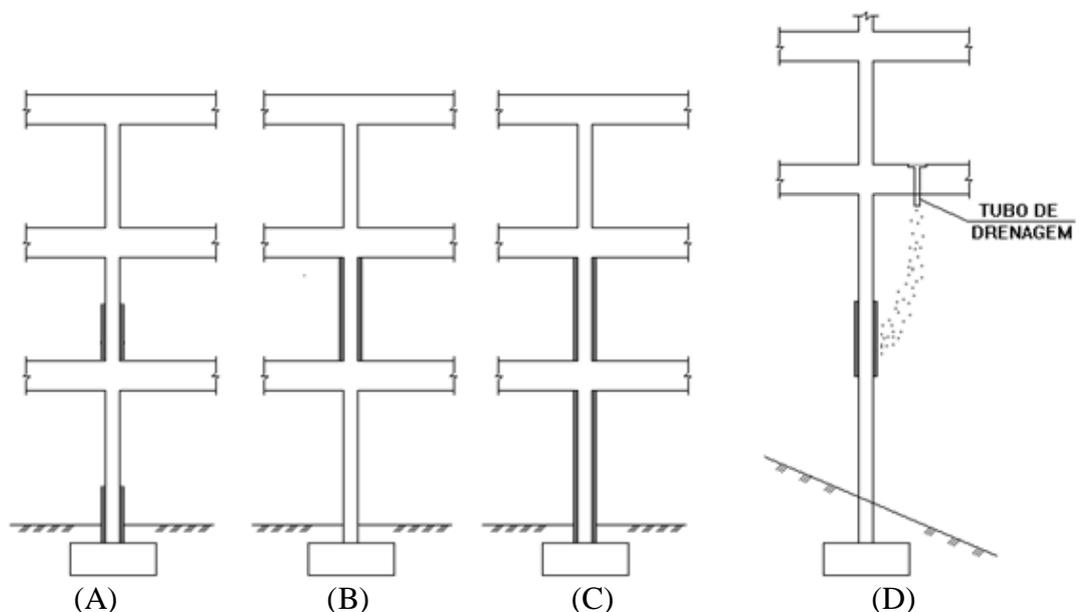


Figura 1.3 - Posição e Extensão de Encamisamentos

O encamisamento localizado do “pé” do pilar, em qualquer nível (Fig. 1.3-A), é o mais corriqueiro, por ser este um ponto comum de variação de umidade, o que propicia a ocorrência de oxidação de armaduras. Em prédios residenciais ou comerciais a situação ocorre, geralmente, nas garagens, e, também, em níveis com áreas sujeitas a chuvas ou a lavagens constantes. O encamisamento em vãos inteiros do pilar (Fig. 1.3-B e C) ocorre, geralmente, por falha na execução da obra ou, mesmo, no projeto estrutural. Ocorre, ainda, nos casos em que, apesar de o encamisamento localizado ser indicado, o projetista opta pelo encamisamento total do vão. Caso menos comum, que costuma ocorrer em passarelas e em edificações sobre terrenos acidentados, por processo de oxidação de armaduras, é mostrado na Fig. 1.3.D. Nele, em função da altura do pilar, o encamisamento total do vão, ou seja, da fundação até à viga, torna-se extremamente antieconômico, exigindo a adoção do encamisamento localizado. Este caso leva projetistas à constatação de não haver, nas normas brasileiras, e mesmo nas de outros países, referências seguras relativas à aderência e ao atrito entre concretos velho e novo, voltados para a recuperação estrutural. Ele tornou-se importante pelo fato de fazer com que se deixasse de encarar o encamisamento como um simples “engrossamento de pilar”, para encará-lo como uma “luva de ligação” de dois trechos deste elemento, separados por trecho com capacidade resistente reduzida por alguma anomalia. Esta mudança de paradigma implicou na idealização dos Ensaio de Luva, fulcro deste trabalho.

Finalmente, é conveniente registrar três importantes aspectos referentes à recuperação de um pilar. O primeiro diz respeito ao fato de o projeto de intervenção ter como um de seus princípios a busca da compatibilidade de deformações entre o concreto velho do pilar e o concreto novo do encamisamento. O segundo aspecto tem a ver com o fato de o encamisamento, além de poder restaurar ou ampliar a capacidade resistente de um pilar pelo aumento de sua seção transversal de concreto armado, poder fazê-lo, também, pela fretagem (cintamento) de seu concreto original. O terceiro refere-se à condição negativa de o pilar, geralmente, estar sob carga quando da execução da intervenção, em função da dificuldade de lhe serem retirados todos os carregamentos. Esses aspectos estiveram em mente quando da idealização do Ensaio de Luva.

1.3 Ensaios de Ligação (Aderência e Atrito)

Normas Técnicas de diversos países indicam métodos de ensaio para a determinação da ligação entre o concreto e materiais de reparo de estruturas. A *American Society for Testing and Materials* (ASTM) indica o *Slant Shear Test* (ASTM C 882) e o *Pull Off Test* (ASTM C 1583) e o *British Standards Institution* (BSI), o *Slant Shear Test* (BS 6319).

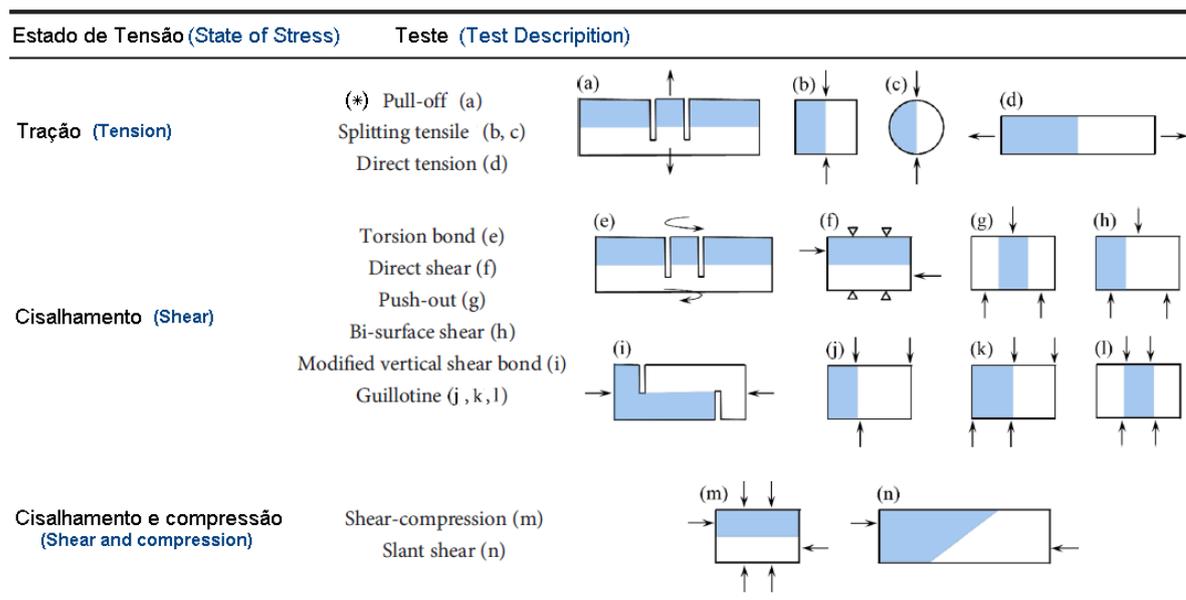
A publicação da *American Society for Testing and Materials*, referente ao *Slant Shear Test* (ASTM C 882), ocorreu em 1978, e a do *British Standards Institution* (BS 6319) em 1984. É importante registrar que as duas normas visavam, tão somente, a avaliação da aderência de resinas epóxi ao concreto. Com base nessas normas, o *Slant Shear Test* passou a ser utilizado para avaliação da ligação ao concreto, não só de adesivos epoxídicos, mas dos mais diversos tipos de materiais de reparo estrutural.

É importante registrar que o *Slant Shear Test* foi criado pelos pesquisadores americanos Kriegh, J.D. & Noroby, G.M (1968), apud HELENE, P.R.L. (1981), com o intuito de avaliar desempenho de adesivos estruturais.

Eyre e Domone (1985), apud Eyre (1988), concluíram ser o *Slant Shear Test* o método mais efetivo para fornecer informações úteis sobre a aderência de materiais de reparo de estruturas de concreto. Clímaco (1991) colocou que diversas vantagens apresentadas pelo *Slant Shear Test* justificavam sua adoção pela maioria das normas internacionais para a avaliação da ligação de materiais de reparo ao concreto.

Ao longo do tempo, entretanto, pesquisas científicas analisaram, além do *Slant Shear Test* e do *Pull Off Test*, nos quais a solicitação é normal à seção transversal do corpo de prova (compressão e tração, respectivamente), variados tipos de corpos de prova submetidos a esforços solicitantes de diversos tipos (compressão, tração, cisalhamento, flexão e torção).

Harris, *et al.* (2015) resumiram os métodos de caracterização da ligação entre concreto e materiais de reparo utilizados ao longo do tempo, conforme mostra a Fig. 1.4. Por esta figura, verifica-se, que os ensaios não contemplam as reais condições de sollicitação a que os dois concretos estarão submetidos após o encamisamento de um pilar.



(*) mantidos os nomes em inglês.

Figura 1.4 - Métodos de Caracterização da Ligação Entre Concretos - Harris et al. (2015)
Fonte: Harris, *et al.* (2015)

Convém destacar que o Ensaio de Luva poderia ser considerado, segundo a classificação de Harris et al (2015), uma combinação do *Push Out Test* (g) com o *Direct Shear* (f). Apesar de não ser um ensaio de cisalhamento puro - supostamente o ideal -, como aparentam ser os ensaios de guilhotina (j, k, e l), o Ensaio de Luva apresenta a grande vantagem dos dois concretos envolvidos serem sollicitados de forma exatamente igual aos de um pilar recuperado por encamisamento localizado.

Finalmente, é importante registrar colocações feitas por dois pesquisadores, que justificam a já citada insegurança de engenheiros projetistas na adoção de valores de “aderência” e de “atrito” em seus projetos de recuperação, a saber:

- Eyre (1988): “A aderência entre o concreto endurecido e um material recentemente aplicado não é totalmente compreendido. Os dados disponíveis são limitados e uma base quantitativa para avaliar vínculo não está disponível para o engenheiro praticante”.

- Clímaco (1991), com relação ao SST: “... Dessa forma, os procedimentos adotados pelas normas de diferentes países merecem ser questionados, pois apresentam significativas diferenças quanto ao ângulo da junta e preparação da superfície e ainda quanto à forma e dimensões das amostras, sem que justificativas consistentes sejam apresentadas (Clímaco, 1989)”.

1.4 Escopo da Pesquisa

Esta pesquisa investigou a capacidade de resolução de um novo ensaio, denominado Ensaio de Luva, com relação à definição de valores de aderência e atrito entre dois concretos de diferentes idades, assim como, de avaliação do desempenho de armaduras transversais de cintamento instaladas no concreto novo da luva. Por se tratar de um ensaio novo, ou seja, nunca anteriormente estudado, julgou-se necessário, na definição de seu escopo, a avaliação do maior número possível de variáveis que pudessem influir no comportamento de uma recuperação localizada de pilar por encamisamento. Pelo mesmo motivo, era fato sabido que, por maior que fosse o escopo, não seria possível estudar com profundidade todas essas variáveis e, mesmo, outras que se apresentassem ao longo dos experimentos ou da análise de seus resultados. Pensar em esgotar o tema, não fazia qualquer sentido, pois o que se tinha pela frente, era a missão primeira de comprovar a potencialidade do Ensaio de Luva na definição de dados fundamentais para o projeto de encamisamentos localizados de pilares.

Fatores que impediram qualquer maior pretensão na definição do escopo foram o tempo disponível para a execução dos experimentos e, o mais limitador, a inexistência de verbas institucionais, que exigiram do autor a utilização de seus próprios recursos para aquisição de

materiais e serviços de dobramento de armaduras, assim como de toda a sua habilidade manual para a execução de serviços artesanais, destacadamente, a confecção de formas.

Apesar de todas as limitações, o número de variáveis a analisar implicou num extenso programa experimental. As características que variaram e foram avaliadas no programa experimental foram:

- resistência nominal de compressão do concreto (20 ou 30 MPa);
- graduação do agregado graúdo (brita 00 ou 1);
- espessura da luva de concreto novo (2,2 ou 4,6 cm; 2,5 ou 5 cm);
- luvas com e sem armadura transversal em hélice;
- posição da hélice nas luvas (interna, externa, ou ambas);
- intensidade de armação das luvas (passo simples e passo duplo das hélices);
- altura do contato entre o concreto da luva (CN) e os CPs de CV (17,5; 14 ou 10 cm);
- geometria da seção transversal dos corpos de prova (circular ou quadrada).

Para a avaliação da influência dessas variáveis, os Ensaio de Luvas foram divididos em oito séries, com características distintas, a saber:

- Série 1 (30/00): CP cilíndrico; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; com brita 00; e altura de ligação entre concretos igual a 17,5 cm;
- Série 2 (20/00): CP cilíndrico; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; com brita 00; e altura de ligação entre concretos igual a 17,5 cm;
- Série 3 (30/1): CP cilíndrico; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; com brita 1; e altura de ligação entre concretos igual a 17,5 cm;
- Série 4 (20/1): CP cilíndrico; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; com brita 1; e altura de ligação entre concretos igual a 17,5 cm;

- Série 5 (30/1): CP cilíndrico; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; com brita 1; e altura de ligação entre concretos igual a 14 e 10 cm;
- Série 6 (20/1): CP cilíndrico; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; com brita 1; e altura de ligação entre concretos igual a 14 e 10 cm;
- Série 7 (30/1-Q): CP quadrado; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; com brita 1; e altura de ligação entre concretos igual a 17,5 cm;
- Série 8 (20/1-Q): CP quadrado; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; com brita 1; e altura de ligação entre concretos igual a 17,5 cm.

Dentro de cada série, existiam CPs em luva sem armadura; com hélices internas; com hélices externas, com hélices internas e externas; e com hélices de passo simples ou passo duplo.

Os corpos de prova cilíndricos representativos do concreto velho das Séries 1 a 4 tinham diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, e os quadrados, das Séries 7 e 8, tinham base de 10 x 10 cm e altura de 20 cm. Os cilíndricos das Séries 5 e 6, diâmetro de 10 cm e altura variada. No total, foram ensaiados 72 corpos de prova em luva.

Nas Séries 1 a 4, além dos Ensaios de Luva, foram executados Ensaios de Cisalhamento Inclinado (ECI), ou Slant Shear Tests (SST), em corpos de prova cilíndricos (9,8 x 20cm), com inclinações, em relação à horizontal, de 45°, 52,5° e 60°, e corpos de prova prismáticos (9 x 8,7 x 34,6cm), com 75° de inclinação (apenas para as Séries 1 e 2). No total, foram ensaiados 28 corpos de prova mistos (concreto velho - concreto novo).

Nas oito séries, foram desenvolvidos, também, ensaios em corpos de prova cilíndricos (10 x 20cm), visando a caracterização dos dois concretos (resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade). No total, foram ensaiados 118 corpos de prova cilíndricos.

Com base nos resultados dos Ensaio de Luva, foi desenvolvido o projeto de recuperação localizada de dois modelos de pilar (seções de 15 x 15cm e 20 x 20cm). Para cada um dos dois modelos, foram executados dois ensaios de compressão. Um, de referência, com o pilar com a seção original (Pilar Original), e o outro com o pilar com seção recuperada por encamisamento localizado (Pilar Recuperado). A Fig. 1.5 mostra a geometria de um dos modelos com seção recuperada.

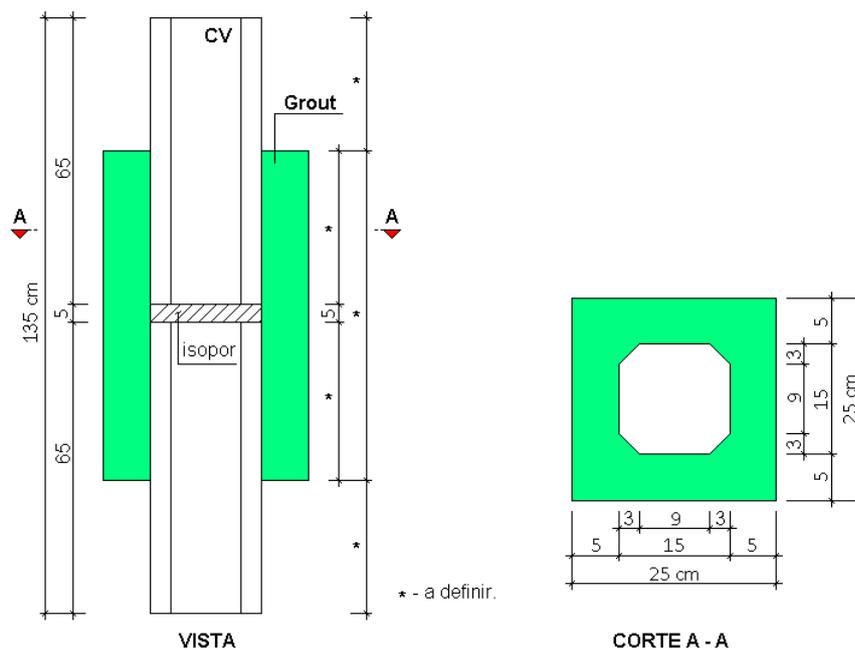


Figura 1.5 - Geometria do Pilar Recuperado - Modelo 15x15.

1.5 Objetivos

O objetivo principal da pesquisa foi investigar e avaliar a capacidade do novo Ensaio de Luva de fornecer dados referentes à ligação (aderência e atrito) entre dois concretos de diferentes idades, um representando o concreto de pilar existente (concreto velho) e, o outro, o concreto a ser utilizado na sua recuperação (concreto novo), e, também, de fornecer informações relativas à armadura transversal (hélices ou estribos soldados) de cintamento, instalada na luva, que permitissem melhor orientar projetos de recuperação com a técnica de encamisamento com concreto armado, destacadamente, o encamisamento localizado.

Para chegar ao seu objetivo principal, a pesquisa perseguiu diversos objetivos específicos, a saber:

- Determinação da influência, na ligação (aderência e atrito) entre concreto velho e concreto novo e na carga de ruptura do CP em luva, da espessura de concreto novo da luva de encamisamento;
- Determinação da influência, nos mesmos dois parâmetros, da posição e intensidade da armadura transversal da luva de encamisamento;
- Determinação da influência, nos mesmos dois parâmetros, da resistência do concreto velho e, conseqüentemente, das diferenças entre valores de módulos de elasticidade e de coeficientes de Poisson em relação ao concreto novo da luva (concreto de recuperação);
- Determinação da influência, na ligação entre concretos e na carga de ruptura, das dimensões do agregado graúdo do concreto velho;
- Determinação da influência, nos mesmos dois parâmetros, da geometria da seção transversal (cilíndrica ou quadrada) dos corpos de prova do concreto velho;
- Determinação das diferenças entre os valores de aderência e atrito obtidos com o Ensaio de Luva e com o Ensaio de Cisalhamento Inclinado, ou *Slant Shear Test*;
- Definição de metodologias teóricas de cálculo que pudessem ser adotadas, num primeiro momento, em projetos de recuperação localizada de pilares por encamisamento, tendo como base os dados obtidos nos Ensaio de Luva.

1.6 Metodologia

A pesquisa foi desenvolvida com a seguinte metodologia:

- a) investigação experimental da carga de ruptura de Corpos de Prova em Luva, visando o estudo da ligação (aderência e atrito) entre concretos de diferentes idades (CV e CN), e a

avaliação de desempenho de armaduras de cintamento, com variação de diversos parâmetros, tais como: tipo de concreto velho (CV), tipo de brita do CV e variação de espessura da luva (Séries 1 a 4); altura de contato CV-CN (Séries 5 e 6); geometria dos CPs (Séries 7 e 8); e intensidade e posição das armaduras de cintamento das luvas (séries 1 a 8).

- b) desenvolvimento de análise teórica comparando resultados de aderência e atrito obtidos pelo Ensaio de Cisalhamento Inclinado (*Slant Shear Test*) e pelo Ensaio de Luva;
- c) desenvolvimento de análises comparativas entre as cargas de ruptura experimentais e cargas de ruptura avaliadas teoricamente;
- d) definição de Expressões de Cintamento Teóricas e Experimentais; estas últimas com base nos resultados dos Ensaio de Luva;
- e) avaliação teórica do Coeficiente de Poisson com base nos resultados dos Ensaio de Luva;
- f) avaliação teórica da influência, na carga de ruptura, da área de contato entre o concreto velho e o concreto novo;
- g) investigação experimental (Ensaio de Pilar) da carga de ruptura de modelos de pilares, de seção transversal quadrada, recuperados por encamisamento localizado;
- h) desenvolvimento de análises teóricas referentes ao desempenho dos pilares recuperados.
- i) definição, com base nos resultados dos Ensaio de Luva, de metodologia de cálculo para definição do Coeficiente de Atrito e da Aderência entre concretos; e para definição de expressões experimentais de cintamento;
- j) definição, com base nos Ensaio de Luva e de Pilar, de metodologia para o projeto de recuperação, por encamisamento localizado, de pilares de seção transversal quadrada.

1.7 Justificativa

Verifica-se, na literatura, serem vários os ensaios e corpos de prova utilizados para a obtenção do valor da ligação (aderência e atrito) entre concreto de idade avançada (concreto velho) e materiais utilizados em reparos estruturais. Entretanto, nas pesquisas, os resultados são tratados de forma, predominantemente, qualitativa, com enfoque destacado na comparação de valores de ligação entre os diferentes materiais de reparo utilizados no estudo, ou comparação entre resultados obtidos com dois ou mais tipos de ensaios utilizando um mesmo material. Portanto, não são encontrados, ao menos com facilidade, trabalhos que estudam a aderência e o atrito entre concretos com enfoque na recuperação de elementos estruturais, destacadamente pilares. Por outro lado, estudos referentes a reforços de pilares, por encamisamento, quando abordam a ligação entre concretos, com raras exceções, o fazem de maneira praticamente desvinculada do desempenho do reforço estudado. A inexistência, nas normas, de especificação de valores definidos para a aderência e o atrito entre concretos, com vistas à recuperação ou ao reforço de pilares por encamisamento avaliza o citado acima.

Pode-se, também, constatar, com facilidade, que os ensaios e os corpos de prova utilizados, até então, não consideram as reais e específicas condições de solicitação a que encamisamentos com concreto estarão submetidos em função do tipo de elemento estrutural reforçado, principalmente pilares.

Apesar de citados em alguns estudos, diferenças entre valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, existentes entre o concreto velho e os materiais de reparo, que interferem na aderência e no atrito, não foram estudadas, ao menos, convenientemente.

Pelo exposto, pode-se dizer que, até hoje, não foi definido ensaio de consenso que possa ser utilizado para a definição de valores de aderência e atrito, entre concretos de diferentes idades, que possam ser utilizados, com segurança, como parâmetros de projetos de recuperação de pilares por encamisamento, destacadamente, os encamisamentos localizados.

O desenvolvimento do Ensaio de Luva visou preencher esta lacuna em relação à ligação entre concretos e, ainda, fornecer uma maneira experimental de avaliação da armadura transversal da luva, que impõe, intrinsecamente, freamento do concreto do pilar; tudo isto com a consideração, implícita, das diferenças entre valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos dois concretos envolvidos.

1.8 Estrutura do Documento

Este documento é composto de 18 capítulos. Após a introdução do Capítulo 1, no Capítulo 2, é apresentada revisão da literatura referente a ensaios utilizados para a avaliação da aderência entre concretos e para a recuperação e reforço de pilares. No Capítulo 3, são apresentadas considerações teóricas iniciais sobre aspectos relevantes em relação à pesquisa desenvolvida. O Capítulo 4 refere-se à descrição dos materiais utilizados nos experimentos. A descrição das séries dos Ensaios de Luva e de seus corpos de prova é feita no Capítulo 5. No Capítulo 6, os passos das luvas de cintamento e as tensões teóricas de ruptura dos CPs em luva são definidos. O programa experimental e metodologias dos Ensaios de Luva se encontram no Capítulo 7. No Capítulo 8 estão registrados os resultados dos Ensaios de Luva e as análises iniciais a eles referentes. O estudo da ligação entre concretos (aderência e atrito), tanto pelo Ensaio de Cisalhamento Inclinado, quanto pelo Ensaio de Luva, é registrado no Capítulo 9. O Capítulo 10 apresenta as análises teóricas finais referentes aos Ensaios de Luva. Os Capítulos 11 a 13, já referentes aos Ensaios de Pilar, descrevem os Modelos e CPs ensaiados; as análises teóricas iniciais; e o programa experimental e suas metodologias. Os resultados experimentais dos Ensaios de Pilar, assim como as análises correspondentes, estão registrados no Capítulo 14. No Capítulo 15, são sugeridas metodologias de cálculo referentes à ligação entre concretos e cintamento de luvas de encamisamentos, e ao projeto de recuperação localizada de pilares. No Capítulo 16, encontram-se as conclusões da pesquisa e as recomendações para pesquisas futuras. Referências bibliográficas e bibliografia encontram-se, respectivamente, nos Capítulos 17 e 18.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Introdução

Ao longo do tempo, vários tipos de corpos de prova e ensaios com os mais diversos tipos de solicitações mecânicas foram utilizados visando à avaliação da ligação entre um concreto moldado há algum tempo (concreto velho) e os mais diversos materiais para reparos estruturais, aplicados quase que imediatamente antes dos ensaios. Convém salientar que se tratava, geralmente, de materiais de reparo e não de concretos para recuperação ou reforço.

Se não todos, os principais ensaios utilizados, até 2015, para a caracterização da ligação entre um concreto velho e um material de reparo estão resumidos na Fig. 2.1. O resumo mostrado na citada figura foi resultado de pesquisa inicial de estudo experimental desenvolvido por Harris *et al.* (2015), que visava estudar a aderência de concreto de ultra elevado desempenho ao concreto convencional de tabuleiros de pontes.

Salienta-se que o ensaio que será estudado na pesquisa proposta - Ensaio de Luva - poderia ser enquadrado, na nomenclatura da Fig.2.1, no “Estado de Tensão” (*State of Stress*), como de Cisalhamento (*Shear*), e no “Teste” (*Test Description*), como uma combinação do *Push Out Test* (g) com o *Direct Shear* (f). Entretanto, a geometria do corpo de prova do Ensaio de Luva, conforme Fig. 2.2, é bem diferente das geometrias de todos os corpos de prova mostrados na Fig. 2.1 (reapresentação da Fig. 1.4).

Estado de Tensão (State of Stress)	Teste (Test Description)
Tração (Tension)	(*) Pull-off (a) Splitting tensile (b, c) Direct tension (d)
Cisalhamento (Shear)	Torsion bond (e) Direct shear (f) Push-out (g) Bi-surface shear (h) Modified vertical shear bond (i) Guillotine (j, k, l)
Cisalhamento e compressão (Shear and compression)	Shear-compression (m) Slant shear (n)

(*) mantidos os nomes em inglês.

Figura 2.1 - Métodos de Caracterização da Aderência Entre Concretos - Harris et al. (2015)

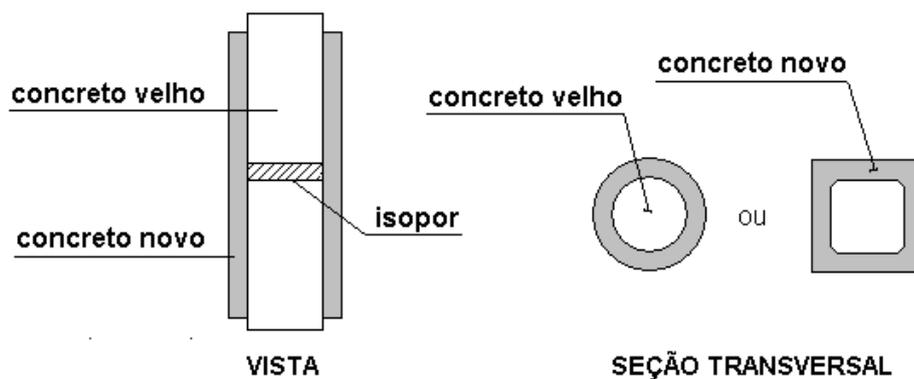


Figura 2.2 - Geometria do Corpo de Prova do Ensaio de Luva

Em 1978, o *American Society for Testing and Materials* (ASTM) publicou a ASTM C882-78, na qual o *Slant Shear Test* era adotado como método de avaliação de desempenho da ligação de resinas epóxi ao concreto. Em 1984, a *British Standards Institution* publicou a BS 6319, que também utilizava o *Slant Shear Test* como método de avaliar o desempenho de adesivos de base epóxi.

A norma ASTM C882-78 especificava superfície de ligação lisa e inclinada de 30° com a geratriz do cilindro de teste. A Fig. 2.3 mostra a seção longitudinal do corpo de prova desta norma.

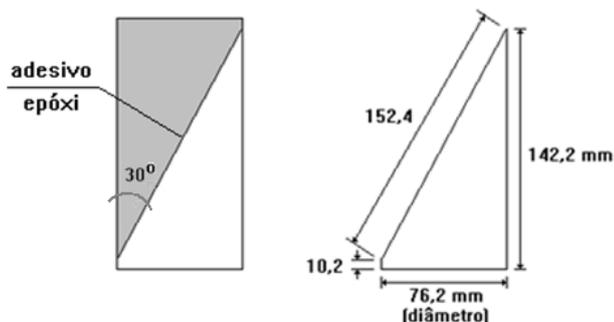


Figura 2.3 - Corpo de Prova - ASTM C882-78 - *Slant Shear Test*

Com base nas normas da ASTM e do BSI, o *Slant Shear Test* passou a ser utilizado para avaliação da aderência ao concreto, não só de adesivos epoxídicos, mas dos mais diversos tipos de materiais.

Eyre e Domone (1985), apud Eyre (1988), concluíram ser o *Slant Shear Test* o método mais efetivo para fornecer informações úteis sobre aderência de materiais de reparo de estruturas de concreto. Eyre (1988) concluiu que a dificuldade de definição de rugosidade reproduzível da superfície de deslizamento era uma desvantagem do *Slant Shear Test*. Concluiu, também, que a correta definição do critério de falha no *Slant Shear Test* só era possível quando eram considerados vários ângulos para aquela superfície (com a falha nelas ocorrendo), o que permitia a utilização do critério de Coulomb, adotado na análise de solos.

Clímaco (1991) colocou que diversas vantagens apresentadas pelo *Slant Shear Test* justificavam sua adoção pela maioria das normas internacionais para a avaliação de aderência. Entretanto, segundo ele, algumas dessas vantagens só seriam obtidas com a correta combinação dos parâmetros ângulo da junta e preparação da superfície. Colocou, ainda, que os procedimentos adotados pelas normas de diferentes países mereciam ser questionados, pois apresentavam significativas diferenças quanto ao ângulo e a preparação da superfície de

deslizamento e, também, quanto à forma e dimensões das amostras, sem que, para isto, justificativas consistentes fossem apresentadas.

Harris *et al.* (2015) também concluíram que o *Slant Shear Test* era o método mais adequado para avaliar a aderência entre concretos para o caso de reforço de tabuleiros de pontes por sobreposição (*overlay*), ou seja, por acréscimo de espessura da laje pela sua face superior. Verificaram, entretanto, que a incompatibilidade resistência / rigidez entre o concreto novo e o concreto velho teve uma influência significativa sobre os resultados dos testes e modos de falha, o que coincidia com a constatação de Austin *et al.* (1999) de que uma incompatibilidade entre os módulos de elasticidade dos dois concretos poderia produzir excentricidade no carregamento que resultaria numa redução na carga de ruptura. Finalizando, salientaram que uma grande vantagem do *Slant Shear Test* era a possibilidade de controlar o estado de tensão da interface entre os concretos, por meio da variação do ângulo de inclinação da superfície de deslizamento, o que poderia permitir a caracterização da capacidade resistente daquela superfície. Vale citar, neste ponto, que Austin *et al.* (1999) confirmaram, ainda, por meio de dados experimentais e teóricos, a grande influência, nos resultados dos ensaios, das condições da superfície de contato e das diferenças entre os módulos de elasticidade do material de reparo e do concreto do substrato. Confirmaram, também, a importância de, no *Slant Shear Test*, serem adotados vários ângulos de inclinação da superfície de deslizamento.

O que já foi exposto até aqui é suficiente para justificar a escolha do *Slant Shear Test* para comparação de resultados com os do Ensaio de Luva a ser estudado na pesquisa proposta.

Muito importante é citar que as conclusões dos estudos de Eyre (1988), Clímaco (1991), Austin *et al.* (1999) e Harris *et al.* (2015) são suficientes para uma visão ampla do estado da arte referente aos ensaios para determinação da aderência entre concreto e materiais para reparos estruturais.

Com relação ao reforço por encamisamento, observa-se na literatura, uma grande quantidade de trabalhos experimentais utilizando Corpos de Prova de diversas seções transversais e alturas, ensaiados à compressão, em sua quase totalidade, em prensas hidráulicas. Os que utilizam Modelos são, em bem menor quantidade. Observa-se, entretanto, que trabalhos relativos a reforços motivados por sismos geralmente utilizam Modelos, e foram encontrados em maior número. Entretanto, tipo de carregamento e objetivos não coincidiam com os da pesquisa em pauta.

A Figura 2.4 ilustra o que, neste trabalho, se definiu como Modelo e como Corpo de Prova.



Modelo - Eduardo Júlio (2000)



Modelo - Takeuti (2003)



Corpo de Prova - Moured e Shannag (2012)



Corpo de Prova - Dubey (2016)

Figura 2.4 - Definição de Modelo e Corpo de Prova

Os trabalhos utilizando Modelos são, em geral, os que muito contribuem para a solução de questões relativas a projetos de reforço ou recuperação de pilares. Dentre os poucos a que se teve acesso, os trabalhos de Ramirez et.al (1977, 1996 e 1997) foram os que mais contribuíram para a orientação de projetos, tendo, inclusive, o de 1977, sido referência para as recomendações de projeto feitas por Cánovas (1988).

Nos trabalhos de Ramirez (1977, 1996 e 1997), observa-se o seu conhecimento referente ao projeto de recuperação e reforço de estruturas, pois seus modelos bem simulam as condições reais de carga, as dificuldades de execução, a variedade de possibilidades de danos e os problemas secundários que um reforço pode provocar nos elementos estruturais do entorno. Foi ele, aparentemente, que primeiro observou que o reforço em toda a altura de um vão de pilar poderia causar a ruptura das vigas, ou lajes, acima e abaixo do encamisamento. O autor foi um dos poucos, se não o único, que estudou a recuperação localizada de pilares com encamisamento. Neste caso específico, e não nos demais estudados, o autor preocupou-se, também, com as tensões horizontais provocadas, sobre o concreto de encamisamento, pelo efeito de Poisson. Infelizmente, Ramirez estudou um único caso de encamisamento localizado com concreto polimérico não armado, o que fez com que sua contribuição, neste caso específico, não fosse mais significativa.

Nos ensaios que utilizavam Corpos de Prova (CP), em muitos casos, a ligação (aderência e atrito) entre os dois concretos (velho e novo - CV e CN) era pouco ou totalmente desnecessária para que o reforço tivesse um bom desempenho. Na maioria dos ensaios, a carga era aplicada, simultaneamente, no concreto do pilar e no do encamisamento de reforço (CP-Tipo-1, Fig. 2.5-A). Em não tantos outros casos, a carga entrava e saía pelo concreto do pilar (CP-Tipo-2, Fig. 2.5-B).

No corpo de prova da Fig. 2.5-C, a carga entra pelo concreto do pilar e sai pelo concreto de reforço. Este ensaio foi criado e estudado nos Ensaio Preliminares desta pesquisa, tendo sido denominado Ensaio de Luva Simples (ELS).

No corpo de prova da Fig. 2.5-D, a carga entra pelo concreto do pilar, é transferida totalmente para o concreto de reforço e retorna para o concreto do pilar, em função do concreto do pilar ser descontínuo. Este ensaio, também criado e estudado nos Ensaio Preliminares desta pesquisa, foi denominado Ensaio de Luva Dupla (ELD).

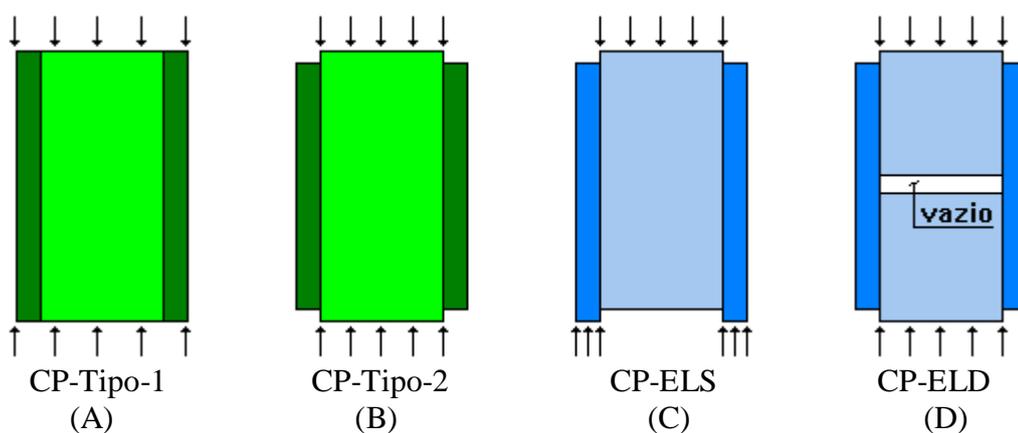


Figura 2.5 - Entrada e Saída de Carga nos Corpos de Prova

Observa-se que nos Corpos de Prova dos Ensaio de Luva (Figs. 2.5-C e 2.5-D), a carga é, obrigatoriamente, transferida de um concreto para outro. Este comportamento faz com que a aderência e o atrito sejam, necessariamente, mobilizados, podendo, por isto, serem avaliados pelos ensaios. Em função da expansão do concreto interno (CV), o anel de concreto da luva (CN) é solicitado tensões de tração, o que permite que funcione, quando armado transversalmente, como um cintamento do concreto interno, que pode ser, então, também, avaliado pelo ensaio.

Salienta-se que, após as análises dos resultados dos Ensaio Preliminares, decidiu-se, pelas suas melhores características, estudar, na pesquisa, apenas o Ensaio de Luva Dupla, que passou a ser denominado, simplesmente, **Ensaio de Luva**.

A Fig. 2.6 ilustra situações reais de ensaios correspondentes às esquematizadas na Fig. 2.5.



CP-Tipo-1 Dubey (2016)
(A)



CP-Tipo-2 - Sezen (2011)
(B)



CP-ELS
(C)



CP-ELD
(D)

Figura 2.6 - Corpos de Prova da Fig. 2.5 - Ilustração

Nos subitens seguintes deste capítulo, são apresentados resumos dos pontos significativos dos principais trabalhos científicos publicados, referentes a ensaios de aderência (subitem 2.2) e a recuperação/reforço de pilares por encamisamento, que será dividido em dois grupos, em função do ensaio utilizado: Ensaios Utilizando Modelos (subitem 2.3) e Ensaios Utilizando Corpos de Prova (subitem 2.4). Finalizando o capítulo, no subitem 2.5, é feito o resumo de um bom trabalho teórico referente ao reforço de pilares por encamisamento de concreto, baseado em estudos experimentais de outros autores.

2.2 Ensaios de Ligação (Aderência e Atrito)

A seguir, são registrados os pontos mais significativos de pesquisas relativas à ligação entre concreto velho e materiais de reparo, o mais comum na bibliografia, ou entre concreto velho e concreto novo.

Helene (1981) publicou artigo onde descrevia, de forma qualitativa, três ensaios utilizados para a avaliação da aderência de adesivos de base epóxi ao concreto, a saber: Tração por Flexão (Fig. 2.7), Cisalhamento (Fig. 2.8-A) e *Slant Shear* (Fig. 2.8- B).

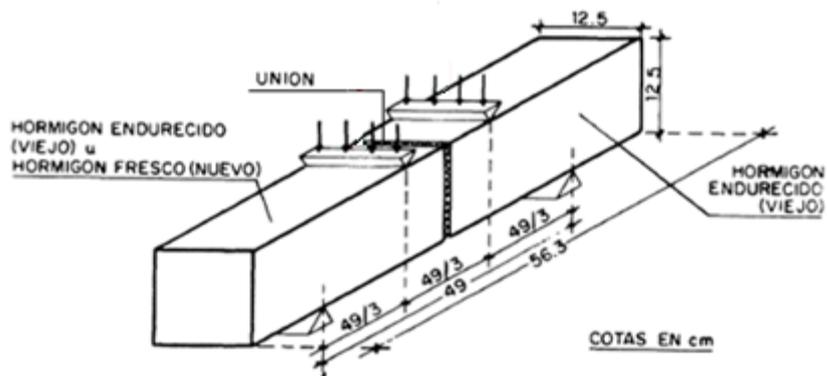


Figura 2.7 - Teste de Tração por Flexão - Helene (1981)

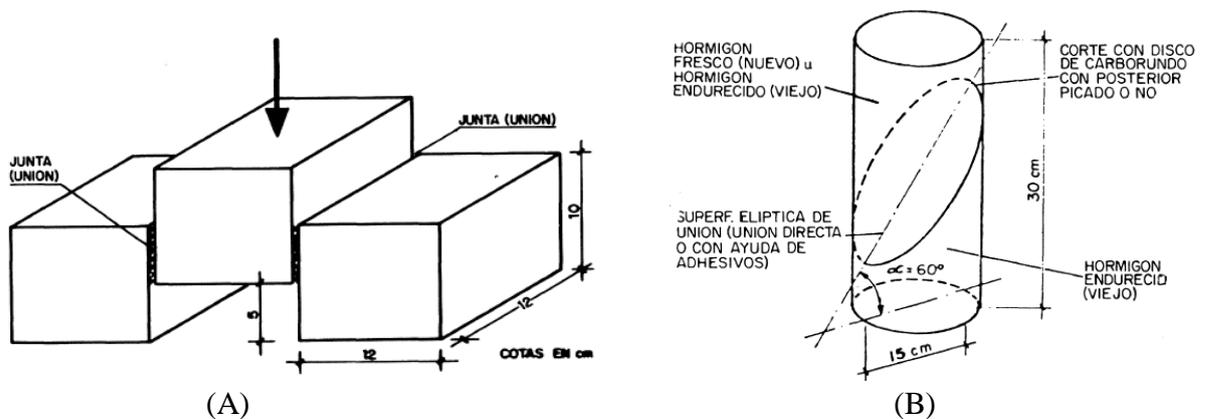


Figura 2.8 - Teste de Cisalhamento (A) e *Slant Shear* (B) - Helene (1981)

No Ensaio de Tração por Flexão, o desempenho do adesivo foi avaliado por meio da observação do local onde ocorreu a ruptura (na união ou fora dela) e comparação das resistências à tração por flexão obtida nos prismas unidos por colagem e prismas de referência. O autor comentou que este teste não avalia toda a capacidade resistente do adesivo, visto que o mínimo que se pode esperar de uma formulação epóxi é que ela tenha resistência à tração maior do que a do concreto.

Com relação ao Ensaio de Cisalhamento, Helene comentou que, por melhor que seja a montagem, sempre existe o risco de aparecer pequenas excentricidades que dão origem a momentos e trações que prejudicam a avaliação correta do cisalhamento e a reprodução do ensaio.

Quanto ao *Slant Shear Test*, citou ter sido ele apresentado por dois pesquisadores americanos - Kriegh e Norby - em artigo publicado em 1968 e ter sido preconizado, em 1978, pelo ASTM, com algumas modificações, por meio da norma ASTM C882-78. Tanto no corpo de prova apresentado pelos idealizadores do ensaio quanto no da ASTM C 882-78 a superfície de deslizamento fazia um ângulo de 30° com o eixo do corpo de prova cilíndrico, sendo definida por disco de corte, mantida lisa pelo ASTM e, posteriormente, apicoada ou não, segundo Kriegh e Norby (1978). Helene (1981) comentou julgar ser este o melhor ensaio para avaliação do comportamento de adesivos de resina epóxi.

Com relação ao trabalho de Helene (1981), pode-se fazer o seguinte comentário:

- Quanto ao Ensaio de Cisalhamento (Fig. 2.8-A), o autor não foi rigoroso ao citar “risco de aparecer pequenas excentricidades”, visto que a própria montagem do ensaio já impõe significativa excentricidade, fazendo com que a superfície de colagem seja submetida, sempre, além de esforços de cisalhamento, a indesejáveis esforços de flexão.

Eyre (1988) desenvolveu pesquisa na qual utilizava o *Slant Shear Test* para avaliar a aderência entre dois concretos, ligados por agente adesivo, e entre concreto e argamassa-resina (areia e resina epóxi). Ele descartou, de início, a utilização de ensaios que conduziam a estados de tensão pura (*pure stress state*), aceitando o *Slant Shear Test* como o ensaio mais efetivo para fornecer informações úteis sobre aderência, por considerar, simultaneamente, tensão de compressão e cisalhamento. Eyre, entretanto, criticou a tendência de se usar, no *Slant Shear Test*, superfície de deslizamento rugosa, por significar as desvantagens de o teste se tornar irreproduzível, ou seja, impróprio para comparações, e ter falta de rigor. Destacou, ainda, a grande importância de serem utilizados diversos ângulos de inclinação da superfície de deslizamento, o que possibilitaria a adoção, para o ensaio, do critério de falha de Coulomb, adotado na análise de solos ($\tau = c + \text{tg}\phi \cdot \sigma$ - ou seja, cisalhamento é igual a coesão mais atrito). Eyre utilizou corpos de prova prismáticos, com dimensões finais de 254mm x 102mm x 102mm, com superfície de deslizamento definida por meio de disco de corte (lisa) e fazendo ângulo de 30°, 45° e 50° com sua geratriz. As conclusões do trabalho foram simples e objetivas. O *Slant Shear Test* deveria considerar, sempre, vários ângulos de inclinação para a superfície de deslizamento, que deveria ser suave, ou seja, não rugosa. Como sugestão para novos estudos, Eyre indicou a análise do efeito da variação do valor absoluto do Coeficiente de Poisson dos materiais sobre os resultados dos ensaios.

Quanto ao trabalho de Eyre (1988), os seguintes comentários são pertinentes:

- Obter rugosidade reproduzível para a superfície de deslizamento é de fundamental importância para a comparação de resultados de aderência, seja entre ensaios ou, o mais importante, para a extrapolação de resultados de aderência de ensaios para a aderência em elementos estruturais reforçados por encamisamento. Entretanto, a adoção de superfícies suaves, ou seja, praticamente lisas, conduziriam a resultados, que inviabilizariam qualquer reforço por encamisamento. É possível, a nosso ver, obter-se superfícies rugosas, suficientemente uniformes, capazes de permitir comparações e extrapolações seguras.
- Estudos, utilizando o *Slant Shear Test*, visando verificar a influência da variação do coeficiente de Poisson na aderência teria validade limitada em função da geometria do corpo de prova.

- No *Slant Shear Test*, mais importante do que o coeficiente de Poisson, é a diferença entre valores do módulo de elasticidade dos dois materiais envolvidos, por implicar, durante o ensaio, em excentricidade da carga normal aplicada ao corpo de prova (Austin *et al.* - 1999).

Wall et al. (1988) desenvolveram pesquisa visando definir os fatores que interferiam na aderência entre concretos novo e velho, quando se utilizava agentes adesivos. Inicialmente, analisaram quatro tipos de ensaios, no intuito de avaliar qual o mais indicado para que o objetivo do trabalho fosse alcançado. Analisaram o *Slant Shear Test*, um ensaio de tração indireta e dois ensaios de flexão. Concluíram que o *Slant Shear Test* era o mais indicado. As conclusões do trabalho se referiam a influências sobre os adesivos. A única de caráter geral, pela sua importância, justifica a inclusão do artigo nesta pesquisa. Nela, os autores afirmam que um ligeiro deslocamento entre o concreto novo e o concreto velho, causado pelos procedimentos de moldagem, não produzem erros significativos nos resultados.

Clímaco (1991) desenvolveu pesquisa bem abrangente que visava à análise crítica dos ensaios de avaliação da aderência para o reparo de estruturas. O texto do relatório da pesquisa foi iniciado com a afirmação de que a “avaliação de aderência é problema complexo por não existir consenso sobre o método mais confiável”. Continuou, afirmando que até mesmo a tendência das normas internacionais, em adotar o teste compressão-cisalhamento de junta inclinada (*slant shear test*), esbarrava no fato de que sérias divergências ainda persistiam em aspectos importantes do teste.

Colocação da maior importância salientava que “um método de teste para avaliar alguma propriedade mecânica na Análise Experimental de Tensões deve envolver um estado de tensões que represente, o melhor possível, as condições de serviço, forneça baixo coeficiente de variação e seja sensível à propriedade medida”. Acrescentou, ainda, a necessidade de serem adotados procedimentos de teste de simples reprodução, no intuito de viabilizar a normatização.

Antes do início do programa experimental, Clímaco desenvolveu revisão de pesquisas anteriores sobre testes de ligação aplicados ao concreto estrutural, baseada nos pontos mencionados acima, e que mostrava características e limitações de cada um deles. As Figs. 2.9 a 2.11 resumem os testes levantados por Clímaco até a data de publicação de sua pesquisa (1991).

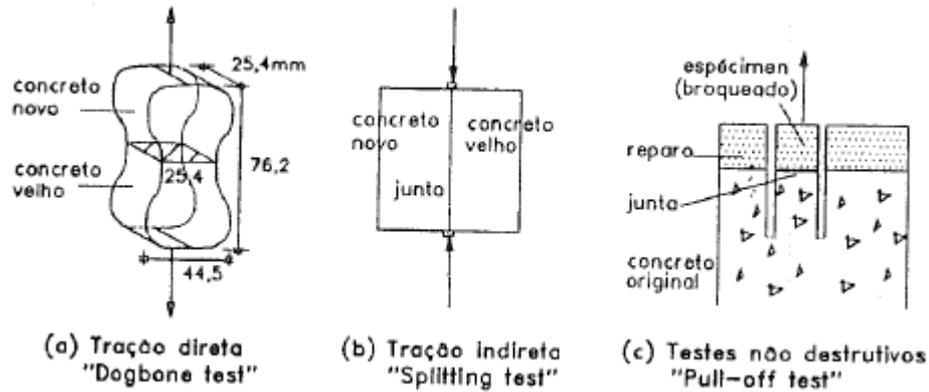


Figura 2.9 - Testes de Tração - Clímaco (1991)

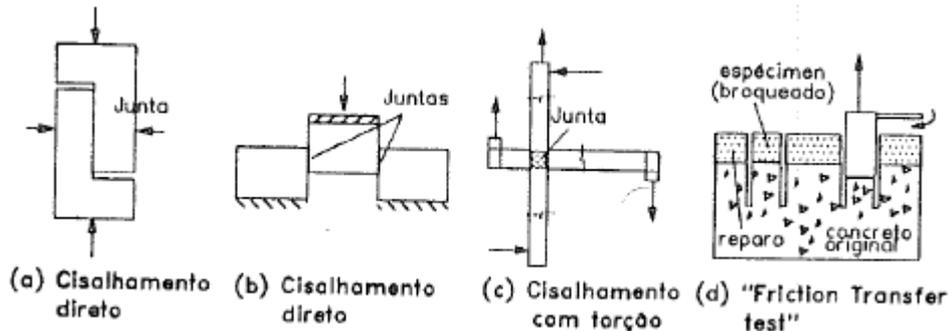


Figura 2.10 - Testes de Cisalhamento - Clímaco (1991)

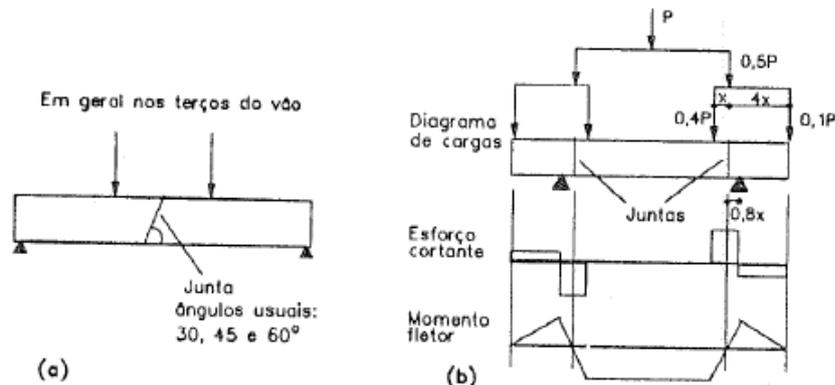


Figura 2.11 - Teste de Flexão - Clímaco (1991)

Com relação aos Testes de Tração, Clímaco (1991) colocou que, em função da baixa resistência do concreto à tração, estes ensaios só podem informar se a aderência excede, ou não, essa resistência do concreto, o que é informação de pouca valia.

Quanto aos Testes de Cisalhamento, puro ou combinado com torção ou tração, Clímaco (1991) comentou que as limitações são devidas, principalmente, à distribuição irregular das tensões de cisalhamento na interface, o que provoca alta concentração de tensões nas extremidades da junta, distorcendo completamente os resultados dos testes. Comentou, ainda, que existiam evidências de que a resistência da junta era também governada pela resistência à tração do concreto, o que introduzia limitações adicionais.

Em relação aos Testes de Flexão de vigas reparadas de concreto, o autor mencionou terem problemas de sensibilidade à aderência e de variação nos resultados, causados pela baixa resistência à tração do concreto e pelas discrepâncias entre os módulos de elasticidade do concreto e do material adesivo. Mesmo a viga mais sofisticada (Fig.2.11b), que promovia cisalhamento puro nas juntas, não superava o problema, pois a ruptura, por tração, era predominante no concreto vizinho a elas.

Clímaco (1991) considerou o *Slant Shear Test* o mais indicado para o estudo da ligação entre concreto e materiais de reparo. Ele relacionou, como vantagens do método, o estado de tensões na junta, bastante representativo de situações típicas de reparo; a possibilidade de obtenção de sensibilidade razoável com respeito à resistência de aderência, com baixos coeficientes de variação nos resultados; procedimentos de teste simples; e facilidade na simulação de situações reais de reparo; tudo favorecendo a normatização. Clímaco (1991) enfatizou a importância da correta combinação dos parâmetros ângulo da junta e preparação da superfície. Da mesma forma que Eyre (1988), Clímaco defendeu, que, com a ruptura ocorrendo na junta, o critério de Coulomb poderia ser adotado para descrever a resistência última do corpo de prova.

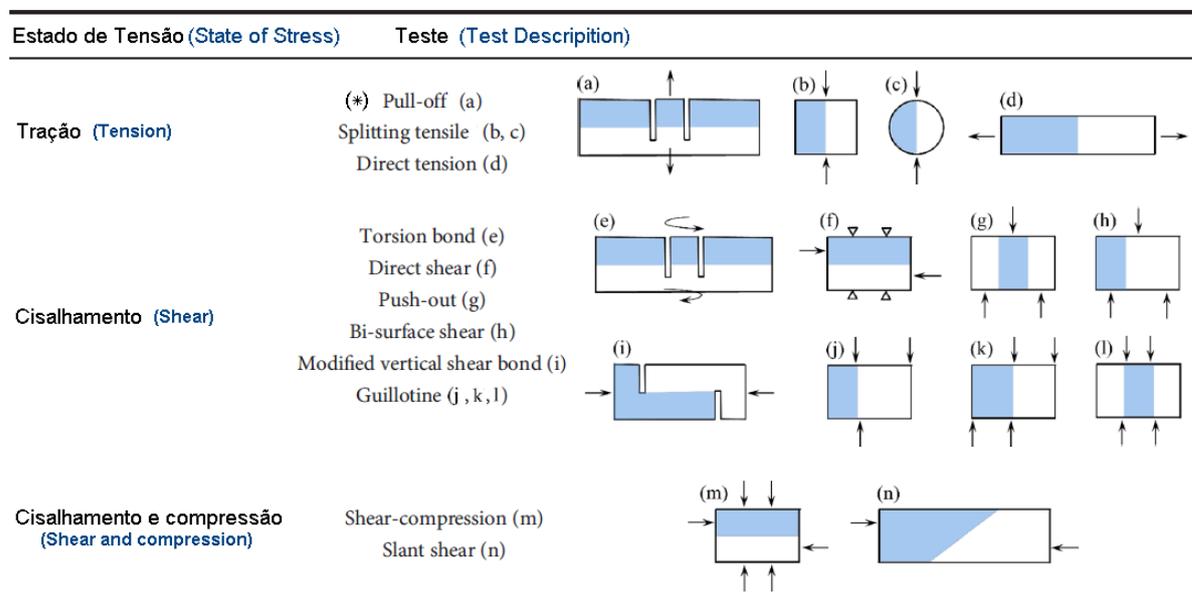
No programa experimental, o autor utilizou o *Slant Shear Test* e avaliou os seguintes parâmetros: tratamento da junta (16 tipos), ângulo da junta (60° , $63,3^\circ$, 70° e 90°), agentes adesivos (8 tipos), dimensões dos espécimes prismáticos (150x150x1000mm e 102x102x305mm), idade do concreto-base na época do reparo (2-3 semanas: reparo de curto prazo; 10 meses: reparo de longo prazo). Os concretos de base e de reparo tinham o mesmo traço.

Clímaco (1991) concluiu que: o *Slant Shear Test* é o ensaio mais indicado, sendo que, entretanto, depende fundamentalmente de uma escolha correta dos fatores ângulo da junta e preparação da superfície; o ensaio forneceu resultados consistentes e boa sensibilidade a diferentes qualidades de aderência da interface; para juntas ásperas, os testes mostraram que o ângulo crítico pode variar com o uso de camadas adesivas, o que justifica a análise do desempenho de juntas por critérios de ruptura que utilizem vários ângulos da junta; as dimensões dos corpos de prova não tiveram significativa influência nos resultados dos ensaios; o umedecimento da superfície de deslizamento, antes do reparo, foi prejudicial à aderência nos grupos sem utilização de adesivos (14% inferior à da superfície seca); a utilização de roletes sob os corpos de prova reduziu a resistência à compressão em 10%.

O trabalho de Clímaco (1991) admite os seguintes comentários:

- Apesar de comentar a respeito, o autor não apresentou qualquer análise com a consideração simultânea de resultados das diversas inclinações da junta, como feito por Eyre (1988).
- Ensaio com concreto-base com idade de 2 a 3 semanas, infelizmente, não tem interesse prático, ou seja, para projeto, visto que estruturas de concreto não são reforçadas com tais idades, que é inferior aos 28 dias previstos para o concreto atingir a resistência de projeto. Para efeito de pesquisa, entretanto, fornece boa referência de limite inferior.

Harris et al. (2015) apresentaram artigo que tinha como objetivo principal caracterizar a aderência entre concretos convencionalmente utilizados em tabuleiros de pontes e viadutos e concretos de ultra alto desempenho a serem aplicados no reforço dos mesmos. A partir do conhecimento de que a separação entre os dois concretos era a principal causa de falhas de reforços, inicialmente, procederam a um levantamento dos métodos utilizados para avaliar a ligação entre dois materiais de idades diferentes até aquele momento. Os autores resumiram os métodos de avaliação, dividindo-os em três grupos, conforme mostra a Fig. 2.12 (reapresentação da Fig. 2.1).



(*) mantidos os nomes em inglês.

Figura 2.12 - Métodos de Caracterização da Aderência Entre Concretos - Harris et al. (2015)

Dentre os diversos ensaios existentes, optaram por utilizar, na pesquisa, três ensaios, os quais tinham algum tipo de respaldo da ASTM: *Split Tensile Test* (Método ASTM Modificado), *Slant-Shear Test* (Método ASTM Modificado) e *Pull-Off Test* (Método ASTM). A geometria dos corpos de prova dos três ensaios pode ser vista na Fig. 2.13. No *Slant Shear Test*, foram adotadas superfícies de deslizamento com inclinações de 55°, 60° e 70°, com a horizontal.

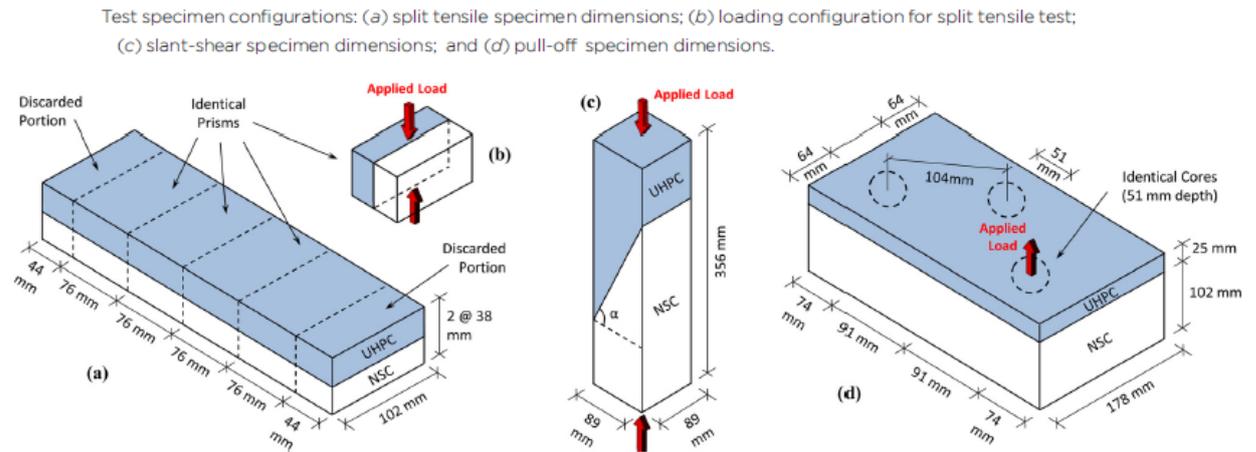


Figura 2.13 - Métodos de Caracterização de Aderência - Harris, et al. (2015).

No preparo das superfícies de deslizamento, foram adotados tratamentos específicos que as deixaram com seis tipos diferentes de textura, conforme mostrado na Fig. 2.14.

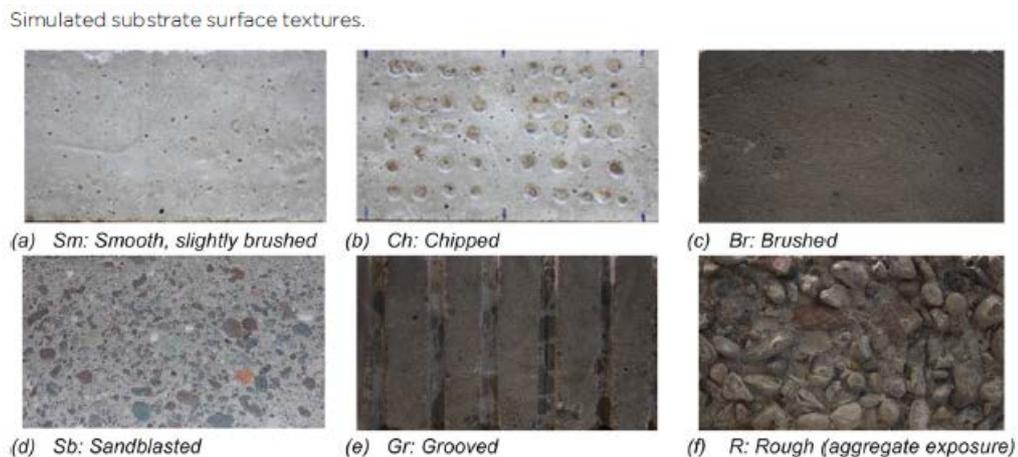


Figura 2.14 - Tipos de Tratamento da Superfície de Deslizamento - Harris et al. (2015)

Os resultados experimentais demonstraram que excelente ligação entre os dois concretos pode ser conseguida com a conveniente preparação da superfície de deslizamento e sem o uso de agentes adesivos.

Ficou evidente, para os autores, a existência de uma série de desafios relacionados com a caracterização da aderência, destacando-se as diferenças de valores das propriedades

mecânicas entre os materiais envolvidos e a falta de método padrão que tenha consenso na comunidade científica quanto à sua adequação

Quanto aos métodos utilizados, a conclusão foi a de que o teste de inclinação-cisalhamento (*Slant Shear Test*) parecia ser o método mais adequado para a avaliação da aderência entre dois materiais cimentícios.

Em relação ao trabalho de Harris et al. (2015), as seguintes observações devem ser feitas:

- é apropriado e justo afirmar que a pesquisa de Harris et al (2015) é abrangente, minuciosa e de grande rigor, destacadamente nos procedimentos, no perseguir dos objetivos a que se propôs, devendo ser considerada um exemplo a ser seguido sob todos os aspectos.
- a única falha que pudemos observar, com relação ao Slant-Shear Test, foi também claramente observada e registrada pelos autores: “uma maior vantagem deste método, não totalmente aproveitada nesta investigação, é o potencial de controlar o estado de tensões na interface, pela variação do ângulo da interface, o que poderia permitir a caracterização da capacidade resistente da mesma”.

Convém, neste ponto, chamar a atenção para fato da maior importância. Comparando-se o levantamento dos tipos de ensaio de ligação feito por Clímaco (1991) (Figs. 2.9 a 2.11), com o levantamento desenvolvido por Harris *et al.* (2015) (Fig. 2.12), pode-se constatar que os testes utilizados até 2015 eram os mesmos utilizados em 1991, o que permite afirmar que pouco se inovou, com relação a testes de ligação, nos últimos 25 anos. Salienta-se que os Ensaio de Flexão (Fig. 2.11) e o Ensaio de Cisalhamento Direto com três elementos (Fig. 2.10b), já existentes em 1991, não foram catalogados por Harris et al. (2015). Isto ocorreu, possivelmente, por terem sido deixados de lado em determinado momento, por possíveis inadequações observadas, algumas já citadas.

A falta de inovações com relação a testes de ligação pôde ser, claramente, comprovada na leitura dos diversos artigos levantados para a pesquisa bibliográfica deste trabalho, que seguiu, a ordem cronológica de publicação.

Entre as datas de publicação do artigo de Clímaco (1991) e do artigo de Harris, *et al.* (2015), foram selecionados e analisados, para esta pesquisa, mais de 20 artigos científicos referentes ao estudo da ligação entre materiais. Havia alguns bons artigos sobre pesquisas que, entretanto, poucas vezes apresentavam algum ponto de interesse, e, ainda assim, a maior parte sobre ensaios de ligação já desenvolvidos e estudados, destacadamente o *Slant Shear Test*.

Com base no citado nos três parágrafos anteriores, julgou-se desnecessário apresentar o resumo de todos os artigos analisados, pelo pouco que acrescentariam ao conhecimento instalado já descrito e necessário para o objetivo principal da pesquisa.

Para não deixar sem qualquer sustentação afirmações feitas acima, achou-se conveniente criar o Capítulo 18 (Bibliografia), onde são listados os melhores artigos consultados e não referenciados.

A pesquisa bibliográfica descrita até aqui fez parte do Projeto de Pesquisa da Qualificação, defendido em Nov/2016. Em julho de 2019, foi feita nova pesquisa de artigos referentes ao tema em pauta. Apenas um artigo se destacou, por se referir a novo tipo de ensaio de ligação entre concretos.

Chilwesa, et al. (2017) desenvolveram um novo ensaio para a avaliação da ligação entre concretos, conforme ilustrado na Fig. 2.15.

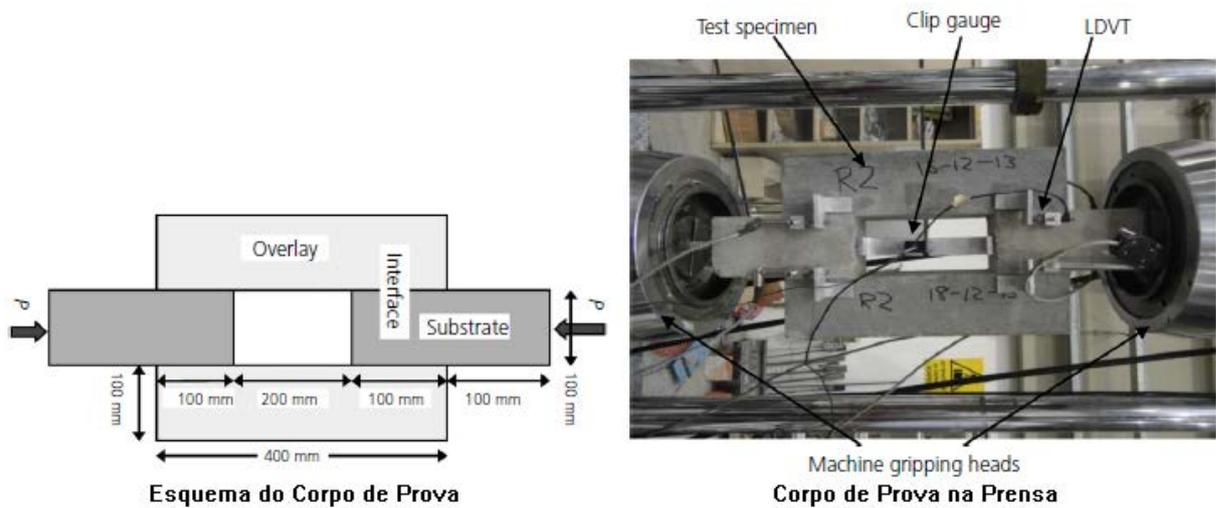


Figura 2.15 - Corpo de Prova do Novo Ensaio

Com o novo ensaio, foi realizado estudo experimental com o intuito de avaliar o efeito da rugosidade do substrato na ligação entre o concreto. Além disso, foi avaliada a possível consequência da rugosidade na ductilidade da interface.

Foram utilizados concretos de substrato com três tipos de superfície de contato com o concreto de sobreposição: superfície lisa (oriunda de contato do concreto com forma de madeira), superfície escovada (escova de aço) e superfície ranhurada. A Fig. 2.16 ilustra estes três tipos de superfície.



Figura 2.16 - Tipos de Superfícies do Concreto do Substrato

Com os resultados, os autores verificaram que a resistência da ligação aumentou com o acréscimo da rugosidade da superfície. A ductilidade da ligação, também, aumentou, e de maneira mais pronunciada.

Vale comentar, que o ensaio contemplou apenas análise comparativa de resultados, não determinando valores para atrito e aderência.

2.3 Reforço de Pilares - Ensaio Utilizando Modelos

A seguir, são registrados os pontos mais significativos de pesquisas relativas ao reforço de pilares por encamisamento, utilizando ensaios de Modelos.

Ramirez (1996) publicou, talvez, os melhores trabalhos referentes ao reforço e à recuperação de pilares de concreto armado até a presente data, no qual estudou dez tipos de intervenção.

O autor, ao longo dos anos (1976 - 1997), realizou vários programas de investigação experimental referentes ao tema, com o objectivo de prestar apoio e assistência técnica aos que dele necessitava, e que, várias vezes, procuraram auxílio no centro de investigação onde trabalhava.

Ramirez (1996) citou que a concepção dos diferentes procedimentos foi, em geral, estabelecida pelo seu próprio juízo, porque os primeiros programas foram desenvolvidos nos anos 70, quando a literatura técnica sobre o tema era muito escassa, e, em relação aos seus programas mais recentes, apesar de uma quantidade importante de referências de pesquisas já estarem disponíveis, elas somente tratavam do campo sísmico.

Em virtude do interesse que a avaliação conjunta de dez sistemas de reforço poderia despertar nas pessoas técnicas interessadas no assunto, Ramirez (1996) definiu como objetivo do artigo a apresentação, numa abordagem mais qualitativa do que quantitativa, do resumo das características e resultados obtidos para os dez métodos de intervenção estudados.

Como as intervenções estudadas não foram planejadas para resistir à ação sísmica, o autor considerou, na idealização dos estudos, os seguintes fatores: carga de compressão axial, comprimento mínimo de reforço ou reparação, facilidade de execução, sem renunciar à possibilidade de utilização de materiais de reparação especiais. Alguns dos procedimentos adotados foram escolhidos a partir da prática habitual dos construtores, para avaliar a sua eficiência real e melhorá-la através de modificações adequadas.

A limpeza e tratamento das superfícies de concreto dos pilares foram feitos, previamente, por meio de escovação, seguida de jato de ar.

O primeiro grupo de modelos, com seis tipos de reforço, considerou a falta de resistência de toda a altura dos pilares. Três deles utilizaram reforço com concreto (Tipos 1, 2, 3) e três reforço com cantoneiras de aço (Tipos 4, 5, 6). O autor salientou que, nestes seis casos, a transmissão de carga de um piso para outro, tornava críticos o apoio e o corte nas lajes.

É importante salientar que, nos três tipos de reforço com concreto, o autor adotou camisa com 5 cm de espessura.

A Fig. 2.17 e a Fig. 2.18 mostram a geometria e as características do pilar original e dos seis tipos de reforço do primeiro grupo (Tipos 1 a 6).

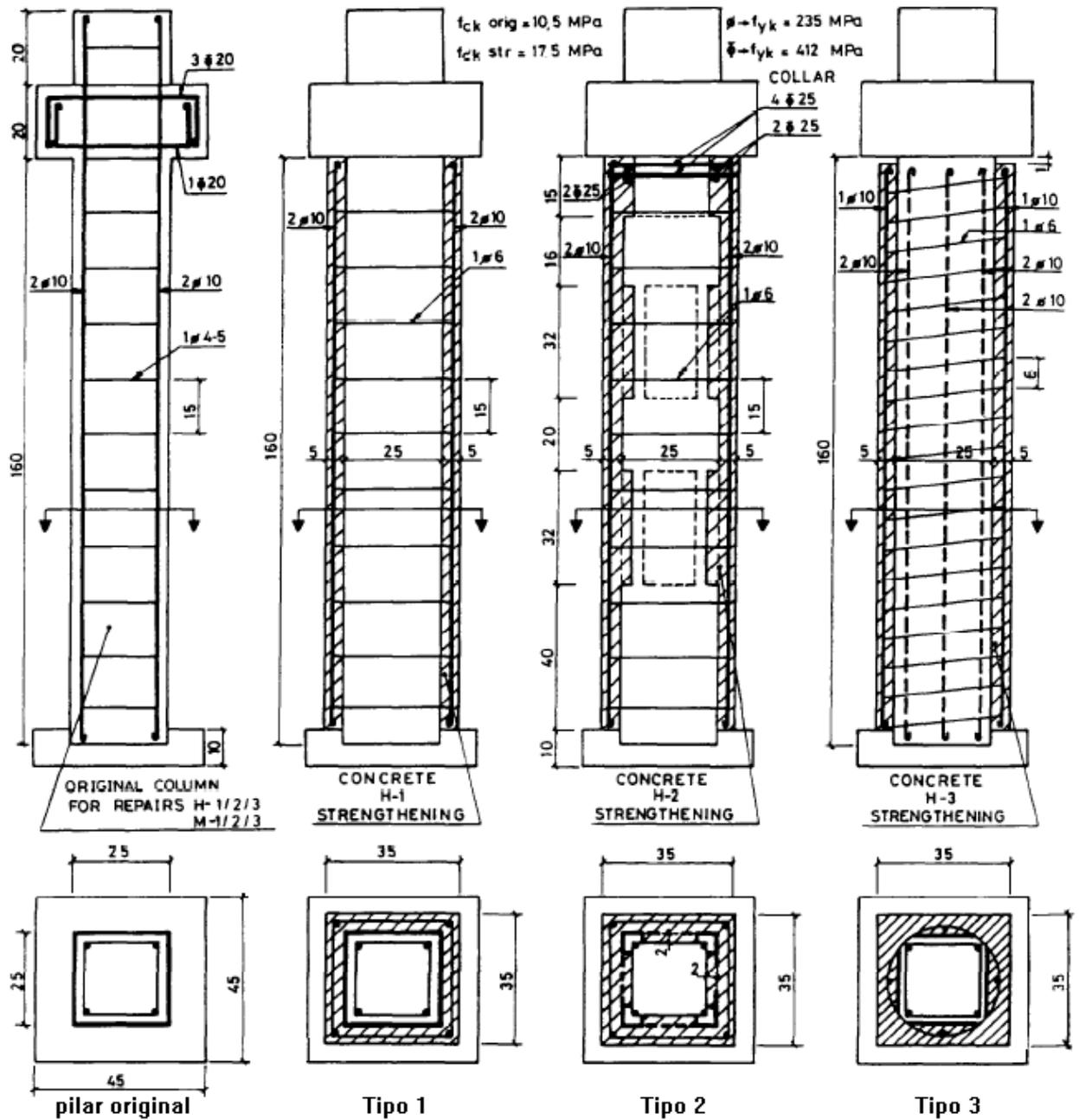


Figura 2.17 - Pilar Original e Reforços com Concreto Tipo 1 a 3 - Geometria e Características

Observa-se que o reforço Tipo 3 não entra em contato com a “laje” (bloco superior).

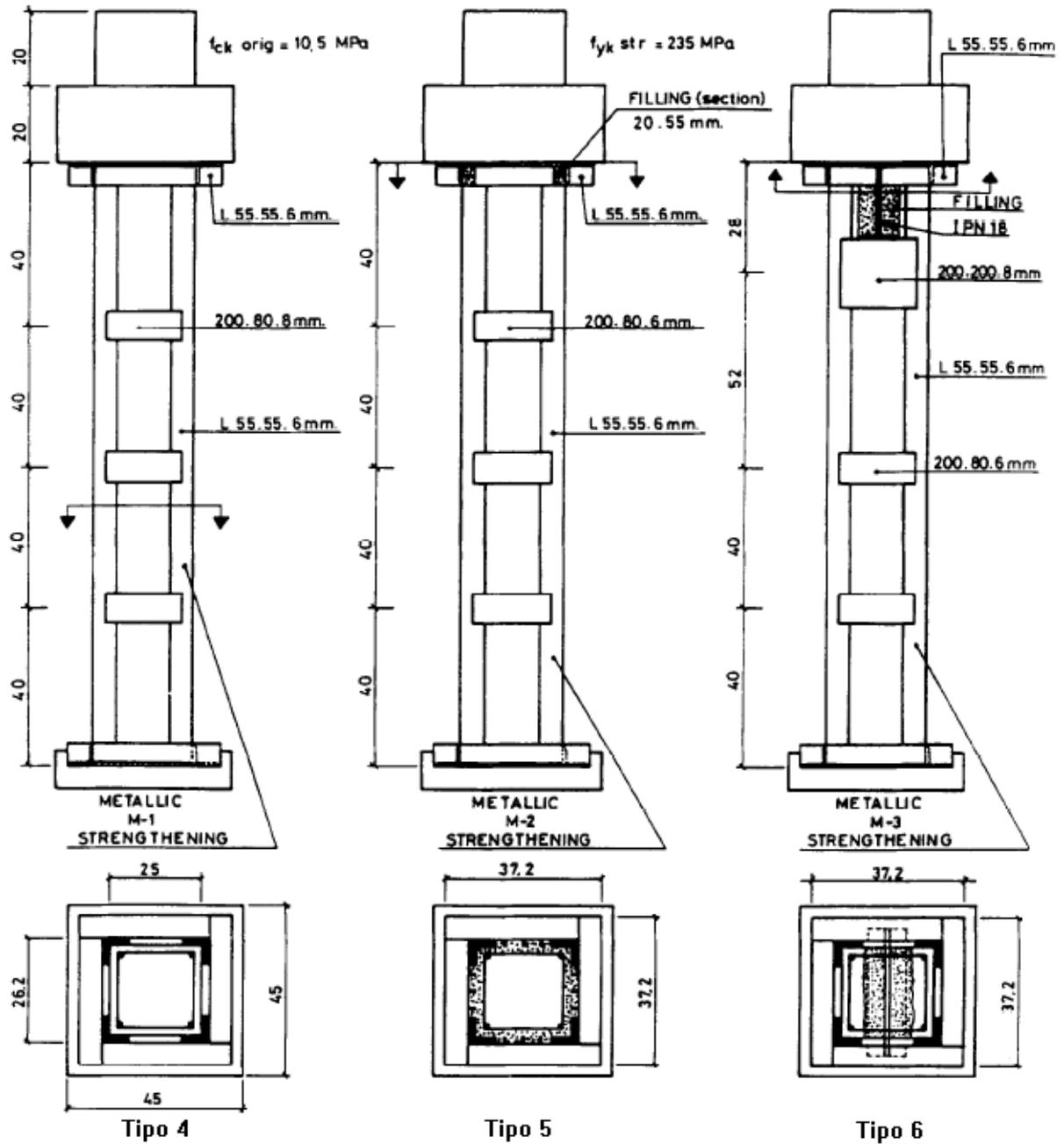


Figura 2.18 - Reforços Metálicos Tipo 4 a 6 -Geometria e características

O segundo grupo de modelos considerou quatro técnicas de recuperação especificamente projetadas para o fortalecimento localizado dos pilares (Tipos 7 a 10). As intervenções cobriam a seção danificada em um comprimento mínimo. As quatro técnicas utilizaram concreto polimérico (Tipo 7), perfis de aço com parafusos de alta resistência (Tipo 8) e dois tipos de revestimentos de placas de aço soldadas (Tipos 9 e 10). A transmissão da carga nos Tipos 7, 9 e 10 foi conseguida por uma combinação de aderência e atrito na interface entre a reparação e o pilar original.

A Fig. 2.19 e a Fig. 2.20 mostram a geometria e as características do pilar original e dos quatro tipos de reforço do segundo grupo (Tipos 7 a 10).

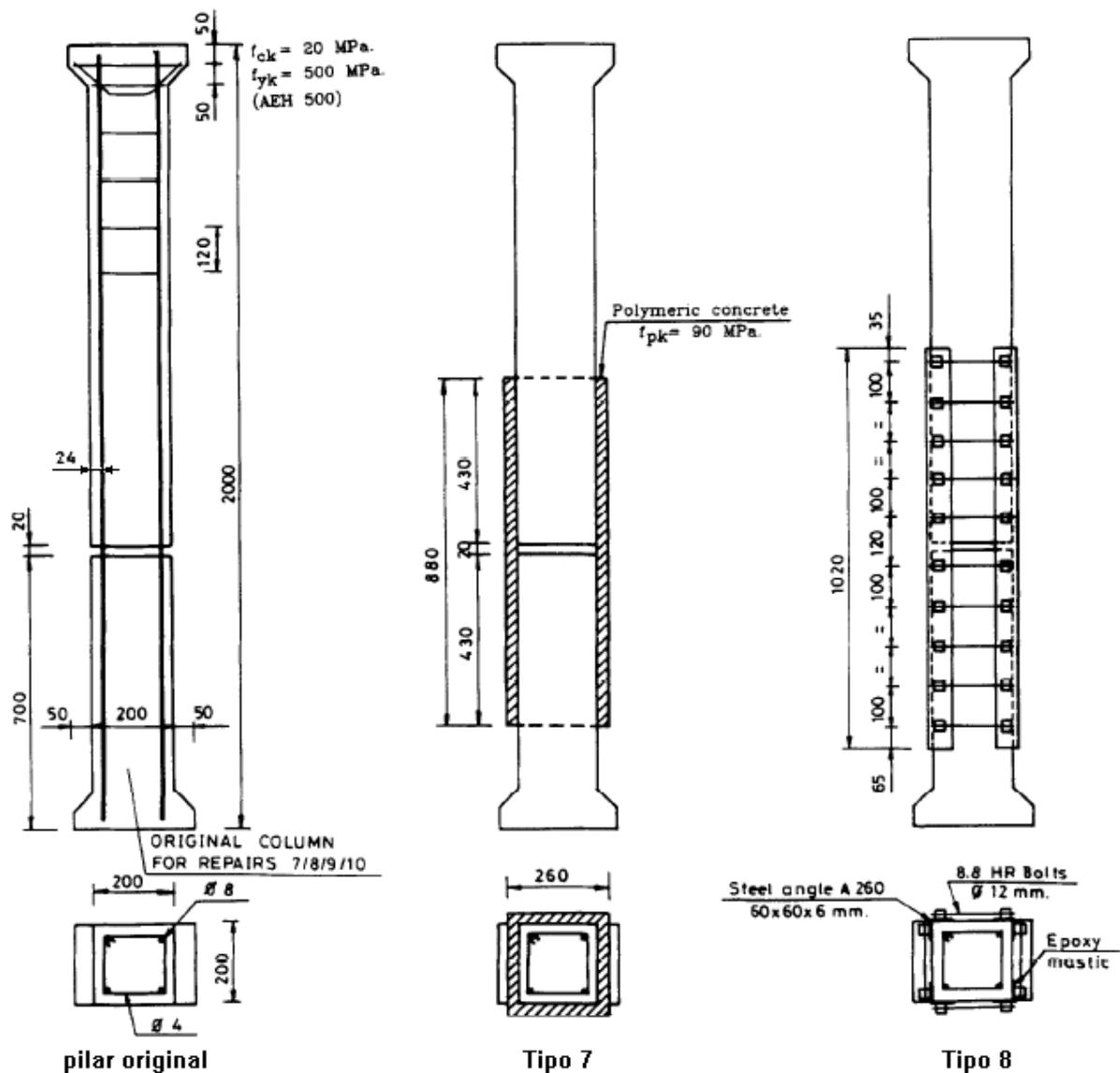


Figura 2.19 - Pilar Original e Recuperações Tipo 7 e 8 - Geometria e Características

Deve-se salientar que o dano localizado nos pilares originais foi simulado por meio da interrupção do concreto (20mm) com uma placa de isopor colocada através da forma. Entretanto, os dois lados do pilar permaneceram unidos pelas barras da armadura.

É importante observar que, na Recuperação Tipo 7, a altura de contato do concreto polimérico com o concreto do pilar original era igual a **2,15 vezes o lado do quadrado** deste último.

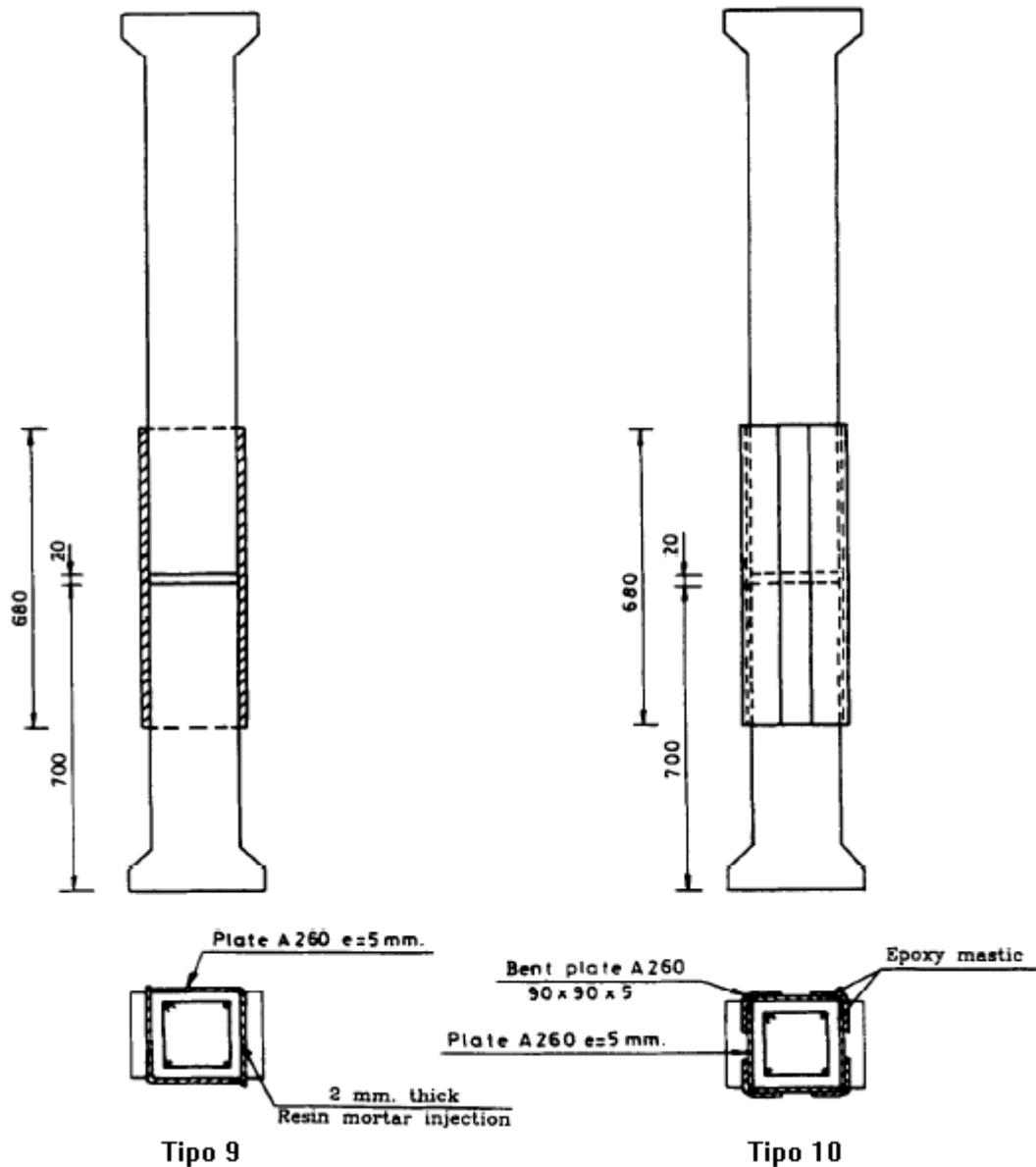


Figura 2.20 - Recuperações Tipo 9 e 10 - Geometria e Características

É importante salientar que a base de cálculo das recuperações dos Tipos 7, 9 e 10 (encamisamento com concreto polimérico, com chapas de aço com injeção de vazios com resina, ou com chapas de aço e cantoneiras soldadas) “foi que a tensão de cisalhamento vertical entre o pilar e a camisa era igual à adesão mais o atrito, devido ao efeito de Poisson. Por esta razão, foi necessário conceber os encamisamentos para resistir à tensão horizontal”.

A Tab.2.1 resume todos os resultados dos ensaios dos dez tipos de intervenção.

Tabela 2.1 (original) - Resultados Referentes aos Dez Tipos de Intervenção

No.	Details	Mode of failure	Efficiency	Comments
1	Column faces lightly chiselled before repair.	Concrete slabs fail by crushing. Start of vertical cracking of jacket close to slab.	High	Rebar collars in the upper and lower part of the jacket would increase efficiency.
2	Idem. Large recesses performed over 38% of column surface.	Idem	High	-
3	Removal of column corners and installation of a steel spiral plus longitudinal bars.	Idem	High	-
4	Batten plates preheated before welding. Base and capital clearances filled with mortar.	Failure starts in the column inside the jacket. At higher load it fails by slab crushing and punching.	Medium, because of delay on load uptake of steel angles with respect to original column.	Lack of fit between steel and concrete decrease efficiency and increase scattering.
5	Idem. Base and capital angles with anchors housing in a recess chiselled in the concrete.	Idem	Medium, but better than method number 4.	-
6	Idem 4. Transverse 'I'-beam section installed in cavity filled after with resin mortar.	Concrete slab fails by crushing.	High	-
7	Column surfaces previously cleaned by brushing and blowing	By tensile stress in jacket corners together with vertical shear at the interface.	High	Need of a minimum steel mesh, knowledge of polymeric concrete properties under sustained load and protection against fire.
8	Coupling between angles and column with a fast setting mortar.	Column crushing out of strengthening section.	High	Troublesome method to be applied. Higher strength than expected because of bond properties of the coupling mortar.
9	Column surfaces previously cleaned by brushing and blowing.	Vertical shear between column and steel jacket with relative displacement.	High	Need of knowledge of the injected mortar properties under sustained load and protection against fire.
10	Idem.	Lack of adhesion between steel corners and plates under transverse forces due to Poisson effect.	Not usable because of low strength and large scattering.	Very sensitive to quality of adhesive and storage conditions. Protection against fire required.

É da maior importância observar, na Tab.2.1, que, em todos os reforços do primeiro grupo (Tipos 1 a 6), a falha da ensaio ocorreu em função do esmagamento do concreto da laje no topo dos pilares.

Nas recuperações Tipo 7 e Tipo 10 a falha do ensaio ocorreu em função do cisalhamento entre o pilar e a camisa associado à tração horizontal devida ao efeito de Poisson. Na recuperação do Tipo 9, apenas em função do cisalhamento entre o pilar e a camisa.

Na recuperação do Tipo 8, a falha ocorreu fora do trecho recuperado, ou seja, a resistência desse trecho ficou maior do que a do pilar original.

Com base na comparação dos resultados dos ensaios dos dez tipos de intervenção que foram descritos, o autor chegou às seguintes conclusões:

- Considerando os Tipos 1 a 6 de reforço, que se estendem ao longo de toda a altura do pilar, os métodos mais interessantes, em termos de eficiência e custo, parecem ser o encamisamento de concreto polimérico simples (Tipo 1) e o encamisamento com cantoneira de aço (Tipo 6);
- O encamisamento de concreto polimérico simples (Tipo 1) é fácil de construir, e a transmissão da carga é direta. É aconselhável fazer um “reforço de aro”, com barras especiais, nos dois extremos do encamisamento, perto das superfícies da laje, para melhorar o desempenho;
- O reforço que utiliza ligação com a laje com perfil “I” (tipo 6) é muito interessante, pois não se baseia exclusivamente na resistência ao cisalhamento das vigas ou lajes. Ele toma uma quantidade importante da carga da coluna superior e transmite-a para a coluna inferior em um modo direto;
- Com relação aos quatro tipos de recuperação localizada (Tipos 7 a 10), que se estendem sobre um comprimento mínimo de cada lado do defeito, três deles (Tipos 7, 8 e 9), são muito eficazes;
- Métodos baseados num encamisamento de resina polimérica ou chapa de aço com injeção de vazios com argamassa de resina, Tipos 7 e 9 respectivamente, apresentam alta eficiência a um custo baixo ou moderado;
- A relação entre a carga de falha após a reparação e a previsão teórica foi superior a 1, obtendo valores da mesma ordem de grandeza que para as colunas virgens não danificadas. Os reparos são finos e curtos. O principal problema com eles pode ser a baixa resistência ao fogo;

- A recuperação localizada Tipo 8, constituída por cantoneiras com parafusos pré-esforçados, tem um comportamento muito bom e parece ser muito confiável, embora seja cara e de execução problemática. Pode ser de interesse para intervenções de emergência;

Com relação ao trabalho de Ramirez (1996), podem ser feitos os seguintes comentários:

- É bem provável ter havido um engano quanto ao tipo de falha registrada para o reforço Tipo 3. Como o concreto do reforço não chegava até à laje (1 cm de folga), para a laje ser esmagada, o deslocamento do reforço teria de ser maior do que 1 cm.
- Pode-se observar, pela Fig.2.17, que as armaduras do bloco que representa a laje está invertida, possivelmente por erro de desenho.
- A nosso ver, os trabalhos de Ramirez são, indiscutivelmente, os melhores trabalhos da área de recuperação e reforço de pilares por encamisamento. Seu conhecimento e preocupação com o projeto e a execução são fatores que o diferencia dos demais pesquisadores.

Vale lembrar que todos os ensaios de Ramirez foram executados com compressão centrada.

Cánovas (1988), nas suas recomendações para projetos de recuperação/reforço com concreto armado, quando a necessidade advém de erros de projeto ou execução, indica o encamisamento total do pilar com a desconsideração total da capacidade resistente do pilar original.

No caso de danos acidentais, o autor indica a recuperação localizada de pilares apenas para os casos em que a capacidade resistente residual estimada dos mesmos seja igual ou maior do que 45%. O autor recomenda a soldagem das barras principais necessárias; a utilização de estribos com diâmetro de 8 mm, afastados de 10 cm; o uso de camisa de concreto com espessura mínima de 3 cm e altura que sobrepassse a área afetada, para cada lado, em **1,5 vezes a dimensão maior do pilar**.

No caso de danos muito importantes sobre a maior parte do pilar, em que a capacidade resistente residual do pilar chegue a ser de apenas 10%, Cánovas recomenda a recuperação de todo o vão do pilar, com a soldagem de barras de reforço nas existentes, por meio de barras espaçadoras ($\phi 10$) e adoção de estribos de diâmetro de 8mm espaçados de 5 cm, no trecho danificado, e de 10 cm nos demais trechos. O autor recomenda camisa com espessura entre 7 e 10 cm, para uma camada de barras de reforço, e entre 10 e 15 cm, para duas camadas.

É importante registrar que o trabalho de Cánovas, muito se baseou nas pesquisas de Ramirez.

Takeuti (2003) desenvolveu pesquisa experimental que visava investigar o comportamento de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alta resistência. Os principais objetivos da pesquisa eram estudar o comportamento ao longo do tempo, o efeito de pré-carregamento e de confinamento nos pilares reforçados.

A pesquisa de Takeuti (2003) é de grande amplitude e de excelente qualidade, tendo, por isto, merecido um resumo de maior extensão. Apesar de nem todo o estudo do autor se relacionar com a pesquisa deste trabalho, várias de suas conclusões são de importância para a mesma, destacadamente, as referentes ao confinamento do concreto.

Segundo o autor, os métodos e técnicas de reabilitação das estruturas de concreto, apesar do rápido desenvolvimento, ainda se baseiam na experiência empírica acumulada, em virtude do caráter artesanal e incomum dos processos de reabilitação, uma vez que cada problema enfrentado tem suas próprias características. Este é um dos principais fatores que justificam o desenvolvimento de pesquisas sobre o comportamento estrutural de elementos reabilitados de concreto armado. Ele continua, afirmando não existir uma metodologia específica de análise do comportamento estrutural da peça reabilitada, nem diretrizes que orientem o projetista durante o processo de redimensionamento e reprojetado.

Os ensaios realizados por Takeuti (2003) tinham caráter qualitativo, buscando, pela análise comparativa dos resultados dos ensaios, obter indicações e conclusões preliminares sobre o comportamento ao longo do tempo de pilares reforçados.

Na revisão bibliográfica, o autor procurou abordar, com mais ênfase, as investigações sobre o efeito de confinamento em pilares de concreto armado produzido pelas armaduras transversais, bem como os efeitos das deformações ao longo do tempo em estruturas reabilitadas, mais especificamente a retração e fluência do concreto.

O autor salientou a importância do estudo de cada parâmetro que influencia o confinamento de pilares, uma vez que sua pesquisa visava estabelecer uma correlação entre os modelos de confinamento de pilares de concreto armado, e os pilares reforçados por encamisamento.

A pesquisa experimental, depois de executados e analisados vários experimentos preliminares, foi dividida em dois grupos: Ensaio de Longa Duração e Ensaio de Curta Duração.

As duas séries de modelos (corpos de prova) que compunham o grupo dos Ensaio de Longa Duração estão indicadas na Tab.2.2.

Tabela 2.2 - Séries dos Ensaio de Longa Duração

<i>SÉRIE</i>	<i>DESCRIÇÃO DOS MODELOS</i>
SÉRIE 1 (pilares com seção quadrada)	S1EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S1EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S1TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 3).
SÉRIE 2 (pilares com seção circular)	S2EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S2EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S2TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 3).

Nas Figs. 2.21 e 2.22, estão descritas a geometria do pilar original e da camisa de reforço, e as respectivas armaduras das duas séries.

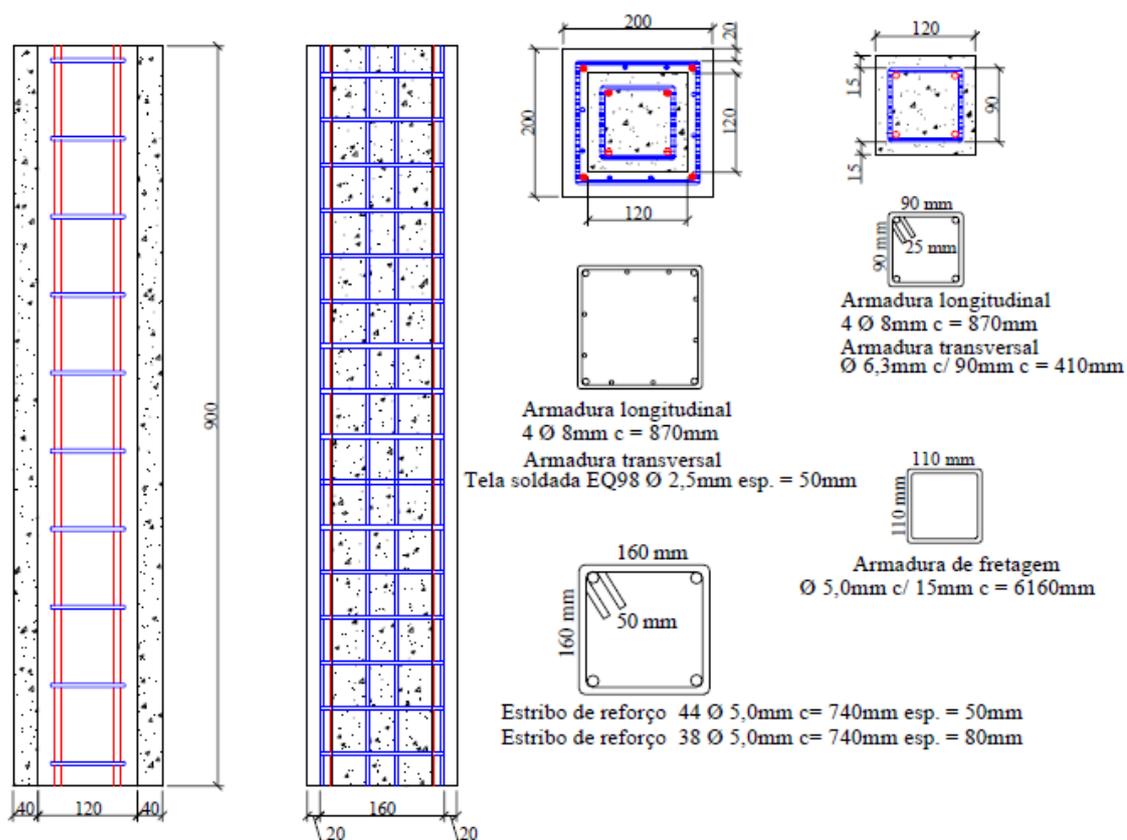


Figura 2.21 - Detalhes das Formas e Armaduras da Série 1

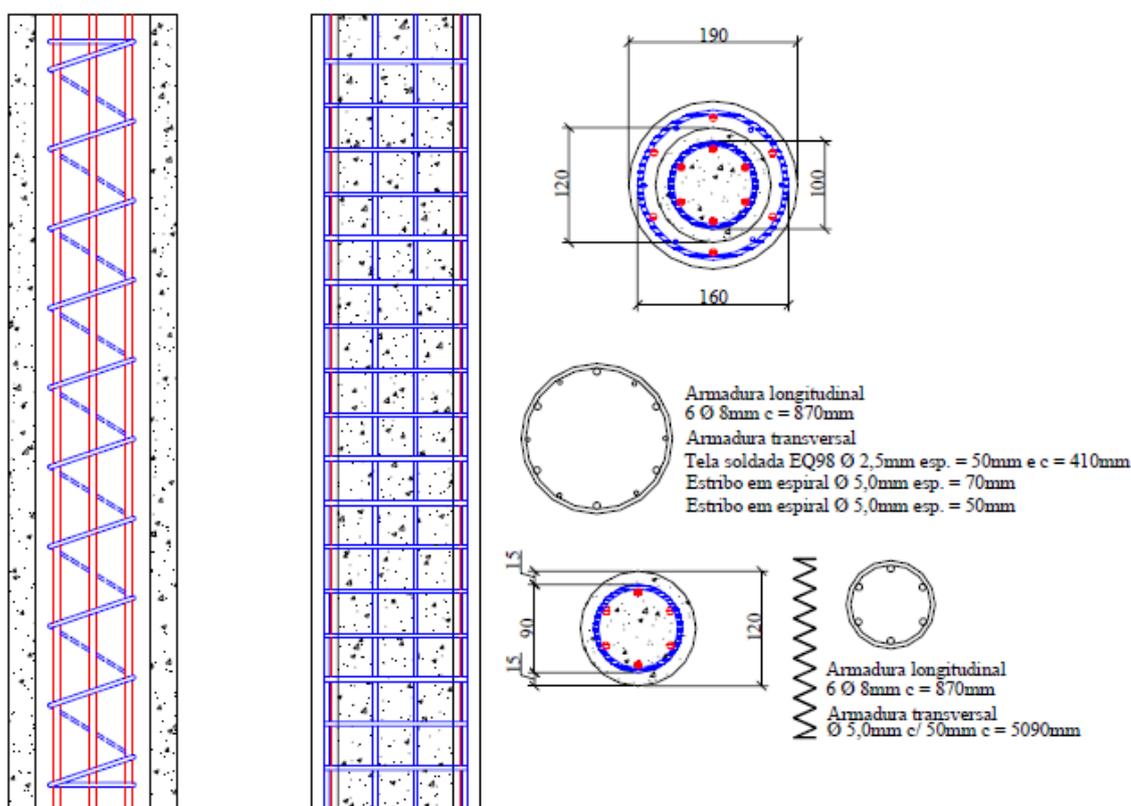


Figura 2.22 - Detalhes das Formas e Armaduras da Série 2

Os Ensaio de Longa Duração foram divididos em três etapas. Na primeira etapa, foram ensaiados os modelos S1EST1 e S1TELA, ambos com seus pares pré-carregados e um modelo de referência que simulava o pilar original. Após a concretagem dos cinco modelos, todos foram deixados em câmara úmida até a idade de sete dias e depois desformados. No décimo sexto dia, foram efetuados os procedimentos de pré-carregamento dos modelos (ver Fig. 2.23).



Figura 2.23 - Montagem das Armaduras de Reforço dos Modelos a Serem Pré-Carregados

Com quarenta e nove dias de idade os modelos foram reforçados, ou seja, foi concretada a camisa de reforço. Com cento e cinco dias de idade os modelos foram ensaiados até a ruptura.

Na segunda etapa, antes de pré-carregar os modelos de referência, foram montadas as armaduras de reforço, para facilidade de execução, conforme ilustra a Fig. 2.24.

Foram concretados dez pilares de referência (três com seção transversal quadrada e sete circulares). Decorridos quatorze dias após a concretagem, quatro modelos foram submetidos a pré-carregamento (um com seção transversal quadrada e três circulares). Entre os setenta e cinco dias e setenta e oito dias após a concretagem dos pilares, foram concretadas as camisas de reforço. Na Fig. 2.25 é mostrado o esquema de montagem das fôrmas da camisa de reforço para os pilares circulares.

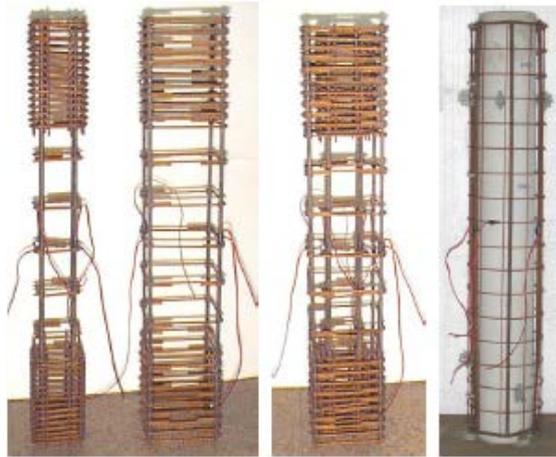


Figura 2.24 - Disposição das Armaduras de Reforço da Segunda Etapa



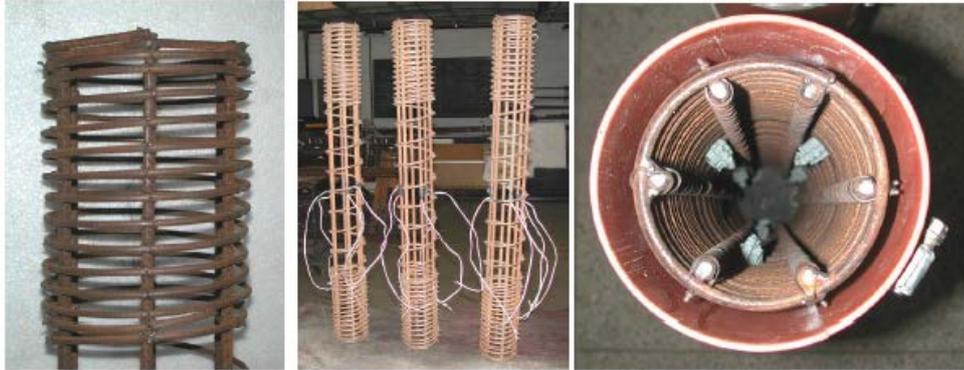
Figura 2.25 - Fôrma para Concretagem das Camisas de Reforço dos Modelos com Pré-Carregamento e Seção Transversal Circular

No período entre cento e trinta e sete dias e cento e trinta e nove dias de idade dos pilares originais, foram realizados os ensaios com carregamento imediato.

Antes da concretagem dos modelos da terceira etapa de ensaios, foi decidido aumentar a taxa de armadura transversal da armadura de fretagem, conforme Fig. 2.26.

Foram concretados seis pilares de referência (três com seção transversal quadrada e três circulares). Decorridos nove dias após a concretagem, dois modelos foram submetidos ao pré-carregamento (um com seção transversal quadrada e o outro circular). Durante o intervalo

entre os quarenta e três e quarenta e quatro dias de idade dos modelos, foram realizadas as concretagens das camisas de reforço.



(a) pilares de referência de seção circular



(b) pilares de referência de seção quadrada

Figura 2.26 - Armadura dos Pilares de Referência

Como estes foram os últimos modelos a serem ensaiados, o autor decidiu manter os pilares reforçados o maior tempo possível no interior da câmara úmida para verificar se, num período mais longo de observação, poderia ser constatado algum resultado interessante. Após duzentos e quatorze dias da concretagem dos pilares originais, todos os modelos foram ensaiados com carregamento imediato.

Na Tab. 2.3, são apresentados os valores de pré-carregamento, a resistência à compressão do concreto do pilar original, dentre outras informações dos modelos ensaiados nas três etapas.

Tabela 2.3 - Dados dos Modelos Experimentais dos Ensaios de Longa Duração

Modelo	Pré-carregamento (dias)	Resistência à compressão do concreto do pilar original no pré-carregamento / ensaio ¹ (MPa)	Valor do pré-carregamento Inicial / final (perda %) (kN)	Percentual do pré-carregamento em relação à capacidade resistente do pilar original	Concretagem da camisa de reforço / ensaio (dias)
S1EST1	20	25,77 / 32,7	172,6 / 138,11 (20%)	46,1% / 29,2%	49 / 105
S1EST2	14	23,13 / 31,4	209,15 / 178,66 (14,6%)	62,1% / 39,3%	79 / 137
S1TELA	16	25,77 / 32,7	165,93 / 143,79 (13,3%)	44,3% / 30,4%	49 / 106
S2EST1	14	23,13 / 31,4	220,0 / 183,0 (16,8%)	82,3% / 51,1%	78 / 137
S2EST2	14	23,13 / 31,4	226,98 / 187,13 (17,5%)	84,9% / 52,22	77 / 138
S2TELA	14	23,13 / 31,4	213,25 / 184,73 (13,4%)	79,8% / 51,5%	76 / 139
S3C (S2EST2)	9	16,82 / 24,78	171,25 / 148,83 (15,06%)	86,6% / 52,14%	44 / 214
S3Q (S1EST2)	9	16,82 / 24,78	207,62 / 178,66 (13,95%)	84% / 49%	43 / 214

Os Ensaios de Curta Duração foram divididos, também, em três etapas, conforme Tab. 2.4.

Tabela 2.4 - Descrição das Etapas dos Ensaios de Curta Duração

Etapa	DESCRIÇÃO DOS MODELOS
1	S1EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S1TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 3).
2	S1EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S2EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S2EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S2TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 1).
3	S3C: modelo que substitui o modelo S2EST2; S3Q: modelo que substitui o modelo S1EST2;

A primeira etapa consistiu dos ensaios dos modelos S1EST1 e S1TELA conjuntamente com seus pares pré-carregados. Após o posicionamento e ajuste do modelo, o ensaio foi iniciado aplicando-se a força com uma velocidade de deslocamento de 0,005 mm/s até o final do ensaio. A Fig. 2.27 mostra fotos de ensaios da primeira etapa.



Figura 2.27 - Modelo S1EST1, após o ensaio, e modelo S1EST1PRE

A segunda etapa de ensaios foi composta pelos modelos S1EST2, S1EST2PRE, S2EST1, S2EST1PRE, S2EST2, S2EST2PRE, S2TELA, S2TELAPRE e os modelos que simularam os pilares originais de seção transversal circular e quadrada. Todos os modelos foram ensaiados com o mesmo equipamento e com a mesma velocidade de deslocamento do pistão do atuador.

A Fig. 2.28 mostra fotos de ensaios da segunda etapa.



Figura 2.28 - Modelo S1EST2PRE e Modelo S2EST1PRE

Na terceira etapa, foram ensaiados seis modelos: S3C (S2EST2), S3CPRE (S2EST2PRE), S3Q (S1EST2), S3QPRE (S1EST2PRE) e os respectivos pilares originais. A Fig. 2.29 mostra fotos de ensaios da terceira etapa.

Pelas Figs. 3.27 a 3.29, pode-se observar que a carga era aplicada no concreto do pilar original e no concreto do reforço, de maneira simultânea.

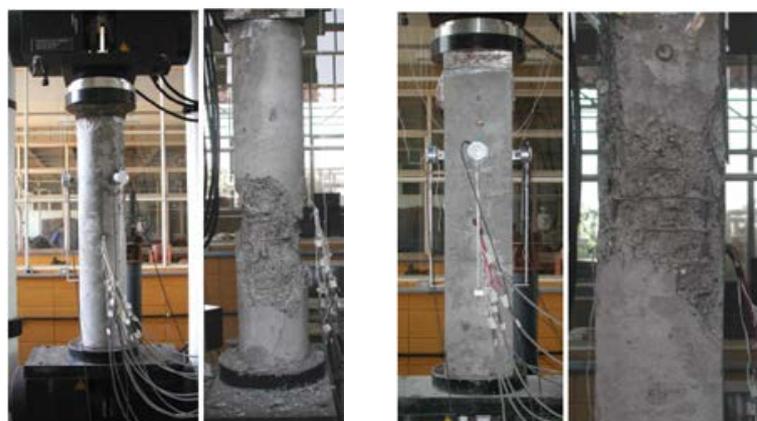


Figura 2.29 - Modelo S3C e Modelo S3Q

Na Tab. 2.5 é apresentada comparação entre as forças últimas dos ensaios.

Tabela 2.5 - Comparativo das forças últimas experimentais

Modelo	Pré-carregado*	f_c Núcleo / camisa (MPa)	Força última experimental (kN)	Comparação com modelo pré-carregado
S1EST1	Sim	32,7 / 80,0	1623,66	1,00
	Não	32,7 / 80,0	1650,4	1,02
S1EST2	Sim	31,4 / 65,7	2019,34	1,00
	Não	31,4 / 65,7	1824,1	0,90
S1TELA	Sim	32,7 / 54,0	1675,94	1,00
	Não	32,7 / 54,0	1556,8	0,93
S2EST1	Sim	31,4 / 63,3	1436,64	1,00
	Não	31,4 / 63,3	1291,5	0,90
S2EST2	Sim	31,4 / 71,0	1449,3	1,00
	Não	31,4 / 71,0	1149,2	0,79
S2TELA	Sim	31,4 / 74,0	1429,65	1,00
	Não	31,4 / 74,0	1251,8	0,87
S3C	Sim	24,78 / 77,9	1385,88	1,00
	Não	24,78 / 77,9	1303,30	0,94
S3Q	Sim	24,78 / 81,9	1822,18	1,00
	Não	24,78 / 81,9	1683,60	0,92
Original do S1EST2	-o-	31,4	451,10	-o-
Original da Série 2	-o-	31,4	399,98	-o-
Original do S3C	-o-	24,78	395,25	-o-
Original do S3Q	-o-	24,78	482,16	-o-

*Os valores dos modelos com pré-carregamento, apresentam os valores já corrigidos com a adição do pré-carregamento inicial, conforme item 6.2.3.

A seguir, são apresentadas as principais conclusões de Takeuti (2003)

Com relação ao efeito de confinamento em pilares de concreto, o autor chegou às seguintes conclusões:

- 1- no caso de concreto de baixa resistência, a sua deformabilidade é maior do que a do concreto de alta resistência, e, portanto, o efeito da pressão lateral dado pelo confinamento é proporcionalmente maior, isto é, a capacidade resistente do elemento é significativamente aumentada pelo cintamento;
- 2- o efeito de confinamento dado por armaduras transversais é importante para aumentar a ductilidade dos pilares de concreto de alta resistência;
- 3- no caso de concreto de baixa resistência, a chamada camada de cobrimento contribui com a capacidade resistente do pilar, inclusive em parte da fase pós-pico de resistência. Por isso, o cálculo da capacidade resistente do pilar considerando a seção transversal plena é satisfatório, inclusive a favor da segurança, porque se deixa de considerar o efeito positivo do confinamento pré-pico;
- 4- no caso de concreto de alta resistência, a camada de cobrimento contribui com a capacidade resistente do pilar predominantemente na fase pré-pico, deixando de participar nas proximidades da ruptura. Por esta razão, recomenda-se que no caso de concreto de alta resistência, o cálculo da capacidade resistente seja feito considerando-se apenas a seção transversal do núcleo confinado;

No reforço de pilares por encamisamento, uma vez garantidas adequadas condições de confinamento, o autor concluiu:

- 5- a capacidade resistente do pilar original pode ser totalmente considerada na avaliação da resistência do elemento reforçado;
- 6- o efeito de pré-carregamento de um pilar a ser reforçado não afeta a resistência última do elemento reforçado, mas pode afetar a sua deformabilidade.

- 7- embora a armadura transversal da camisa de reforço estivesse próxima da armadura mínima recomendada pela NB-1-2002, em todos os ensaios realizados, a parcela resistente do pilar original foi mantida até a ruptura do elemento reforçado;
- 8- é recomendável que a armadura transversal da camisa de reforço seja maior que a mínima recomendada pela NB-1-2002, devendo ser maior nos pilares de seção quadrada do que nos de seção circular;
- 9- em todos os ensaios realizados com pré-carregamento do pilar original, a capacidade resistente última dos mesmos mostrou-se superior à dos que não foram pré-carregados.

Com relação aos Ensaios de Longa Duração, considerando a análise de resultados por meio da aplicação de modelos teóricos, comparação de gráficos e aplicação do programa CONSNOU, o autor chegou às seguintes conclusões:

- 10- o comportamento conjunto do pilar original (núcleo) com a camisa de reforço depende da relação entre áreas das seções transversais, ou melhor ainda, dos volumes de concreto de cada parte. Se o pilar original tiver um volume de concreto muito maior que o da camisa, e ainda estiver sujeito a deformações ao longo do tempo, a tendência é de que haja uma significativa transferência de esforços do pilar original para a camisa. Caso contrário, a rigidez relativamente grande da camisa tenderá a restringir as deformações do pilar original, mas as tensões no concreto da camisa serão relativamente baixas. Em qualquer situação, a camisa também estará sujeita à retração e à fluência;
- 11- no caso em que a estrutura original tenha idade mais avançada, quando praticamente todas as deformações por retração e fluência tenham ocorrido, a introdução da camisa de reforço não implicará em qualquer transferência de esforços, a não ser aquela decorrente da retração do concreto da própria camisa;
- 12- a retração do concreto de reforço pode causar fissuração se a retração for restringida pelo pilar original, o que pode ser minimizado pela utilização dos aditivos redutores de retração;

2.4 Reforço de Pilares - Ensaio Utilizando Corpos de Prova

A seguir, registram-se os pontos mais significativos de pesquisas, relativas ao reforço de pilares por meio de ensaios que utilizavam Corpos de Prova.

Observa-se que todos os ensaios foram executados com compressão centrada.

Sezen et al. (2011), desenvolveram pesquisa visando estudar o reforço de pilares circulares, por encamisamento de aço, de compósitos de polímero reforçado com fibra (FRP) e concreto armado.

A eficácia de cada método de reforço no aumento da rigidez, da capacidade axial e da ductilidade de deslocamento foi investigada com base nos dados experimentais.

A Tab. 2.6 (original) mostra os tipos e nomenclatura dos espécimes da pesquisa.

Tabela 2.6 - Tipos e Nomenclatura dos Espécimes

Specimen	Specimen name
Bare or reference specimen	BASE
FRP wrap	GFRP, CFRP, CFRP-strip
Steel jacket	C-CFT, L-CFT
WWF-reinforced-concrete jacket	C-WWF, L-WWF
Rebar-reinforced-concrete jacket	C-REB#3, C-REB#4, L-REB#3
PCS-reinforced-concrete jacket	C-PCS-1/4, C-PCS-5/16, L-PCS-1/4, L-PCS-5/16

A Fig. 2.30 mostra espécimes com carga axial distribuída em toda a seção transversal do espécime (série C) e com carga axial distribuída apenas na coluna de base (Série L).



Figura 2.30 - (a), (b) Espécimes com Carga Axial em Toda a Seção Transversal (série C);
(c), (d) Espécimes com Carga Axial Apenas Sobre a Coluna de Base (Série L)

Observa-se que neste resumo serão abordados apenas os reforços com camisa de concreto armado.

A Fig. 2.31, mostra as armaduras (barras e WWF - tela soldada) entre os moldes e os espécimes de referência.

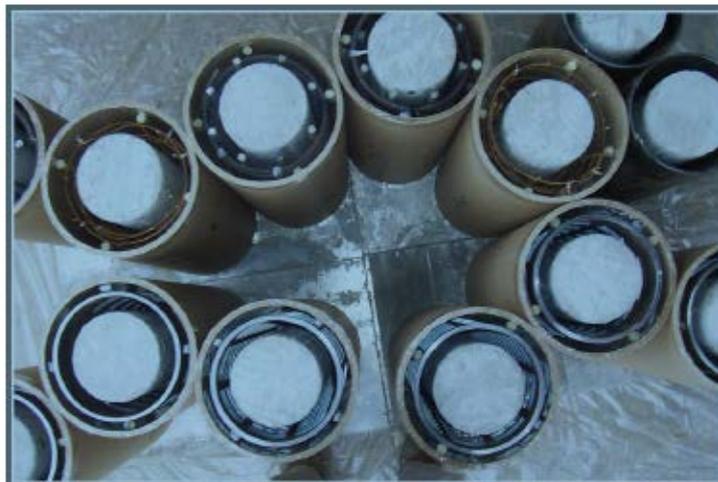


Figura 2.31 - Armaduras (barras e telas soldadas) entre os Moldes e os Espécimes de Referência.

Na Fig. 2.32, pode-se observar ruptura de espécime reforçado com concreto armado com vergalhões.



Figura 2.32 - Fratura em Espiral e Flambagem das Barras Longitudinais de Espécime Reforçado com Concreto Armado com Vergalhões

A Fig. 2.33 mostra armadura de barras chatas (PCS), especialmente fabricada para a pesquisa, utilizada para armar camisas de concreto.



Figura 2.33 - Armadura em Barras Chatas (PCS) Usada para Reforçar Camisas de Concreto

A Fig. 2.34 mostra fratura em espécime reforçado com camisa de concreto armado com PCS.



Figura 2.34 - Fratura Transversal do Reforço PCS - Final do Ensaio

Segundo Sezen et al., as conclusões registradas a seguir aplicam-se a corpos de prova circulares de menor escala. Testes adicionais seriam necessários para determinar o comportamento de amostras que diferem daquelas testadas, tais como colunas não circulares ou de grande diâmetro.

As conclusões dos autores foram:

1. Todos os métodos de reforço aumentaram de forma eficaz a resistência axial e a rigidez do pilar em relação ao pilar de referência;
2. Camisas reforçadas com concreto armado com tela soldada aumentam a resistência axial do pilar de referência em até 140%, mas resultou em falha brusca, imediatamente após a capacidade axial máxima ser alcançada;
3. A rigidez inicial dos espécimes com camisas de concreto reforçados com vergalhão e com tela soldada foram muito semelhantes antes da fissuração do concreto.
4. O comportamento geral de carga-deslocamento de espécimes encamisados com concreto armado com vergalhões e concreto armado com armadura de barras chatas foi comparável,

mas houve uma grande variação no comportamento pós-pico de espécimes com vergalhões.

5. O reforço com barras chatas foi tão eficaz como os tubos maciços de aço antes da fissuração do concreto da camisa.

Mourad e Shannag (2012) realizaram pesquisa na qual foram moldados 10 espécimes de pilar de concreto armado quadrado, de um terço da escala, com o objetivo de investigar a resposta global dos espécimes, após reforço, em termos de capacidade de carga, deslocamento axial, tensão e deformação axiais, deslocamento lateral e ductilidade.

Os espécimes formavam cinco grupos de dois espécimes “idênticos”. Um grupo serviu como Espécimes de Controle, ou seja foram ensaiados sem reforço. Os outros quatro grupos, antes do reforço foram pré-carregados sob compressão axial com valor percentual (0%, 60%, 80% e 100%) da carga final dos Espécimes de Controle, conforme Tab. 2.7 (original).

Tabela 2.7 - Detalhes dos Dez Espécimes de Pilar

No. of specimens	Designation	Preload (fraction of ultimate load) (%)	Ferrocement jacket
2 (control)	SC-1 SC-2	0	None
2	SJ-0-1 SJ-0-2	0	Two layers of welded wire mesh encapsulated in high strength mortar
2	SJ-60-1 SJ-60-2	60 60	
2	SJ-80-1 SJ-80-2	80 80	
2	SJ-100-1 SJ-100-2	100	

SC: control specimens; SJ-XX: jacketed specimens after preloading by XX% of ultimate load.

A Fig. 2.35 apresenta as dimensões e as armaduras do pilar antes do reforço (Espécime de Controle).

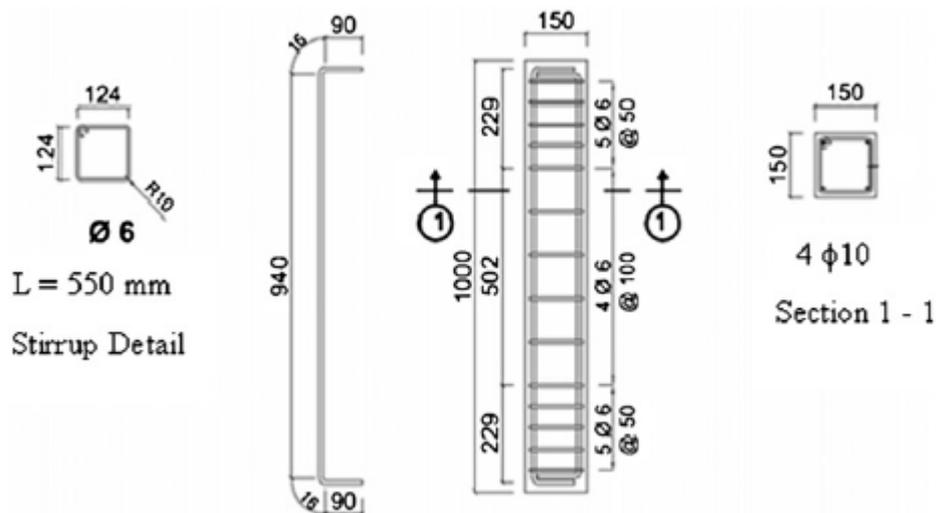


Figura 2.35 - Dimensões e Detalhes da Armadura do Espécime de Controle (Pilar Original)

O concreto do pilar original foi concebido de modo a ter resistência à compressão cilíndrica de 25 MPa após 28 dias.

As camisas de ferrocimento do reforço, com 2cm espessura, foram preparadas com duas camadas de tela soldada de arame (Welded Wire Mesh - WWM) e argamassa fluida de alta resistência, utilizando moldes especialmente concebidos. A tela tinha aberturas quadradas de 12 x 12 mm e fio de diâmetro igual a 0,94 mm. O limite de elasticidade médio foi de 385 MPa ($\varepsilon = 0,0037$) e a resistência à tração final média de 524 MPa. O módulo de elasticidade médio era de 106 MPa. A mistura de argamassa atingiu uma resistência à compressão de 63 MPa e resistência à tração de 5 MPa após 28 dias.

Os estágios de preparação das camisas de ferrocimento do reforço são mostrados na Fig. 2.36.

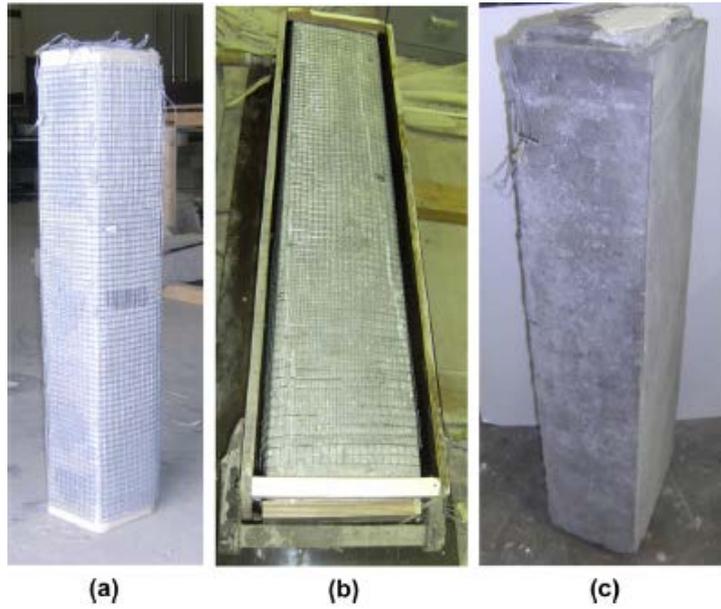


Figura 2.36 - Estágios de Preparação das Camisas de Ferrocimento do Reforço

O esquema da instrumentação adotada para os testes dos pilares reforçados pode ser observado na Fig. 2.37.

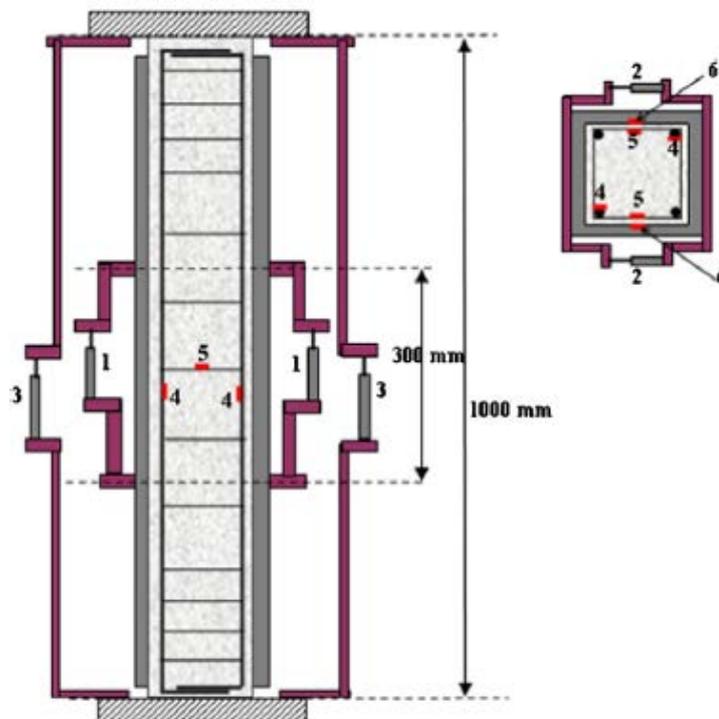


Figura 2.37 - Esquema da Instrumentação dos Espécimes

A Fig. 2.38 mostra a instalação do espécime na máquina de ensaio.



Figura 2.38 - Instrumentação e Montagem do Ensaio

Na Tab. 2.8, estão mostrados os resultados dos ensaios do Espécime de Controle e dos Espécimes Reforçados.

Tabela 2.8 - Resultados dos Ensaios do Espécime de Controle e dos Espécimes Reforçados com Pré - Carregamento

Specimen designation	Ultimate load		Ultimate axial stress in concrete		Initial axial stiffness	
	(kN)	% ^a	(MPa)	% ^a	(MPa)	% ^a
SC-2	750	-	29	-	26,870	-
SJ-0-2	994	133	39	135	33,760	126
SJ-60-1	960	128	37	128	28,816	107
SJ-80-1	860	115	35	121	26,880	100.4
SJ-100-1	740	98.7	31	107	25,840	96.2

^a Value relative to that of the control columns.

Nas Figs.2.39 e 2.40, pode-se observar o modo de falha típica dos espécimes reforçados sem pré-carregamento e dos espécimes reforçados com pré-carregamento.



Figura 2.39 - Modo de Falha Típica dos Espécimes Reforçados Sem Pré-Carregamento



Figura 2.40 - Modo de Falha Típica dos Espécimes Reforçados Com Pré-Carregamento

Com base nos resultados dos testes da investigação, os autores tiraram as seguintes conclusões:

1. O reforço dos pilares, não carregados, de 150-150 mm de seção quadrada e altura de 1000 mm, com duas camadas de telas de WWM, apresentaram um aumento, em comparação com o pilar de controle, de cerca de 33% e 26% na capacidade de carga axial e rigidez, respectivamente.
2. O reforço de pilares semelhantes de seção quadrada pré-carregada até 60% e 80% da capacidade de carga final do Espécime de Controle, com as mesmas camisas, apresentou um aumento de cerca de 28% e 15% na capacidade de carga axial em relação ao Controle.
3. O reforço de pilares semelhantes, de seção transversal quadrada e pré-carregado até à ruptura, com o mesmo revestimento restabeleceu quase a capacidade de carga original e a rigidez dos pilares de referência.
4. Os pilares reforçados falharam de maneira dúctil, em comparação com a falha frágil no caso dos pilares de controle. No entanto, os pilares reforçados que apresentavam danos iniciais mostraram uma perda significativa de ductilidade devido à existência de fissuras no pilar que foi reforçado.

2.5 Análise Teórica sobre Reforço por Encamisamento de Concreto

Minafò e Papia (2016) publicaram estudo teórico no qual era apresentada uma abordagem simplificada capaz de avaliar os “efeitos de suavização” em colunas (pilares circulares) reforçadas por encamisamento de concreto.

Segundo os autores, diferentes estudos teóricos foram realizados para calcular o aumento de força devido à ação de confinamento, sendo que a maioria deles se baseava na adaptação de modelos clássicos de confinamento de elementos de concreto armado. No entanto, investigações experimentais, sobre o comportamento de pilares reforçado por encamisamento, mostraram que a capacidade axial real poderia ser muito menor do que a avaliada analiticamente nos modelos clássicos de confinamento, o que, como verificaram, podia ser

explicado pelo **“desenvolvimento de tensões de tração na camisa, que comandavam a ruptura do pilar reforçado”**.

Com relação a estudos experimentais, segundo os autores, os dados mais relevantes referem-se a Ersoy et al.(1993), Takeuti et al. (2008) e Branco et al. (2008). Nestes experimentos, foram investigados aspectos como o efeito da pré-carga, a influência do tratamento de interface sobre o comportamento estrutural e o deslizamento da reforço em modelos de pilar-fundação.

Segundo Minafò e Papia (2016), do ponto de vista teórico e com referência ao comportamento compressivo, Campione et al. (2014) propuseram abordagem teórica para calcular leis constitutivas adequadas para o concreto antigo e novo e para o aço, para o caso de confinamento de pilares quadrados. A confiabilidade da abordagem, entretanto, foi verificada com os resultados experimentais dos trabalhos de Ersoy et al.(1993) e Takeuti et al. (2008), mostrando-se consistente apenas em alguns casos. De fato, foi constatado que, em outros casos, foi definida uma sobreavaliação substancial da capacidade axial. Este fato podia ser explicado tendo em conta a presença de tensões de tração que se desenvolveram na camisa, devido à expansão diferente da coluna interna e da camisa externa.

A primeira etapa do estudo de Minafò e Papia (2016), consistiu na análise teórica com o objetivo de encontrar tensões de circunferenciais e radiais em cada porção da coluna. A coluna foi modelada como seis cilindros ocos coaxiais que interagem e as tensões foram calculadas com a suposição de comportamento elástico linear, condições isotrópicas e estado de deformação plano. O modelo foi, finalmente, estendido na faixa não linear, com a adoção de lei constitutiva secante.

Na segunda parte do estudo analítico, foram adotadas as leis de tensão uniaxial do concreto em compressão definidas por Mander et al. (1988), Ahmad e Shah (1985) e Cusson e Paultre (1995), conforme Tab. 2.9.

Tabela 2.9 - Modelos analíticos para o comportamento compressão-tração do concreto adotado nos "modelos de literatura existentes".

Normal Strength Concrete (NSC)	
Confined Mander et al. [9]	Unconfined Ahmad and Shah [11]
$\sigma_c = f_{cc} \frac{x \cdot r}{r - 1 + x^r}$ $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \cdot r = \frac{E_{c0}}{E_{cc} - E_{cc}} \cdot r$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \cdot \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$	$\sigma_c = f_{cc} \frac{x \cdot \beta}{\beta - 1 + x^\beta}$ $\beta = 1.4276 \cdot \exp(0.0247 f_{c0})$
High Strength Concrete (HSC)	
Confined Cusson and Paultre [10]	Unconfined Ahmad and Shah [11]
$\sigma_c = f_{cc} \cdot \exp \left[k_1 (\varepsilon - \varepsilon_{cc})^{k_2} \right]$ $f_{cc} = f_{c0} \cdot \left[1 + 2.1 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} \right)^{0.7} \right]$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.21 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} \right)^{1.7}$	$\sigma_c = f_{cc} \frac{x \cdot \beta}{\beta - 1 + x^\beta}$ $\beta = 1.4276 \cdot \exp(0.0247 f_{c0})$

Com relação específica às colunas circulares, o objetivo foi investigar o estado de tensão da seção sob uma tensão axial imposta, considerando as diferentes propriedades do concreto da camisa e do núcleo e a interação entre elas. A seção foi subdividida em seis cilindros coaxiais (Fig. 2.41), diferenciando-se entre o cobrimento da camisa, o concreto da camisa, o cobrimento do núcleo e o concreto do núcleo, além das duas armaduras.

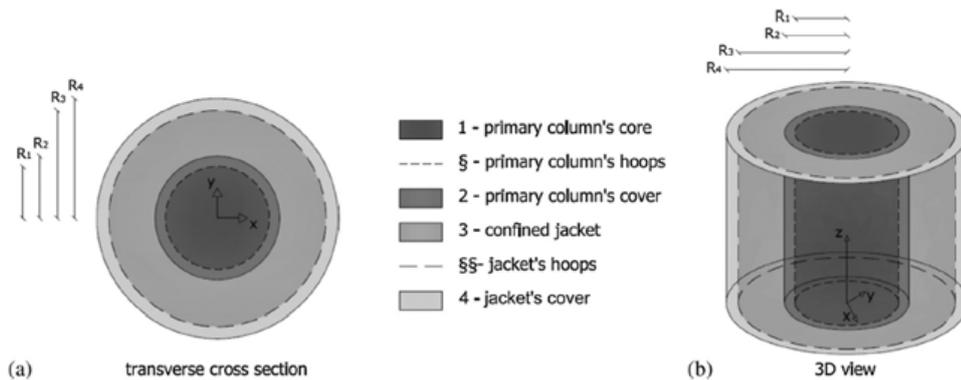


Fig. 1. Case study; (a) Transverse cross section; and (b) circular column.

Figura 2.41 - Seção Transversal e Vista 3D da Coluna Encamisada

A resposta à compressão de uma coluna encamisada foi finalmente determinada pela adoção da “abordagem clássica aditiva” (soma da resistência individual de cada uma das partes): - é assumida a lei σ - ε uniaxial para cada camada de concreto, levando-se em conta o efeito do confinamento conforme Campione et al. (2016).

A Fig. 2.42 permite uma fácil comparação entre os resultados experimentais de Takeuti (2008), os resultados teóricos existentes e o modelo teórico proposto. Um bom acordo pode ser observado entre o modelo proposto e a curva experimental. A carga máxima e a deformação são previstas com boa precisão; Observa-se uma ligeira diferença com o ramo de amaciamento para o espécime C2N, inferior a 10%

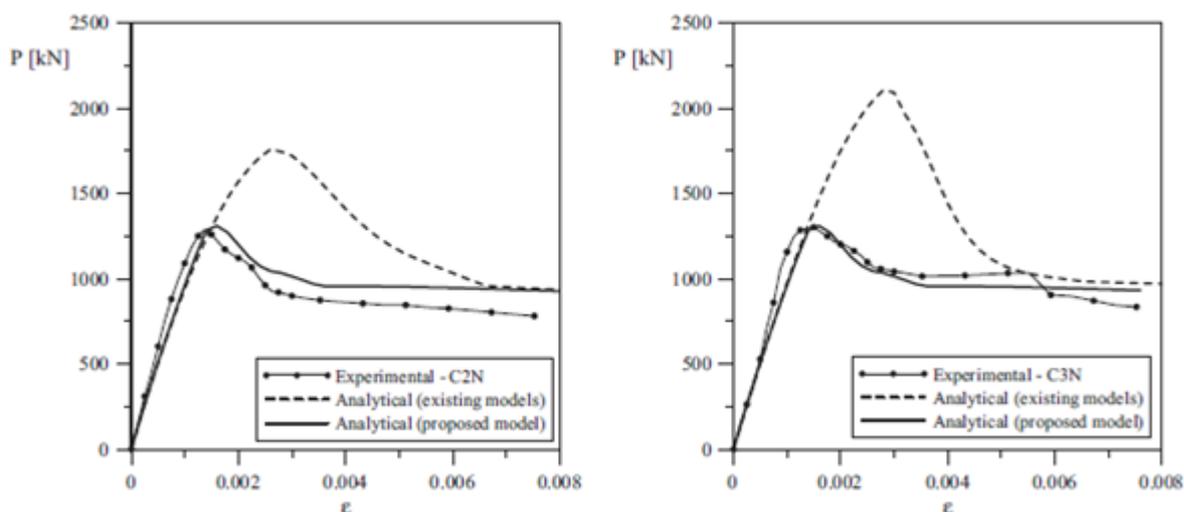


Figura 2.42 - Resultados Experimentais de Takeuti et al. (2008) e Resultados Teóricos

A Fig. 2.43 permite uma fácil comparação entre os resultados experimentais de Mander et al. (1988), os resultados teóricos existentes e o modelo teórico proposto.

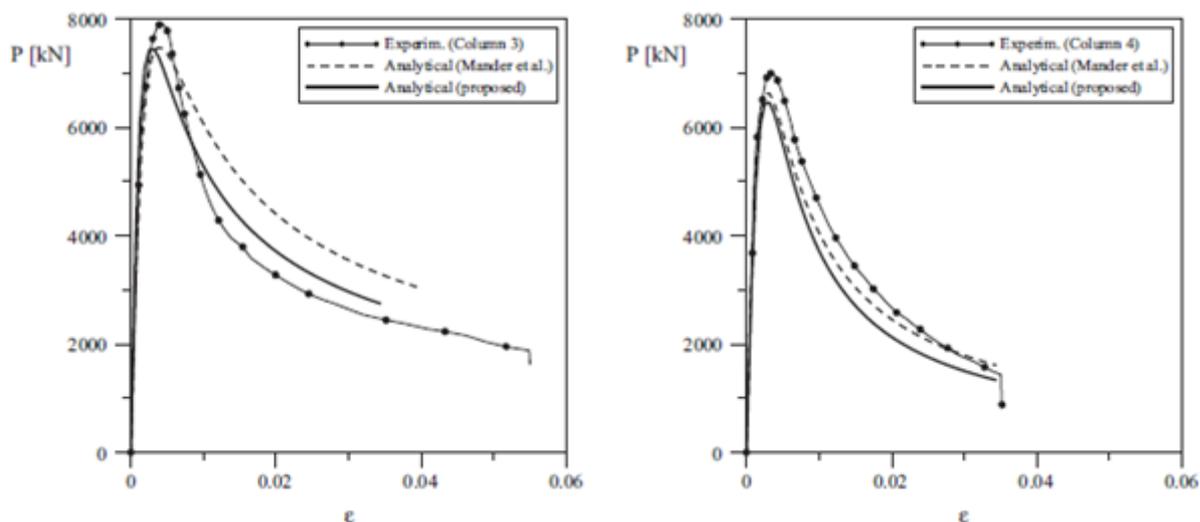


Figura 2.43 - Resultados Experimentais de Mander et al. (1998) e Resultados Teóricos

Pode-se observar que, no experimento da Fig. 2.42, os picos de carga do Modelo Analítico Proposto praticamente coincidiram com os dos Ensaios Experimentais, enquanto que os Modelos Analíticos Existentes superestimaram este pico. Nos ensaios de Takeuti et al. (2008), o diâmetro externo do núcleo era de 120 mm e a espessura da camisa igual a 35 mm.

De forma diferente, no experimento da Fig. 2.43, os picos de carga estimados pelos dois modelos analíticos ficaram pouco abaixo dos picos dos ensaios experimentais. Nos ensaios de Mander (1998), o núcleo tinha diâmetro externo de 500 mm e a camisa espessura de 25 mm.

Minafò e Papia (2016) consideraram que a coincidência de resultados dos dois modelos analíticos com os dos experimentos da Fig. 2.43 foi devida à fina espessura da camisa, comparada com o diâmetro do núcleo (25mm), o que fez com que a contribuição da mesma na resposta final fosse bastante baixa.

Os autores chegaram às seguintes conclusões:

- 1- Foi demonstrado que **a presença de tensões de tração na camisa de concreto é crucial para a previsão analítica do comportamento compressivo** e erros significativos poderiam ocorrer se as leis uniaxiais convencionais de tensão-deformação constitutivas fossem adotadas.
- 2- Embora seja um método aproximado, ele pode ser facilmente implementado. Permite ultrapassar a complexidade de uma análise não-linear, fornecendo também insight de fenômenos descritos como anisotropia, variação da razão de Poisson, falha biaxial do concreto e pressão de interface entre núcleo e revestimento.
- 3- Da aplicação do modelo e para o limite das variáveis investigadas, verificou-se que o uso de camisas com propriedades muito diferentes em relação à do núcleo pode levar a efeitos de amaciamento e uma grande redução de resistência pode ser esperada.

Com relação ao trabalho Minafò e Papia (2016), pode-se comentar:

- Minafò e Papia foram dos poucos pesquisadores, dentre os consultados, que deram a devida importância às tensões circunferenciais de tração desenvolvidas na camisa de reforço;
- Além da justificativa dada pelos autores para a coincidência de resultados dos dois modelos analíticos nos experimentos da Fig. 2.52, pode-se acrescentar que, naqueles experimentos, a relação entre o diâmetro do núcleo da coluna e a espessura da camisa era igual a 20 (500/25), que está no limite de validade da Teoria dos Tubos de Parede Fina da Resistência dos Materiais, que fundamenta os Modelos Analíticos Existentes (denominação dos autores). Por isto, no caso da Figura 2.52, os resultados obtidos com os modelos analíticos existentes foram próximos dos resultados experimentais e iguais ao da teoria proposta. Já nos experimentos da Fig. 2.51, como a relação entre o diâmetro do núcleo da coluna e a espessura da camisa era igual a 3,4 (120/35), a Teoria dos Tubos de Parede Fina não se aplicava, fazendo com os resultados obtidos com os modelos analíticos existentes superestimassem o confinamento da camisa.
- O modelo proposto pelos autores tem a vantagem de ser aplicável, tanto nos casos onde a camisa pode ser considerada como um tubo de parede fina, quanto naqueles em que ela é um tubo de parede grossa de concreto armado.

Como ocorrido com os Ensaio de Ligação, também com relação ao reforço de pilares, a pesquisa bibliográfica descrita até aqui fez parte do Projeto de Pesquisa da Qualificação. Em setembro de 2019, foi feita nova pesquisa de artigos referentes ao tema em pauta.

Verificou-se que os artigos encontrados nada de muito significativo acrescentavam em comparação com os já registrados. Tal fato pôde ser confirmado pelo artigo de **Raza, S. et al. (2019)** - Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Columns by Jacketing: State-of-the-Art Review -, exatamente por tratar-se de estudo do estado da arte de técnicas de encamisamento de pilares.

Com base na pesquisa, que analisou cem trabalhos, publicados nas duas últimas décadas, constatou-se que, nos últimos anos, as pesquisas se referiram, basicamente, aos encamisamentos executados com os mais diversos tipos de fibras.

3 CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS INICIAIS

3.1 Introdução

Nos subitens deste capítulo, é feito um resumo de teorias referentes a tópicos que se relacionam com o comportamento dos corpos de prova dos Ensaio de Luva, dos Ensaio de Cisalhamento Inclinado, e dos modelos dos Ensaio de Pilar. As equações neles deduzidas, ou registradas, serão citadas ao longo do texto quando necessário.

Pela Fig. 3.1, pode-se verificar que a geometria de corpo de prova quadrado do Ensaio de Luva é análoga à de modelo do Ensaio de Pilar. Observa-se, por conseguinte, que o caminhamento das cargas, desde sua aplicação, é, também, análogo. Portanto, pode-se, num primeiro instante, concluir que as considerações teóricas que se aplicam aos corpos de prova do Ensaio de Luva, se apliquem, também, aos pilares com recuperação por encamisamento localizado.

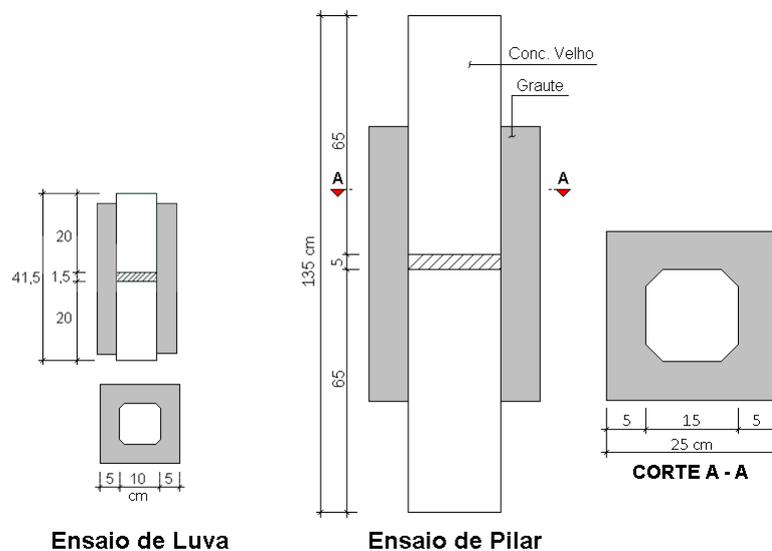


Figura 3.1 - Corpo de Prova Quadrado do Ensaio de Luva e Modelo do Ensaio de Pilar

Serão resumidas, neste capítulo, teorias referentes aos seguintes tópicos:

- Pilares Cintados e Não Cintados;
- Tensões Tangenciais em Tubos de Parede Grossa;
- Aderência e Atrito no Ensaio de Cisalhamento Inclinado;
- Aderência e Atrito no Ensaio de Luva;
- Carga Aplicada em Área Reduzida.

3.2 Pilares Cintados e Não Cintados

3.2.1 Segundo a NB 1-1978 ou NBR 6118-1980

A NB 1/1978, com o nome alterado, em 1980, para NBR 6118-1980 preconizava, em seu item 4.1.1.3-D, alternativa simplificada para o cálculo de pilares com carga centrada e índice de esbeltez (λ) menor ou igual a 40 considerando a carga de cálculo majorada, o que conduzia à seguinte expressão:

$$\left(1 + \frac{6}{h}\right) \cdot N \cdot \gamma_f = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c + \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \cdot A_s' \quad (3.1)$$

Onde:

$\left(1 + \frac{6}{h}\right) \geq 1,1$ = majoração da carga de cálculo, pela consideração de carga centrada;

0,85 = Efeito Rüsç (para cargas de longa duração);

h (cm) = menor dimensão da seção transversal do pilar;

N = carga normal solicitante;

γ_f = coef. de majoração de carga (geralmente, 1,4);

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

γ_c = coef. de minoração da resistência do concreto (geralmente, 1,4);

A_c = área da seção do concreto;

f_{yk} = resistência característica do aço à compressão (correspondente à deformação de 0,002);

γ_s = coef. de minoração da resistência do aço (geralmente, 1,15);

A'_s = área da armadura longitudinal comprimida.

Pela mesma norma, conforme o item 4.1.1.4, o acréscimo no valor do f_{ck} devido ao cintamento de um pilar circular era igual a:

$$\Delta f_c = 2 \cdot \frac{A_t}{A_{ci}} \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{8e}{d_i}\right) \quad (3.2-A)$$

No caso de pilar com carga centrada, ou seja, excentricidade (e) igual a zero, tem-se:

$$\Delta f_c = 2 \cdot \frac{A_t}{A_{ci}} \cdot f_{yk} \cdot \quad (3.2-B)$$

Onde:

Δf_c = acréscimo no valor do f_{ck} devido ao cintamento;

A_{ci} = área do núcleo do concreto (eixo a eixo da armadura transversal);

f_{yk} = resistência característica do aço à tração;

e = excentricidade da carga normal (M / N), incluindo a excentricidade acidental;

A_t = área fictícia do cintamento (volume de aço por unidade de comprimento), ou seja,

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \cdot \pi \cdot d_i \quad \Rightarrow \quad A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \quad (3.3)$$

Onde:

d_i = diâmetro do núcleo do concreto (distância de eixo a eixo do estribo circular ou hélice);

ϕ_t = diâmetro da barra da armadura transversal (estribo ou hélice);

s = espaçamento entre estribos, ou passo da hélice.

Acrescentando, na equação (3.1), a parcela da equação (3.2-A), tem-se:

$$\left(1 + \frac{6}{h}\right) \cdot N \cdot \gamma_f = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_{ci} + \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \cdot A'_s + \frac{0,85}{\gamma_c} \cdot 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{8e}{d_i}\right) \quad (3.4)$$

Como se está considerando a hipótese de carga centrada, ou seja, excentricidade (e) igual a zero, a equação (3.4) torna-se:

$$\left(1 + \frac{6}{h}\right) \cdot N \cdot \gamma_f = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_{ci} + \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \cdot A'_s + \frac{0,85}{\gamma_c} \cdot 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.5)$$

Observa-se que, em estudos experimentais, os dimensionamentos necessários são feitos sem a consideração de qualquer coeficiente de segurança, visto que, nos ensaios o que se obtém são valores de resistência, de deslocamento ou de deformação em função da carga real aplicada pelo macaco hidráulico (atuador).

A equação (3.5), sem os coeficientes de segurança, se transforma em:

$$N = f_{ck} \cdot A_{ci} + f_{yck} \cdot A'_s + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.6)$$

É importante registrar que, diferente da versão de 1980, a NBR 6118-2014 proíbe o cálculo de pilares com carga centrada, e não preconiza o cálculo de pilares cintados. Entretanto, como, no projeto de recuperação de um pilar, o mais comum é não se ter o projeto estrutural original à disposição, é procedimento corrente que o dimensionamento de recuperações seja feito a partir da capacidade resistente original do pilar calculada com a hipótese de carga centrada. É claro, que outras considerações também são feitas.

No caso da intervenção ser devida à insuficiência de capacidade resistente inata do pilar, ou por um aumento previsto de sua sollicitação, situações que definem um reforço e não uma recuperação, o dimensionamento deve considerar as preconizações das normas de projeto em vigor na data do projeto de intervenção.

3.2.2 Segundo Leonhardt, F. e Mönning E. (1977)

Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977), determinaram o acréscimo de resistência de um pilar cintado na equação (7.130) da pág. 167. Com a conveniente transformação da nomenclatura da Norma DIN para adotada neste trabalho, a citada equação pode ser escrita como:

$$\Delta N = \frac{1}{\nu} \cdot \frac{\pi \cdot d_i}{2} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4s} f_{yk} \quad (3.7-A)$$

A equação (3.7-A) pode ser reescrita como:

$$\Delta N = \frac{1}{2\nu} \cdot \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4s} \cdot f_{yk} \quad (3.7-B)$$

Onde:

ν = coeficiente de Poisson;

d_i = diâmetro do núcleo do concreto (distância de eixo a eixo do estribo ou hélice);

ϕ_t = diâmetro da barra da armadura transversal (estribo ou hélice);

s = espaçamento entre estribos, ou passo da hélice.

A equação (3.3), transcrita a seguir, definiu o que a NBR-6118-1980 nomeava de Área Fictícia de Cintamento.

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \quad (3.3)\text{Transc.}$$

Levando o valor de A_t da equação (3.3) na equação (3.7-B), encontra-se:

$$\Delta N = \frac{1}{2 \nu} \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.8)$$

A carga de ruptura à compressão, sem os coeficientes de segurança, e com ΔN definido pela equação (3.8) é, portanto:

$$N = f_{ck} \cdot A_{ci} + f_{yck} \cdot A'_s + \frac{1}{2 \nu} \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.9)$$

A seguir, transcreve-se, para comparação, a equação (3.6) que mostra a carga de ruptura à compressão, sem coeficientes de segurança, obtida segundo a NBR 6118-1980.

$$N = f_{ck} \cdot A_{ci} + f_{yck} \cdot A'_s + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.6) \text{Transc.}$$

Comparação entre a equação (3.9) e a equação (3.6) permite escrever:

$$\frac{1}{2 \nu} \cdot A_t \cdot f_{yk} = 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \Rightarrow \frac{1}{2 \nu} = 2 \Rightarrow \nu = 0,25 \quad (3.10)$$

Este resultado permite afirmar que, para a definição da expressão do cintamento de pilares - equação (3.6) -, a NBR 6118-1980 adotou, para todos os concretos, o valor 0,25 para o Coeficiente de Poisson.

Convém salientar, que tal consideração, pode ser entendida, como visando à segurança, visto que a própria NBR 6118-1980 preconiza o valor de 0,2 para o Coeficiente de Poisson, e que, pela literatura, geralmente, o Coeficiente de Poisson varia entre 0,11 e 0,25.

A Tab.3.1 mostra a expressão do acréscimo de resistência à compressão do concreto devido ao cintamento - $\Delta N = (1/2\nu) A_t \cdot f_{yk}$ -, em função do valor do Coeficiente de Poisson (ν).

Tabela 3.1 - Variação de ΔN em função de “ ν ”

ν	$1/2\nu$	ΔN
0,10	5	$5,0 \cdot A_t \cdot f_{yk}$
0,11	4,5	$4,5 \cdot A_t \cdot f_{yk}$
0,12	4,2	$4,2 \cdot A_t \cdot f_{yk}$
0,15	3,3	$3,3 \cdot A_t \cdot f_{yk}$
0,20	2,5	$2,5 \cdot A_t \cdot f_{yk}$
0,22	2,3	$2,3 \cdot A_t \cdot f_{yk}$
0,25	2	$2,0 \cdot A_t \cdot f_{yk}$

Observa-se, na Tab. 3.1, que o valor do acréscimo de resistência do concreto, devido ao cintamento, segundo Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977), pode ser até mais do dobro do valor do acréscimo preconizado pela NBR 6118-1980.

3.2.3 Segundo Pesquisa de Richart et al (1929)

Richart et al. (1929), estudando o cintamento do concreto com uma camisa de aço de pequena espessura, definiram a relação entre f_{ci} e f_c pela seguinte equação:

$$f_{ci} = f_c + 4,1 p \quad (3.11)$$

Onde:

f_{ci} = resistência última do concreto cintado (encamisado);

f_c = resistência última do concreto não cintado;

p = pressão radial, de fora para dentro, da camisa de aço sobre o cilindro de concreto, que é igual à pressão radial, de dentro para fora, do cilindro de concreto sobre a camisa de aço, que é igual à tensão de confinamento do núcleo do concreto.

Para simplificação, o coeficiente 4,1 será arredondado para 4, transformando a equação (3.11)

em:

$$f_{ci} = f_c + 4 p \quad (3.12)$$

Richart et al. (1929) relacionaram a pressão lateral “ p ” com a tração circunferencial na parede da camisa metálica através da “análise convencional da tensão em cilindros de paredes finas”

A Fig. 3.2 mostra o modelo estrutural da citada teoria.

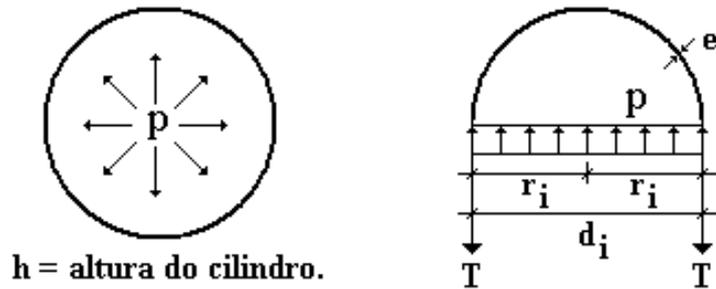


Figura 3.2 - Análise da Tensão em Cilindros de Parede Fina
Fonte: Richart et al. (1929)

Sendo,

T = resultante da tensão circunferencial de tração na parede do cilindro (camisa de aço);

P = pressão interna no tubo;

d_i = diâmetro do núcleo do concreto (eixo a eixo das paredes do cilindro);

h = altura do cilindro;

r_i = raio do núcleo do concreto = $d_i / 2$;

e = espessura do cilindro;

f_{yk} = tensão de escoamento do aço do cilindro (camisa);

o equilíbrio de forças conduz a:

$$2T = p \cdot d_i \cdot h \Rightarrow T = \frac{p \cdot d_i \cdot h}{2} \Rightarrow T = p \cdot r_i \cdot h \quad (3.13)$$

Quando o aço do cilindro atinge a tensão de escoamento (f_{yk}), pode-se escrever:

$$T = h \cdot e \cdot f_{yk} \quad (3.14)$$

Igualando os valores de T em (3.13) e (3.14), tem-se

$$p \cdot r_i \cdot h = h \cdot e \cdot f_{yk} \Rightarrow p = \frac{e \cdot f_{yk}}{r_i} \quad (3.15)$$

Multiplicando e dividindo o segundo membro de (3.15) por $2 \pi r_i$, e definindo “ A_t ” e “ A_{ci} ” como:

$$A_t = \text{área fictícia do cintamento (volume por unidade de comprimento)} = \frac{2 \pi r_i e h}{h} = 2 \pi r_i e$$

;

$$A_{ci} = \text{área do núcleo do concreto (eixo a eixo da armadura transversal)} = \pi r_i^2,$$

obtém-se:

$$p = \frac{e \cdot f_{yk}}{r_i} \cdot \frac{2 \pi r_i}{2 \pi r_i} \Rightarrow p = \frac{A_t \cdot f_{yk}}{2 \cdot A_{ci}} \quad (3.16)$$

Levando o valor de “ p ” de (3.16) para a equação (3.12), encontra-se:

$$f_{ci} = f_c + 2 \cdot \frac{A_t \cdot f_{yk}}{A_{ci}} \quad (3.17)$$

Multiplicando-se todos os termos da Eq. (3.17) por A_{ci} , tem-se

$$f_{ci} \cdot A_{ci} = f_c \cdot A_{ci} + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.18-A)$$

ou
$$N = f_c \cdot A_{ci} + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.18-B)$$

Quando se acrescenta a resistência de uma armadura, a Eq. (3.18) é ampliada para:

$$N = f_c \cdot A_{ci} + f_{yck} \cdot A'_s + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.19)$$

Pode-se verificar que a Eq (3.19) é igual à Eq. (3.6) - NBR6118-1980.

Nos pilares cintados, a camisa de aço é substituída pelos estribos ou hélice. A equação (3.17) continua válida, ficando a única diferença por conta da expressão de A_t .

Lembrando que, por definição, A_t (área fictícia do cintamento) é igual ao volume da armadura de cintamento por unidade de comprimento do pilar, obtém-se:

$$A_t = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \cdot \pi \cdot d_i}{s} \Rightarrow A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \quad (3.20)$$

Onde:

A_t = área fictícia do cintamento (volume por unidade de comprimento);

d_i = diâmetro do núcleo do concreto (distância de eixo a eixo do estribo ou hélice);

ϕ_t = diâmetro da barra da armadura transversal (estribo ou hélice);

s = espaçamento entre estribos ou passo da hélice;

Observa-se que, obviamente, a equação (3.20) e a equação (3.3) são idênticas.

3.2.4 Segundo a Resistência dos Materiais

Quando se comprime longitudinalmente (σ_L) um elemento de concreto, como, por exemplo, o cilindro de concreto mostrado na Fig.3.3-A, pela Resistência dos Materiais sabe-se que ocorre uma deformação longitudinal (ϵ_L) e uma deformação transversal (ϵ_T), em função do Efeito de Poisson (ν), fisicamente definido por:

$$\nu = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L} \quad (3.21)$$

Sabe-se, também, que $\sigma_L = E \cdot \varepsilon_L$ e, também, que $\varepsilon_L = \frac{\Delta L}{L_i}$.

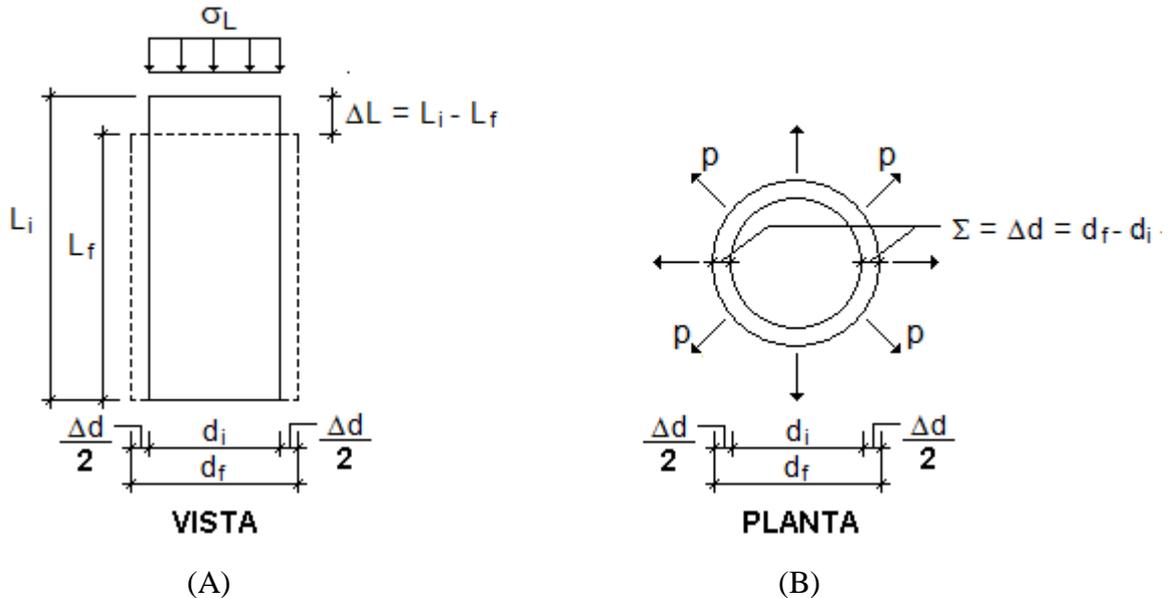


Figura 3.3 - (A) Compressão Longitudinal e (B) Tração Radial

Com base na Fig.3.3-A, pode-se escrever:

$$\nu = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L} = \frac{\Delta d / d_i}{\Delta L / L_i} = \frac{\Delta d}{\Delta L} \cdot \frac{L_i}{d_i} \Rightarrow \Delta d = \nu \cdot \frac{\Delta L}{L_i} \cdot d_i = \nu \cdot \varepsilon_L \cdot d_i \Rightarrow \Delta d = \nu \cdot d_i \cdot \frac{\sigma_L}{E} \quad (3.22)$$

A Fig.3.3-B mostra, em planta, um cilindro idêntico ao da Fig.3.3-A submetido a uma tração radial (p). Observa-se que, na figura, foi indicada tensão de tração, em vez de uma tensão de compressão, no intuito, apenas de facilitar as deduções das expressões descritas a seguir.

Sabe-se que, pela Resistência dos Materiais, que: $\sigma_T = p = E \cdot \varepsilon_T$ e, também, que $\varepsilon_T = \frac{\Delta d}{d_i}$.

Com base na Fig.3.3-B, pode-se escrever:

$$p = \varepsilon_T \cdot E = \frac{\Delta d}{d_i} \cdot E \Rightarrow \Delta d = \frac{p \cdot d_i}{E} \quad (3.23)$$

Igualando o valor de Δd da equação (3.22) com o da equação (3.23), tem-se:

$$\nu \cdot d_i \cdot \frac{\sigma_L}{E} = \frac{p \cdot d_i}{E} \Rightarrow p = \nu \cdot \sigma_L \quad (3.24-A)$$

E, portanto:

$$\sigma_L = \frac{1}{\nu} \cdot p \quad (3.24-B)$$

A equação (3.24-B) permite afirmar que, se um cilindro de concreto for submetido a uma compressão radial (p), nele poderá ser aplicada uma compressão longitudinal (σ_L), de valor igual à compressão radial multiplicada pelo inverso do Coeficiente de Poisson (ν), sem que ele se deforme transversalmente.

Tal fato implica que um cilindro de concreto submetido a uma compressão radial (p) só se romperá se ultrapassada tensão de compressão longitudinal com valor igual à soma da compressão radial dividida pelo Coef. de Poisson (p/ν) com a sua tensão de ruptura por compressão em condições normais (f_c). Tal condição pode ser expressa pela seguinte equação:

$$f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot p \quad (3.25)$$

Onde:

f_{ci} = resistência última do concreto sob compressão radial (cintado);

f_c = resistência última do concreto em condições normais (não cintado);

p = compressão radial.

Pode-se observar que a Eq. (3.25) é análoga à Eq. (3.12), obtida, experimentalmente, por Richart et al (1929), transcrita a seguir:

$$f_{ci} = f_c + 4p \quad (3.12) \text{ Transc.}$$

Igualando os valores de “ f_{ci} ” obtidos pelas duas equações, tem-se:

$$f_c + \frac{1}{\nu} \cdot p = f_c + 4p \Rightarrow \frac{1}{\nu} = 4 \Rightarrow \nu = 0,25$$

Tal resultado permite concluir que os concretos dos ensaios de Richart et al (1929) possuíam Coeficiente de Poisson com valor igual a 0,25.

Observa-se que o fato de o acréscimo de resistência à compressão de um concreto cintado ser proporcional ao inverso do Coeficiente de Poisson (ver Eq. 3.25), coincide com os estudos de Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977), conforme Eq. (3.9).

No item 3.2.3 (Richart et al. - 1929), ao ser relacionada a pressão lateral “ p ” com a tração circunferencial na parede de camisa metálica através da teoria da Resistência dos Materiais denominada “Análise Convencional da Tensão em Cilindros de Parede Fina”, encontrou-se a expressão da Eq.(3.16), transcrita a seguir.

$$p = \frac{A_t \cdot f_y}{2 \cdot A_{ci}} \quad (3.16) \text{ Transc.}$$

Substituindo-se o valor de “p” da Eq. (3.16) na Eq.(3.25), encontra-se:

$$f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot \frac{A_t \cdot f_y}{2 \cdot A_{ci}} \quad (3.26)$$

Multiplicando todos os termos da Eq. (3.26) por A_{ci} , e acrescentando-se parcela referente a possível armadura de compressão, obtém-se:

$$f_{ci} \cdot A_{ci} = f_c \cdot A_{ci} + f_{yc} \cdot A'_s + \frac{1}{2\nu} \cdot A_t \cdot f_y \quad (3.27-A)$$

A Eq. (3.27-A) pode ser reescrita como:

$$N = f_c \cdot A_{ci} + f_{yc} \cdot A'_s + \frac{1}{2\nu} \cdot A_t \cdot f_y \quad (3.27-B)$$

Pode-se observar que a Eq. (3.27-B) é igual à Eq. (3-9) dos estudos de Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977).

Assim sendo, pode-se concluir que o acréscimo de resistência segundo Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977) é igual a definida pela Resistência dos Materiais, a saber:

$$f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot p.$$

3.2.5 Segundo a NP EN 1992-1-1 / 2010 - Eurocódigo 2

A versão portuguesa (NP) da norma europeia EN 1992-1-1 - 2010 - Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1 preconiza que, para concretos cintados, na ausência de dados mais precisos, podem ser utilizadas as seguintes expressões para obtenção do valor característico da resistência cintada à compressão:

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 5,0 \sigma_2 \quad \text{para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = 1,125 f_{ck} + 2,5 \sigma_2 \quad \text{para } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

$f_{ck,c}$ = resistência característica do concreto cintado à compressão;

σ_2 = pressão de confinamento do concreto cilíndrico.

Preconiza, também, as seguintes expressões para as deformações:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck}$$

Observa-se que as expressões da EN 1992-1-1 - 2010 não foram utilizadas na pesquisa, sendo aqui registradas apenas para ilustrar mais uma variação sobre o tema em pauta.

3.3 Tensões Tangenciais em Tubos de Parede Grossa

A luva, ou camisa, dos corpos de prova do Ensaio de Luva pode ser encarada como um Tubo de Parede Grossa que envolve o concreto velho, o qual, ao ser comprimido, deforma-se transversalmente pelo Efeito de Poisson, provocando uma pressão interna na luva (tubo).

As tensões desenvolvidas num Tubo de Parede Grossa podem ser obtidas por meio de formulações da Resistência dos Materiais, deduzidas por Gabriel Lamé em 1833, as quais determinam, em um ponto qualquer do tubo, a tensão tangencial (σ_t) e a tensão radial (σ_r), em função das pressões internas e externas aplicadas e dos diâmetros, interno e externo, do tubo.

Para o caso de atuar apenas pressão interna no tubo, caso dos corpos de prova do Ensaio de Luva, as tensões tangenciais são as indicadas nas equações (3.28) e (3.29), assim como, na Fig.3.4, onde são indicadas, também, as tensões radiais.

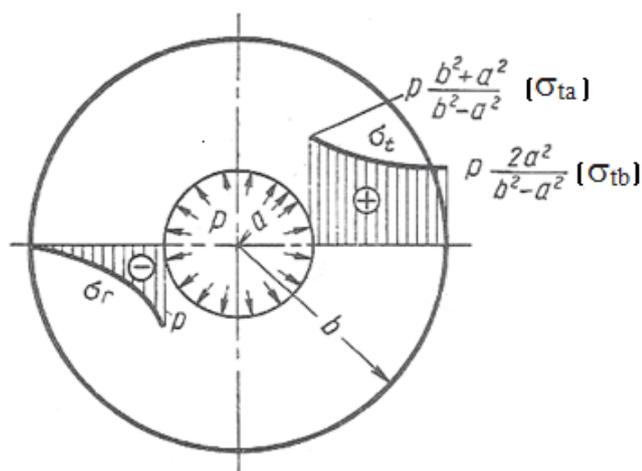


Figura 3.4 - Tubos de Parede Grossa - Tensões Tangenciais e Radiais

Tensão tangencial interna:
$$\sigma_{ta} = \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \cdot p \quad (3.28)$$

Tensão tangencial externa:
$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2}{b^2 - a^2} \cdot p \quad (3.29)$$

Caso seja de interesse, a curva parabólica de tensões tangenciais pode, para cálculo da resultante de tração na parede do tubo, ser transformada numa tensão uniforme equivalente mostrada na Fig. 3.5, e de valor igual ao dado pela Eq. (3.30).

Tensão tangencial uniforme equivalente:

$$\sigma_{t,unif.} = \frac{a}{b-a} \cdot p \quad (3.30)$$

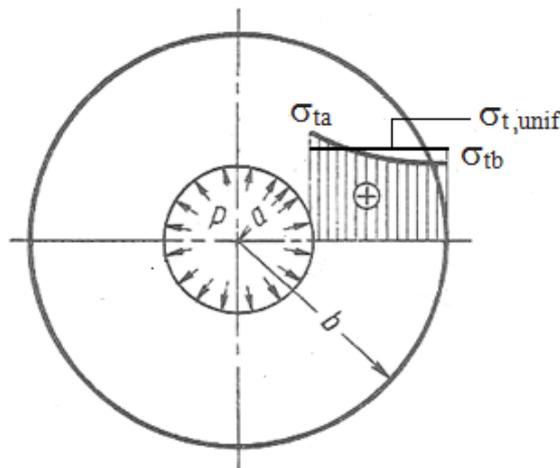


Figura 3.5 - Tubos de Parede Grossa - Tensão Tangencial Uniforme Equivalente

A Eq. (3.30) pode ser deduzida igualando-se a área sob a curva $(\sigma_{ta} - \sigma_{tb})$ da Fig. 3.5 com aquela sob a reta $(\sigma_{t,unif.})$, ou, mais facilmente, fazendo -se o equilíbrio das forças resultantes das tensões mostradas na Fig. 3.6.

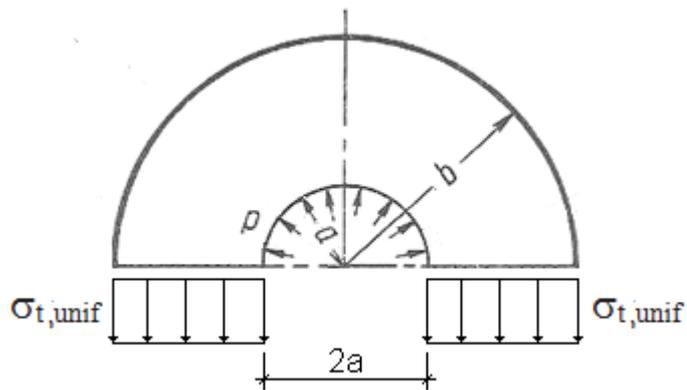


Figura 3.6 - Tubos de Parede Grossa - Tensões Atuantes na Seção Transversal

No equilíbrio, supondo a altura do tubo igual a “h”, pode-se escrever:

$$2 \cdot (b - a) \cdot h \cdot \sigma_{t,unif} = 2 \cdot a \cdot h \cdot p \Rightarrow \sigma_{t,unif} = \frac{a}{b - a} \cdot p \quad (\text{ver Eq.3.30})$$

3.4 Aderência e Atrito no Ensaio de Cisalhamento Inclinado

Neste subitem, será apresentada a análise teórica do Ensaio de Cisalhamento Inclinado, desenvolvida por Clímaco e Regan (2001).

Será adotada a seguinte nomenclatura:

f_c = tensão de compressão no corpo de prova (CP) misto;

α = ângulo da junta com a horizontal;

σ = tensão normal na junta;

τ = tensão de cisalhamento na junta;

μ = coeficiente de atrito;

c = adesão ou aderência;

ϕ = ângulo de atrito ($\mu = \text{tg}\phi$);

α_{crit} = ângulo crítico;

$f_{c,\text{min}}$ = tensão de compressão mínima que provoca a ruptura do CP misto.

A Fig. 3.7 mostra a forma geométrica do corpo de prova misto do Ensaio de Cisalhamento Inclinado (Slant Shear Test).

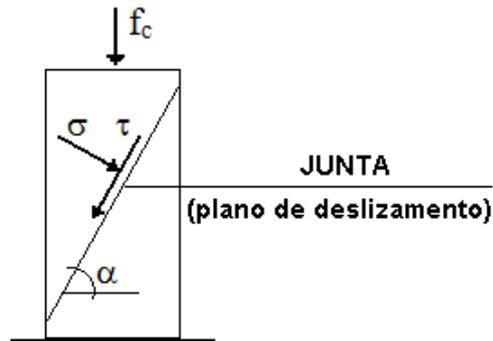


Figura 3.7 - Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI) - Forma Geométrica do CP

Com base na Fig. 3.7, pode-se escrever:

$$\sigma = f_c \cdot \cos^2 \alpha \quad (3.31)$$

$$\tau = f_c \cdot \text{sen} \alpha \cdot \cos \alpha \quad (3.32)$$

Pelo critério de falha de Coulomb, tem-se:

$$\tau = \sigma \cdot \mu + c \quad (3.33)$$

Com as expressões de σ da Eq. (3.31) e τ da Eq. (3.32) aplicadas na Eq. (3.33), obtém-se:

$$f_c = \frac{1 + \text{tg}^2 \alpha}{\text{tg} \alpha - \mu} \cdot c \quad (3.34)$$

Para um dado valor fixo de “c”, derivando a Eq. (3.34), em relação a “ α ”, e igualando a zero, encontra-se o valor do ângulo crítico (α_{crit}) da junta, ou seja, ângulo que define a mínima inclinação da junta para a qual a ruptura do CP misto nela ocorra, a saber:

$$\alpha_{crit} = tg^{-1}\left(\mu + \sqrt{\mu^2 + 1}\right) \quad (3.35)$$

Levando a expressão de α_{crit} da Eq. (3.35) na Eq. (3.34), encontra-se o valor mínimo de “ f_c ” ($f_{c,min}$), que leva o corpo de prova misto à ruptura (na junta):

$$f_{c,min} = \frac{1 + \left(\mu + \sqrt{\mu^2 + 1}\right)^2}{\sqrt{\mu^2 + 1}} \cdot c \quad (3.36)$$

Convém salientar que as Eq. (3.34) a (3.36), para serem utilizadas, exigem o conhecimento prévio dos valores do coeficiente de atrito (μ) e da aderência (c), que são as incógnitas principais de qualquer ensaio de ligação entre concretos.

É importante lembrar que Eyre e Domone (1985), apud Eyre (1988), concluíram que a correta definição do critério de falha do *Slant Shear Test* só era possível quando eram considerados vários ângulos para a superfície de deslizamento, o que permitia a utilização do critério de Coulomb (Eq. 3.33), adotado na análise de solos.

A Fig.3.8 mostra exemplo de gráfico típico de Ensaio de Cisalhamento Inclinado (SST) onde foram utilizados dois corpos de prova para cada um dos três ângulos de inclinação (45°; 52,5° e 60°) considerados para a superfície de deslizamento (junta).

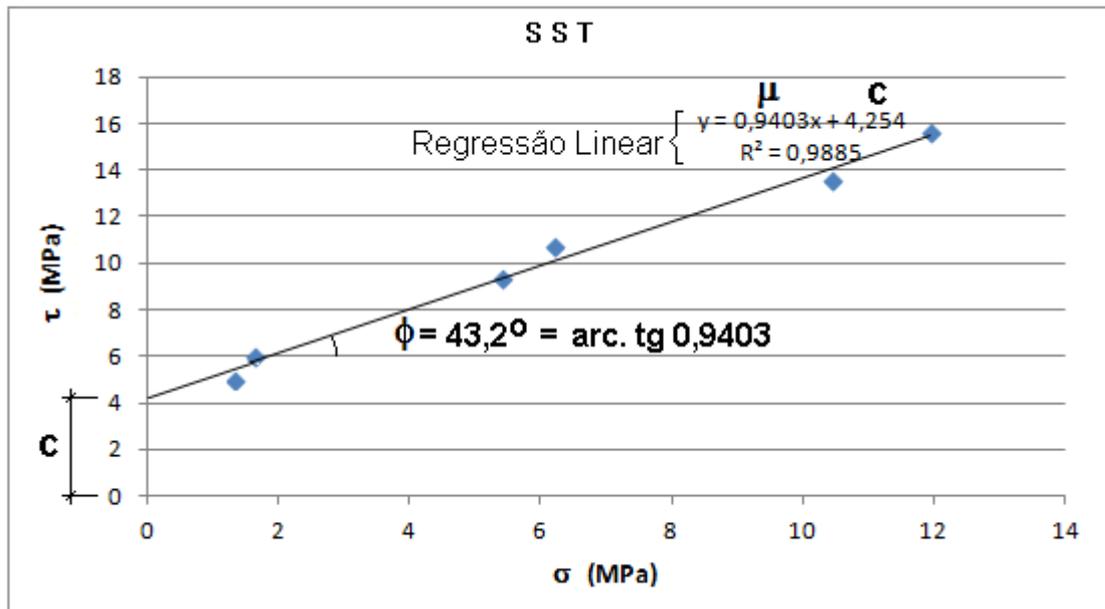


Figura 3.8 - Exemplo de Gráfico de Ensaio de Cisalhamento Inclinado (SST)

Observa-se que os valores de “ μ ” e “ c ” podem ser obtidos, graficamente, como mostrado na Fig. 3.8, ou, algebricamente, pela Eq. (3.33). Nas duas maneiras, basta um mínimo de dois pontos, ou seja, os resultados (f_c) de dois ângulos de inclinação da junta. Um maior número de resultados é mais facilmente considerado de forma gráfica.

3.5 Aderência e Atrito no Ensaio de Luva

Observando-se a Fig. 3.9, que mostra um típico corpo de prova do Ensaio de Luva, pode-se intuir que o confinamento dado ao concreto velho pela luva, ao contrário do que ocorre nos pilares cintados, não é constante ao longo da altura da mesma, visto que a expansão do concreto velho, devido ao efeito de Poisson, vai se reduzindo, até zerar na base interna de cada CP do concreto velho. Isto ocorre pelo fato da tensão longitudinal de compressão (σ_L) no concreto velho ir sendo transferida para a luva, até zerar naquelas bases.

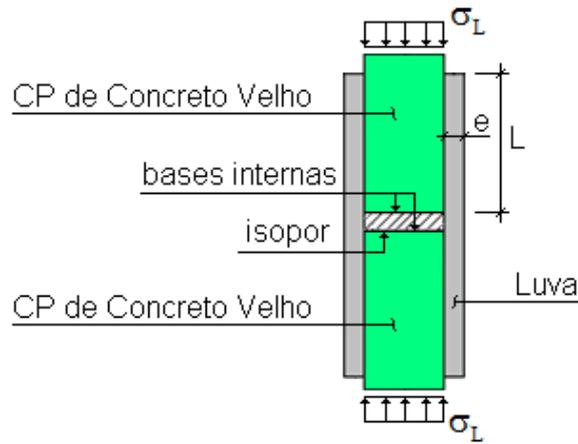


Figura 3.9 - Corpo de Prova Típico do Ensaio de Luva

Em função do confinamento da luva não ser constante ao longo de seu comprimento, o valor da força de atrito também não o é. A aderência, ao contrário, é constante, por não depender da tensão normal à superfície.

A melhor consideração a ser feita, portanto, é aquela que foi adotada por Ramirez et al. (1997), ilustrada pela Fig.3.10. Os autores admitiram variação linear para a força de atrito ($\mu \times \sigma_h$) entre a luva de reforço e o pilar. Como a aderência (c) é constante, o diagrama da tensão resistente ao cisalhamento (τ_r - aderência e atrito) tem forma trapezoidal.

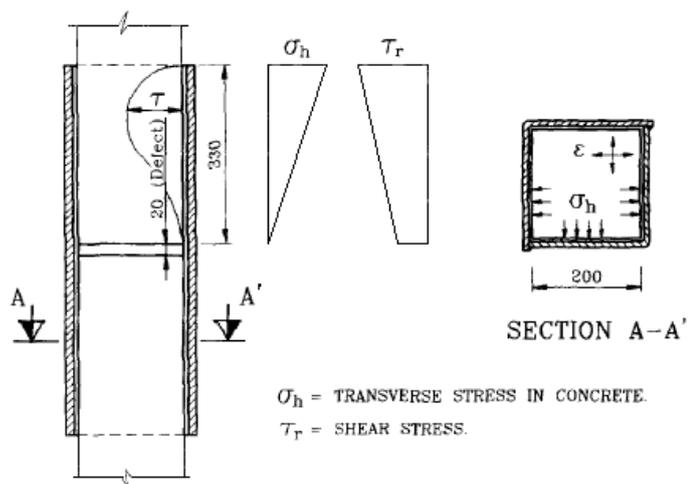


Figura 3.10 - Tensão Transversal de Confinamento (σ_h) e Tensão de Cisalhamento entre Concretos (τ_r) - Distribuição na Altura do Encamisamento Parcial
 Fonte: Ramirez et al. (1997)

3.5.1 Determinação da Aderência e Atrito

O coeficiente de atrito (μ) e a aderência (c) entre dois concretos são obtidos, pelo Ensaio de Luva, a partir da carga de ruptura de, no mínimo, dois corpos de prova com luva não armada, que apresentem diferença de espessura ou de comprimento (e ou L - Fig. 3.9). Registra-se que, neste trabalho, a diferença ocorreu na espessura da luva (e).

A Fig. 3.11 mostra um corpo de prova (CP) típico do Ensaio de Luva, onde são mostradas algumas de suas dimensões e tensões a que fica submetido ao ser comprimido até a ruptura (P_{rupt}).

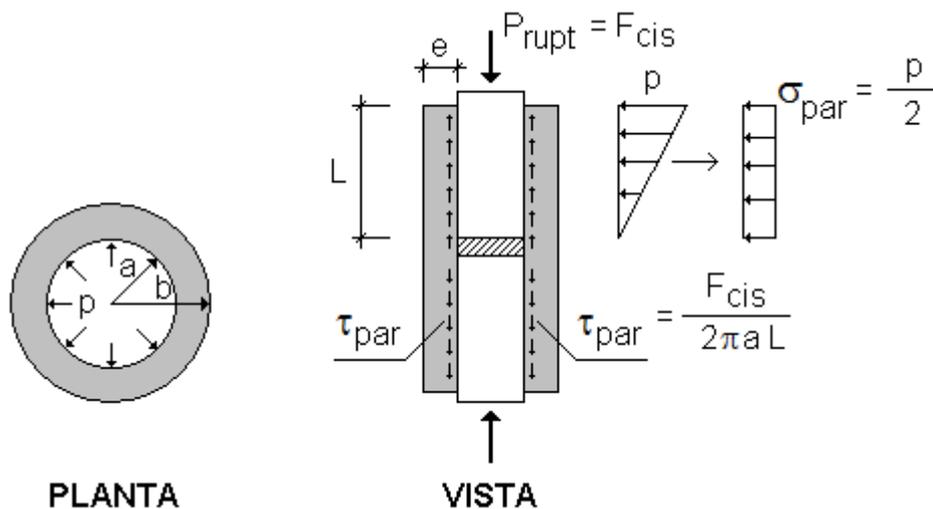


Figura 3.11 - CP do Ensaio de Luva - Dimensões e Tensões

A luva, não armada, por sua relação diâmetro-espessura é um Tubo de Parede Grossa de concreto simples. Assim, pela Resistência dos Materiais (ver item 3.3), pode-se descrever a tensão tangencial interna de tração (σ_{ta}) como:

$$\sigma_{ta} = \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \cdot p \quad (3.28)\text{Transc.}$$

Nos ensaios deste trabalho, foi, sempre, obtida a tensão de ruptura à tração do concreto da luva (graute) pelo Ensaio Brasileiro, ou Ensaio de Compressão Diametral, denominada “ $f_{ct,sp}$ ”. Como, para os cálculos feitos a seguir, será necessária a tensão de ruptura à tração direta (f_{ct}), é preciso, converter a primeira na segunda, conforme preconizado na NBR 6118-2014, a saber:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (3.37)$$

A ruptura do concreto simples da luva ocorrerá quando ocorrer a primeira fissura, ou seja, quando a tensão tangencial na sua face interna (σ_{ta}), que é a máxima na espessura da luva, atingir o valor da tensão “ f_{ct} ”. Esta condição é, algebricamente, descrita por:

$$\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \cdot p = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (3.38)$$

O valor máximo da pressão interna na luva (p_{max}) pode, então, ser expressa como:

$$p_{max} = 0,9 \cdot \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \cdot f_{ct,sp} \quad (3.39)$$

Como a pressão interna na luva varia linearmente com a altura, de um máximo (p_{max}) até zero, adota-se, nos cálculos, uma tensão de compressão média uniforme, denominada “ σ_{par} ”, ou seja:

$$\sigma_{par} = \frac{p_{max}}{2} \quad (3.40)$$

Levando a expressão de “ σ_{par} ” na Eq. (3.39), obtém-se:

$$\sigma_{par} = 0,45 \cdot \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \cdot f_{ct,sp} \quad (3.41)$$

A tensão de cisalhamento entre o concreto novo da luva e o concreto velho (τ_{par}) é igual à força de cisalhamento (F_{cis}), que é igual à carga de ruptura do CP (P_{rupt}), dividido pela área de contato da luva com o concreto velho, ou seja:

$$\tau_{par} = \frac{P_{rup}}{2\pi \cdot a \cdot L} \quad (3.42)$$

Aplicando os valores de τ_{par} e σ_{par} das equações (3.42) e (3.41) na expressão do Critério de Falha de Coulomb - Mohr ($\tau = \sigma \cdot \mu + c$), obtém-se:

$$\tau_{par} = \sigma_{par} \cdot \mu + c \quad (3.43)$$

Portanto, com dois pares de valores conhecidos de τ_{par} e σ_{par} , obtêm-se, algebricamente, os valores procurados de “ μ ” e “ c ”. No caso, de mais de dois pares de valores conhecidos, a solução gráfica é mais indicada.

3.5.2 Cintamento Provocado Pela Luva de Concreto Simples

Pelo exposto no subitem anterior, pode-se concluir que uma luva de concreto simples é capaz de promover o cintamento do concreto velho até o instante de sua ruptura por tração. A

seguir, é feita a dedução da expressão do aumento da resistência do concreto promovida pela fretagem com este tipo de luva, para o caso de ela vir a ser necessária na pesquisa.

Conforme a Eq. (3.25), deduzida com as teorias da Resistência dos Materiais, a expressão da tensão de ruptura do concreto cintado é:

$$f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot p \quad (3.25) \text{ Transc}$$

Aplicando, na Eq. (3.25) o valor de “p” da Eq. (3.39), dividido por 2 (p médio = σ_{par}), encontra-se:

$$f_{ci} = f_c + \frac{0,9}{2 \cdot \nu} \cdot \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \cdot f_{ct,sp} \quad (3.44)$$

Considerando, como a NBR 6118-1980 e Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977), o Coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,25, a Eq. (3.44) se transforma em:

$$f_{ci} = f_c + \frac{0,9}{2 \times 0,25} \cdot \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \cdot f_{ct,sp}$$

Portanto,

$$f_{ci} = f_c + 1,8 \cdot \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \cdot f_{ct,sp} \quad (3.45)$$

3.6 Carga Aplicada em Área Reduzida

A Fig. 3.12 mostra um do corpo de típico do Ensaio de Luva. Observando a sua geometria, verifica-se que a carga é introduzida numa área menor (A_1 - concreto velho) do que a área da seção plena do CP (A_2 - luva e concreto velho). Tal situação induz a se pensar que deve ser levada em conta, no estudo deste corpo de prova, a tensão de fendilhamento referente à Teoria de Carga Aplicada em Área Reduzida, desenvolvida com enfoque em pilares, conforme ilustrado pela Fig. 3.13.

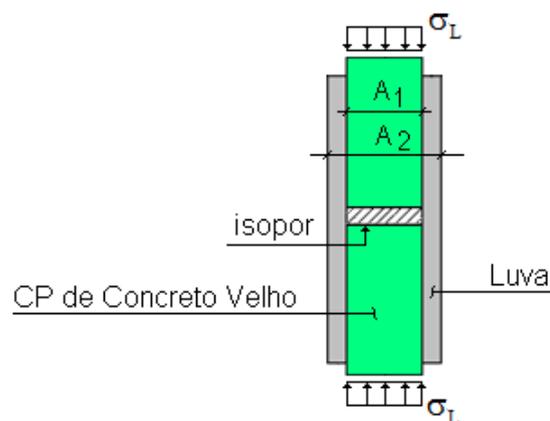


Figura 3.12 - Corpo de Prova do Ensaio de Luva

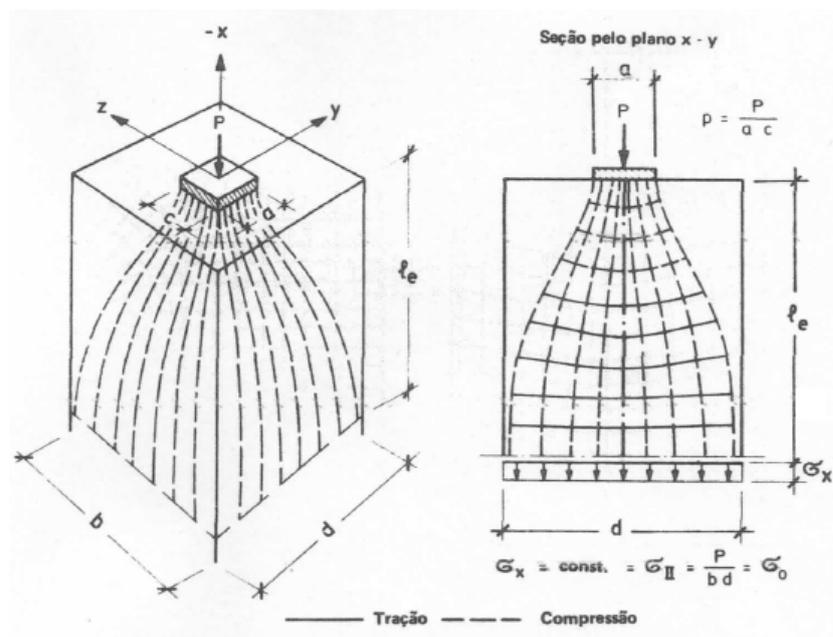


Figura 3.13 - Introdução de Carga em Área Reduzida
Fonte: Leonhardt, F. e Mönning, E. (1978)

É importante, entretanto, salientar que o modelo estrutural do corpo de prova do Ensaio de Luva não é exatamente igual ao modelo estrutural de um pilar onde é introduzida uma carga em área reduzida de sua seção transversal. A Fig. 3.14 ilustra os dois modelos estruturais.

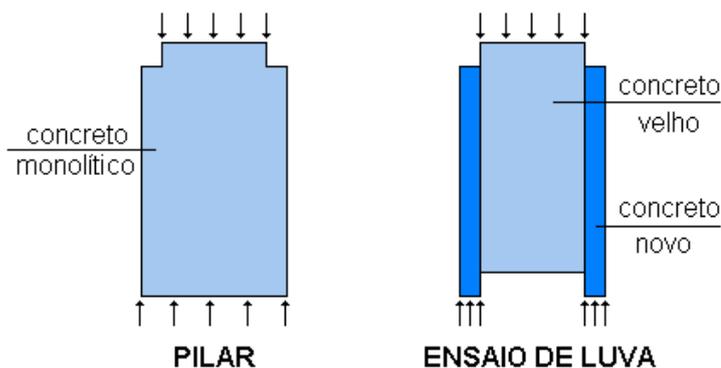


Figura 3.14 - CP Monolítico e CP do Ensaio de Luva

Pela Fig. 3.14, pode-se verificar que, enquanto, no pilar, a carga aplicada (em cima) e a reação (em baixo) atuam num mesmo concreto (monolítico), no CP do Ensaio de Luva, a carga aplicada atua no concreto velho (em cima) e a reação no concreto novo (em baixo). Em função disto, pode-se intuir que a distribuição de tensões nos dois modelos estruturais, apesar de semelhantes, não devem ser iguais, visto que a tensão de compressão longitudinal, no concreto velho do CP do Ensaio de Luva vai se reduzindo com a profundidade, até zerar na base inferior do mesmo, em função de ser transferida para o concreto da luva.

Deve-se salientar que, no CP do Ensaio de Luva, além das tensões de compressão, por ser formado por dois tipos de concreto, assume importância especial a tensão de cisalhamento na interface dos mesmos.

A Fig. 3.15, oriunda do trabalho de Leonhardt e Mönning (1978), ilustra as tensões de fendilhamento que ocorrem em um prisma de seção quadrada submetido a uma carga em área reduzida.

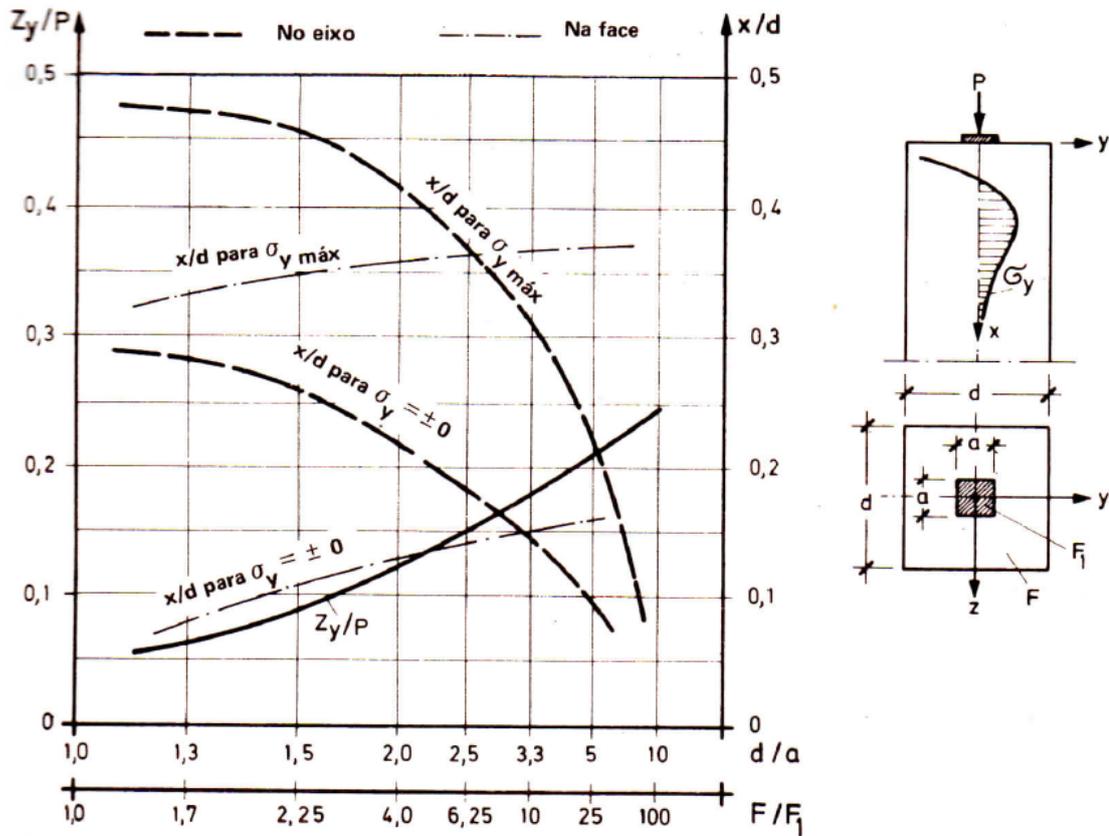


Figura 3.15 - Valor do esforço de fendilhamento ($z_y=z_z$) referido à carga p , e distância x/d dos pontos $\sigma_{y,max}$ e $\sigma_y = 0$ ao bordo superior no eixo e na face de um prisma de seção quadrada.

Fonte: Leonhardt e Mönning (1978)

Segundo os autores, a força de fendilhamento nas duas direções do plano ortogonal à carga são iguais, com valor definido pela expressão:

$$Z_y = Z_z \approx 0,25 \cdot P \cdot \left[1 - \frac{a}{d} \right] \quad (3.46)$$

Salienta-se que, segundo Mörsch, o coeficiente da equação, em vez de 0,25, seria igual a 0,30.

A Fig. 3.16, também oriunda do trabalho de Leonhardt e Mönning (1978), ilustra as tensões de fendilhamento que ocorrem em uma peça cilíndrica submetida a uma carga em área reduzida.

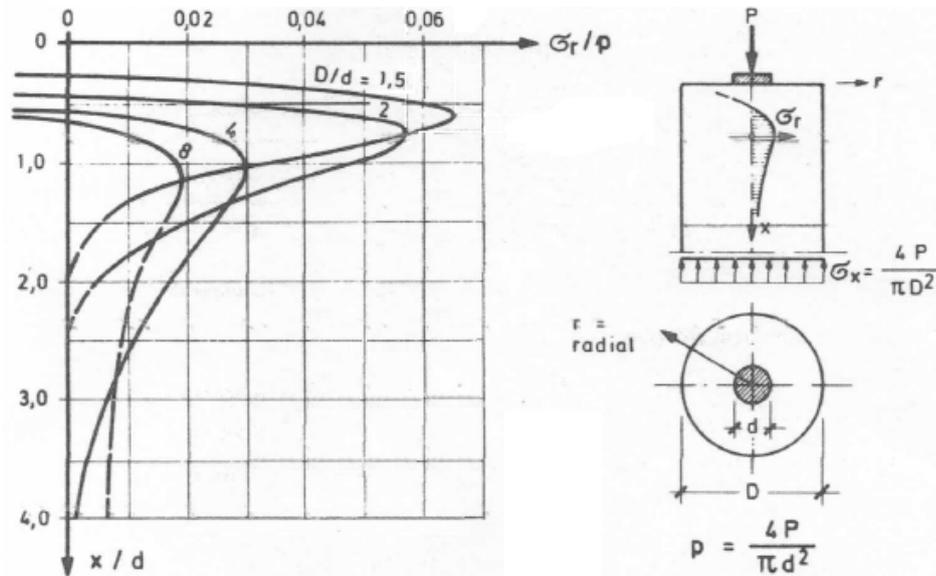


Figura 3.16 - Tensões de fendilhamento no eixo de uma peça cilíndrica carregada axialmente
 Fonte: Leonhardt e Mönning (1978)

Os autores, em seu texto, fazem as seguintes recomendações:

“Os esforços de fendilhamento, para o dimensionamento da armadura, devem ser tomados como no caso de prismas quadrados, sendo conveniente a adoção de uma armadura em hélice, que pode ser calculada, por analogia, como a de um cilindro vertical submetido a uma compressão interna (= esforço de fendilhamento). Para isto, pode-se recorrer às equações dadas para pilares cintados de concreto armado, A influência da relação entre a espessura da peça e o tamanho da área da carga, com isso, pode ser desprezada.”

O desenvolvimento teórico de pilares cintados, segundo Leonhardt e Mönning (1978), pode ser visto no item 3.2.2.

Tendo em vista que a luva dos corpos de prova do Ensaio de Luva cintam o concreto velho e a última frase das recomendações de Leonhardt e Mönning (1978), acima citada, ou seja, - “A influência da relação entre a espessura da peça e o tamanho da área da carga, com isso, pode ser desprezada”-, pode-se concluir que as tensões de tração oriundas do fendilhamento, devido à Carga em Área Reduzida, não precisam ser somadas às tensões de tração devidas ao cintamento. Pode-se adiantar que a análise teórica com base nos resultados dos Ensaio de Luva confirmou a conclusão acima.

4 MATERIAIS

4.1 Introdução

Neste capítulo, são descritos os materiais utilizados na pesquisa, ou seja, nos Ensaio de Luva, Ensaio de Cisalhamento Inclinado e Ensaio de Pilares.

4.2 Concreto Velho

O concreto que representava o de um pilar que seria recuperado foi denominado Concreto Velho.

Foram utilizados quatro tipos de concreto velho em função da variação da resistência nominal aos 28 dias ($f_{c,28}$) e das dimensões do agregado graúdo, a saber:

1- Concreto 30/00: $f_{c,28} = 30$ MPa e brita 00 (pedrisco);

2- Concreto 20/00: $f_{c,28} = 20$ MPa e brita 00 (pedrisco);

3- Concreto 30/1: $f_{c,28} = 30$ MPa e brita 1;

4- Concreto 20/1: $f_{c,28} = 20$ MPa e brita 1.

Salienta-se que os concretos com pedriscos como agregado graúdo foram utilizados, especificamente, para a comparação entre os resultados dos Ensaios de Luva e os dos Ensaios de Cisalhamento Inclinado, visto ter-se imaginado que, com o tipo de apicoamento adotado, apresentariam rugosidade mais uniforme e com maior facilidade de reprodução, características ideais para comparações.

Todos os quatro tipos de concreto foram confeccionados com cimento CP V, areia natural, brita de gnaiss, e plastificante (Muraplast FK 830 - MC Bauchemie).

Foram utilizadas duas remessas de areia. Para os corpos de prova de concreto velho dos Ensaios de Luva, a areia tinha Módulo de Finura de 2,45 (areia média) e para corpos de prova e modelos dos Ensaios de Pilar, 2,75 (areia grossa). Ambos os Módulos de Finura se enquadravam na chamada “zona ótima” ($2,20 \leq MF \leq 2,90$).

A Fig. 4.1 ilustra procedimentos do ensaio de determinação do Módulo de Finura das areias.



Figura 4.1 - Procedimentos para Determinação do Módulo de Finura das Areias.

A Tab. 4.1 mostra os traços dos quatro tipos de concreto.

Tabela 4.1 - Traço dos Quatro Tipos do Concreto Velho.

TRAÇO EM PESO (por m ³)	Brita 00 (pedrisco)		Brita 1	
	f _{c,28} = 20 MPa	f _{c,28} = 30 MPa	f _{c,28} = 20 MPa	f _{c,28} = 30 MPa
CP V ARI PLUS	270	340	235	295
Areia Natural Grossa	954	877	910	843
Brita 00 (pedrisco)	827	849	*	*
Brita 1	*	*	987	1009
Água	235	232	203	200
Muraplast FK 830	2,16	2,72	1,88	2,36

Nos ensaios das oito séries dos Ensaios de Luva, o concreto velho foi caracterizado quanto à resistência à compressão (f_c), resistência à tração (f_t), e módulo de elasticidade (E). A Tab.4.2 adianta o valor médio encontrado para cada uma dessas características, em cada uma das oito séries.

Tabela 4.2 - Ensaios de Luva - Concreto Velho - Valores Médios de f_c, f_t e E.

Ensaio de Luva - Concreto Velho			
Série	f _c (MPa)	f _t (MPa)	E (MPa)
Série 1- 30/00	33,8	3,4	26.873
Série 2- 20/00	22,9	2,9	23.799
Série 3 - 30/1	32,1	3,7	27.053
Série 4 - 20/1	28,4	2,9	29.384
Série 5 - 30/1	32,3	ver série 3	ver série 3
Série 6 - 20/1	22,5	ver série 4	ver série 4
Série 7 - 30/1	34,3	3,4	27.882
Série 8 - 20/1	27,6	2,9	25.455

O valor do abatimento do tronco de cone (slump) variou entre 43 e 75 mm.

Na data de ensaio de cada série, o concreto velho tinha a idade indicada na Tab. 4.3.

Tabela 4.3 - Ensaios de Luva - Concreto Velho - Idade, em dias, na Data de Ensaio.

Concreto Velho	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 5	Série 6	Série 7	Série 8
Idade (dias)	461	468	534	511	573	563	240-516	237-512

Da mesma forma dos Ensaios de Luva, o concreto velho dos dois modelos dos Ensaios de Pilar, foi caracterizado. A Tab. 4.4 adianta o valor médio encontrado para cada uma das características analisadas.

Tabela 4.4 - Ensaios de Pilar - Concreto Velho - Valores Médios de f_c , f_t e E.

Ensaio de Pilar - Concreto Velho				
PILAR		f_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)
Modelo Original 15x15	(30/1)	26,63	*	*
Modelo Original 20x20	(20/1)	18,27	*	*
Modelo Recuperado 15x15	(30/1)	26,61	3,55	29.964
Modelo Recuperado 20x20	(20/1)	23,50	2,76	23.264

Na data de ensaio de cada modelo de pilar, o concreto velho tinha a idade indicada na Tab. 4.5.

Tabela 4.5 - Ensaios de Pilar - Concreto Velho - Idade, em dias, na Data de Ensaio.

Concreto Velho	Orig. - Mod.15x15	Orig. - Mod.20x20	Recup.- Mod.15x15	Recup.- Mod.20x20
Idade (dias)	196	202	210	224

4.3 Concreto Novo

Como concreto das luvas dos Ensaio de Luva e dos Ensaio de Pilar, denominado Concreto Novo, foi utilizado o graute de base cimentícia; não retrátil e de alto de desempenho; Emcekrete 40 da MC-Bauchemie. Foi adotado o fator água/ pó de 0,11.

A utilização de grautes como material cimentício de recuperação é, principalmente no caso de pilares, escolha quase obrigatória por seis importantes características, a saber:

- 1- facilidade de preparo, bastando adicionar água. Exige, entretanto, um rigoroso controle de tempo de mistura;
- 2- facilidade de moldagem com reduzido risco de falhas, por ser alto adensável;
- 3- garantia de elevada e bem precisa resistência à compressão na idade desejada (em recuperações, geralmente, entre 3 e 7 dias);
- 4- baixo fator água/cimento, que reduz a retração e a fluência;
- 5- excelente aderência a concretos velhos;
- 6- retração compensada.

Nos ensaios das oito séries dos Ensaio de Luva, também o concreto novo foi caracterizado quanto à resistência à compressão (f_c), resistência à tração (f_t), e módulo de elasticidade (E). A Tab. 4.6 adianta o valor médio encontrado para cada uma dessas características.

Tabela 4.6 - Ensaio de Luva - Concreto Novo - Valores Médios de f_c , f_t e E.

Ensaio de Luva - Concreto Novo (Graute)			
Série	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)
Série 1	51,6	3,5	27.800
Série 2	53,1	3,6	29.355
Série 3	51,8	3,8	26.177
Série 4	52,1	3,7	28.001
Série 5	51,3	3,6	28.075
Série 6	51,3	3,6	28.075
Série 7	49,6	3,3	24.926
Série 8	51,5	3,8	28.376

Na data de ensaio de cada série, o concreto novo (graute) tinha a idade de sete dias.

Da mesma forma dos Ensaio de Luva, o concreto novo (graute) dos Ensaio de Pilar foi caracterizado. A Tab. 4.7 adianta o valor médio encontrado para cada uma das características investigadas.

Tabela 4.7 - Concreto Novo dos Ensaio de Pilar - Valores Médios de f_c , f_t e E.

Ensaio de Pilar - Concreto Novo (Graute)			
PILAR	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)
Recuperado - Modelo 15x15	45,44	3,33	26.552
Recuperado - Modelo 20x20	45,54	2,97	25.281

Na data de ensaio de cada Modelo Recuperado, o concreto novo (graute) tinha a idade de sete dias.

4.4 Armaduras

As armaduras, em hélice, das luvas de encamisamento dos Ensaios de Luva ($\phi 4.2\text{mm}$) foram confeccionadas com aço CA-60, assim como os estribos dos pilares originais. As armaduras longitudinais dos pilares originais ($\phi 10$ ou $12,5\text{mm}$) eram de aço CA-50. O aço das hélices ou estribos soldados circulares de cintamento das luvas de encamisamento dos pilares recuperados ($\phi 8\text{mm}$) e das barras longitudinais onde se fixavam ($\phi 10\text{ mm}$) era o CA-50S (soldável). As armaduras externas dessas luvas eram de aço CA-50 (longitudinais - $\phi 10$ ou $12,5\text{mm}$) ou CA-60 (estribos quadrados - $\phi 4.2\text{mm}$).

Para verificar se as armaduras atendiam às características definidas pela ABNT, todos os tipos e diâmetros foram submetidos a ensaio de caracterização segundo a norma ABNT ISO 6892-2018. A Fig.4.2 ilustra o ensaio de barras com diâmetro de 4.2mm (prensa EMIC - DL 3000 de 30 kN) e de 8 mm (prensa EMIC - DL 30000 de 300 kN).



Figura 4.2 - Ensaio de Tração em Barras $\phi 4.2\text{mm}$ e $\phi 8\text{ mm}$.

Observa-se que as hélices ($\phi 4.2\text{mm}$) das luvas dos Ensaio de Luva foram confeccionadas, em máquina de fabricação de molas, com passo constante de 2cm e diâmetro interno de 12 ou 17cm . A adaptação dos passos para os diversos valores utilizados foi feita manualmente. As

hélices e estribos circulares ($\phi 8\text{mm}$) dos Ensaio de Pilar foram confeccionadas em calandra, com diâmetros internos de 18,5 ou 25,5cm, tendo seus passos sido definidos por soldagem em quatro barras longitudinais ($\phi 10\text{ mm}$).

A Fig. 4.3 ilustra as armaduras em hélice dos Ensaio de Luva.



Figura 4.3 - Armaduras em Hélice - Cintamentos dos Ensaio de Luva

A Fig. 4.4 ilustra armaduras de pilar original e de pilares a serem recuperados (pilaretes).



Figura 4.4 - Armadura de Pilar Original e de Pilares Recuperados (pilaretes)

A Fig. 4.5, referente aos Modelos Recuperados de Pilar, ilustra as hélices (Mod. Rec.-15x15) ou estribos soldados (Mod. Rec. 20x20) do cintamento (armadura interna) e os estribos quadrados e barras longitudinais da armadura externa.



Modelo Recuperado 15x15



Modelo Recuperado 20x20

Figura 4.5 - Hélices (MR15x15) ou Estribos Soldados (MR20x20) e Armaduras Externas

Para os Ensaio de Luva, armaduras adicionais de cintamento (ϕ 11 cm) foram confeccionadas, manualmente, com Tela Belgo, malha de 6x6mm, fio 0,67mm e aço com tensão de escoamento de 425 MPa. A Fig.4.6 mostra essas telas.



Figura 4.6 - Ensaio de Luva - Armaduras de Cintamento em Tela

4.5 Moldes de Corpos de Prova Não Padronizados e Formas

Por terem sido idealizados especificamente para a pesquisa em pautas, os moldes dos corpos de prova para os Ensaios de Luva tiveram de ser confeccionados artesanalmente, com a utilização de tubos comerciais de PVC e placas de fibras de madeira de média densidade (MDF).

Com os mesmos materiais e técnica foram confeccionados moldes inclinados para os Ensaios de Cisalhamento Inclinado. Eles foram necessários por se entender que não seriam corretas comparações entre corpos de prova moldados, como os dos Ensaios de Luva, e corpos de prova serrados, como são os normalmente utilizados nos Ensaios de Cisalhamento Inclinado, quando extraídos da estrutura.

Aproveitou-se este subitem para apresentar, também, as formas dos modelos dos Ensaios de Pilar, que foram confeccionadas com placas de fibras de madeira de média densidade (MDF).

A inexistência de qualquer auxílio financeiro para a pesquisa obrigou-nos, para viabilizá-la, a arcar com o custo dos materiais, e a atribuir-nos o peso da mão de obra necessária para a confecção das formas dos corpos de prova não padronizados, o que exigiu a improvisação de equipamentos necessários. As Figs. 4.7 a 4.9 ilustram alguns dos equipamentos improvisados.



Figura 4.7 - Equipamento para Corte e Lixamento de Tubo de PVC de 200mm



Figura 4.8 - Equipamento para Corte e Lixamento de Tubo de PVC de 100mm



Figura 4.9 - Serra circular para corte de MDF e Bancada de corte de isopor.

Nas Fig. 4.10 à Fig. 4.12 são mostradas as formas de PVC e/ou MDF confeccionadas para a moldagem do concreto novo dos Ensaio de Luva (EL) e dos concretos velho e novo dos Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI).



Figura 4.10 - Moldes PVC $\phi 19,2 \times 38$ cm do EL (foto esq.) e $\phi 14,4 \times 38$ cm do EL (foto dir.). No centro (foto dir.), moldes do concreto novo do ECI.



Figura 4.11 - Moldes Quadrados em MDF dos EL - 15x15 x 37,5cm (os dois à esquerda, nas duas fotos) e 20x20 x 37,5cm.



Figura 4.12 - Moldes do ECI - ϕ 9,6 x 20cm (45°, 52,5° e 60°) e 9 x 8,7 x 34,6cm (75°) - para o concreto velho (foto esq.) e para o concreto novo (foto dir.).

A Fig. 4.13 ilustra as formas utilizadas para a moldagem do concreto velho dos pilares dos Modelos Originais e pilaretes de Modelos Recuperados (20x20 e 15x15 cm) dos EP.



20x20



15x15

Figura 4.13 - Formas para o Concreto Velho dos Pilares e Pilaretes dos Ensaio de Pilar (EP)

A Fig. 4.14 mostra as formas para o concreto novo (graute) dos Modelos Recuperados (15x15 e 20x20) dos Ensaios de Pilar (EP). Na figura, pode-se observar já estarem instalados os pilaretes 15x15 e as armaduras das luvas de recuperação.



Figura 4.14 - Formas para o Concreto Novo (Graute) dos Modelos Recuperados dos EP.

5 ENSAIOS DE LUVA - SÉRIES E CORPOS DE PROVA

5.1 Introdução

Neste capítulo, são descritas as oito séries de ensaios que compuseram o que foi denominado Ensaio de Luva e descritos os corpos de prova utilizados nos Ensaio de Caracterização dos Concretos (ECC), nos Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI) e nos Ensaio de Luva (EL) propriamente ditos.

As oito séries foram definidas com enfoque nos Ensaio de Luva. Os Ensaio de Cisalhamento Inclinado, por serem os mais utilizados em normas internacionais, para o estudo da ligação entre concretos por adesivos e ligação entre concreto e materiais de reparo estrutural, foram executados em quatro séries, para terem seus resultados comparados com os resultados dos Ensaio de Luva.

Nos Ensaio de Caracterização dos Concretos, realizados em todas as séries, a resistência à compressão (f_c), a resistência à tração (f_t) e o módulo de elasticidade (E) foram avaliados.

5.2 Ensaio de Luva - Séries Ensaeadas - Características

As características que definiram as oito séries da pesquisa podem ser resumidas como a seguir, onde EL significa Ensaio de Luva e ECI, Ensaio de Cisalhamento Inclinado:

- Série 1 (30/00): CPs cilíndricos; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; brita 00; EL com altura de contato entre concretos igual a 17,5 cm; ECI com inclinações de 45°, 52,5°, 60° e 75°;
- Série 2 (20/00): CPs cilíndricos; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; brita 00; EL com altura de contato entre concretos igual a 17,5 cm; ECI com inclinações de 45°, 52,5°, 60° e 75°;
- Série 3 (30/1): CPs cilíndricos; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; brita 1; EL com altura de contato entre concretos igual a 17,5 cm; ECI com inclinações de 45°, 52,5° e 60°;
- Série 4 (20/1): CPs cilíndricos; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; brita 1; EL com altura de contato entre concretos igual a 17,5 cm; ECI com inclinações de 45°, 52,5° e 60°;

- Série 5 (30/1-H): CPs cilíndricos; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; brita 1; EL com altura de contato a entre concretos iguais a 14 e 10 cm;
- Série 6 (20/1-H): CPs cilíndricos; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; brita 1; EL com altura de contato entre concretos igual a 14 e 10 cm;

- Série 7 (30/1-Q) CPs quadrados, com e sem armaduras; concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa; brita 1; EL com altura de contato entre concretos igual a 17,5 cm;
- Série 8 (20/1-Q): CPs quadrados com e sem armaduras; concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa; brita 1; EL com altura de contato entre concretos igual a 17,5 cm.

Salienta-se que as **Séries 1 a 4** foram criadas para a avaliação da influência da resistência do concreto velho (30 ou 20 MPa); do tipo de brita (00 ou 1) e da espessura da luva (2,2 ou

4,6 cm) e, ainda, para estudo da ligação (aderência e atrito) entre concretos, por meio de dois tipos de ensaio (ECI e EL). Já a criação das **Séries 5 e 6**, para a avaliação da influência da altura de contato entre o Concreto Velho e o Concreto Novo (17,5; 14 ou 10 cm). As **Séries 7 e 8** foram criadas para a avaliação da influência da geometria da seção transversal dos CPs (circular ou quadrada).

Observa-se que, em todas as séries, havia CPs com e sem hélices de cintamento; com hélices internas; hélices externas; hélices internas e externas; hélices com passo simples; e hélices com passo duplo. Antes da apresentação dos resultados de cada série (Cap.8), os “passos” e as posições das hélices, dentro da luva de cada CP, estão definidos com clareza.

5.3 Ensaios de Luva - Corpos de Prova de Cada Série

5.3.1 Para os Ensaios de Caracterização dos Concretos (ECC)

Em todas as séries, foram executados Ensaios de Caracterização dos Concretos (ECC), utilizando corpos de prova de $\phi 10 \times 20$ cm.

Para as Séries 1 a 4, com relação ao graute (concreto novo), foram ensaiados dois CPs para avaliação de f_c (Compressão Normal), três CPs para f_t (Compressão Diametral), e três para módulo de elasticidade (E). Em relação ao concreto velho, foram ensaiados dois CPs para avaliação de f_c (Compressão Normal), dois para f_t (Compressão Diametral), e três para o módulo de elasticidade (E).

A Fig. 5.1 mostra os códigos adotados para identificação dos CPs das Séries 1 a 4:

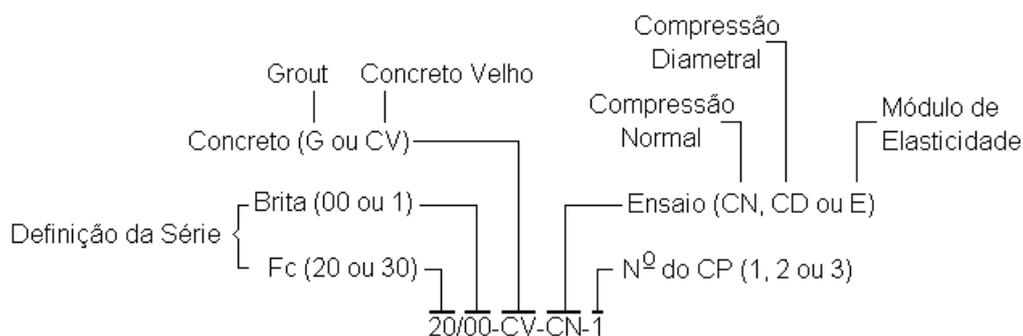


Figura 5.1 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECC das Séries 1 a 4.

Para as Séries 5 e 6, como nas Séries 1 a 4, para o graute (concreto novo), foram ensaiados dois CPs para avaliação de f_c (Compressão Normal), três CPs para f_t (Compressão Diametral), e três para o módulo de elasticidade (E). Com relação ao concreto velho, foram executados, apenas, o Ensaio de Compressão Normal (f_c) em dois CPs. Os ensaios para definição da resistência à tração (f_t) e módulo de elasticidade (E) não foram executados, pois, se necessário, poderiam ser utilizados os resultados obtidos nas Séries 3 e 4, respectivamente, pelo fato dos CPs do concreto velho terem sido moldados na mesma massa.

Nas Séries 7 e 8, analogamente às Séries 1 a 4, para o graute (concreto novo), foram ensaiados dois CPs para avaliação de f_c (Compressão Normal), três CPs para f_t (Compressão Diametral), e três para o módulo de elasticidade (E). Com relação ao concreto velho, foram ensaiados dois CPs para avaliação de f_c (Compressão Normal), dois para f_t (Compressão Diametral), e três para o módulo de elasticidade (E). Entretanto, como nestas duas séries havia concretos velhos moldados em duas datas diferentes, além dos ensaios já citados, foram, ainda, ensaiados à compressão normal (f_c) dois pares de CPs do concreto moldado na data mais antiga, sendo um par de CPs cilíndricos e um par de prismáticos (10x10x20cm).

A Fig.5.2 mostra a geometria dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos utilizados nos ECC.

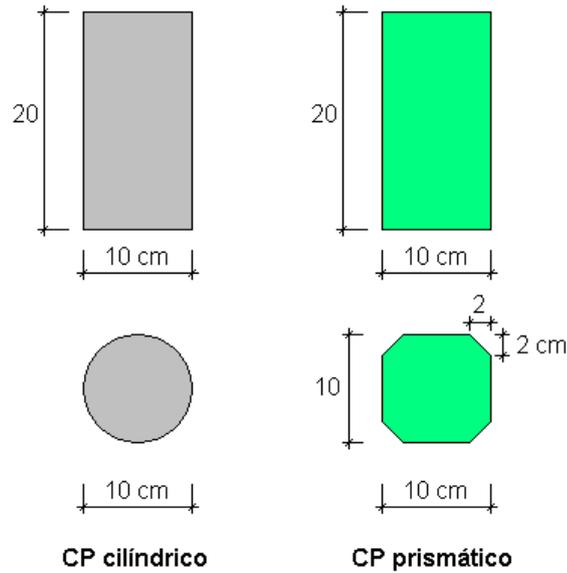


Figura 5.2 - Geometria dos CPs Cilíndricos e Prismáticos dos ECC

A Fig. 5.3 mostra os códigos adotados para identificação dos CPs das Séries 5 a 8:

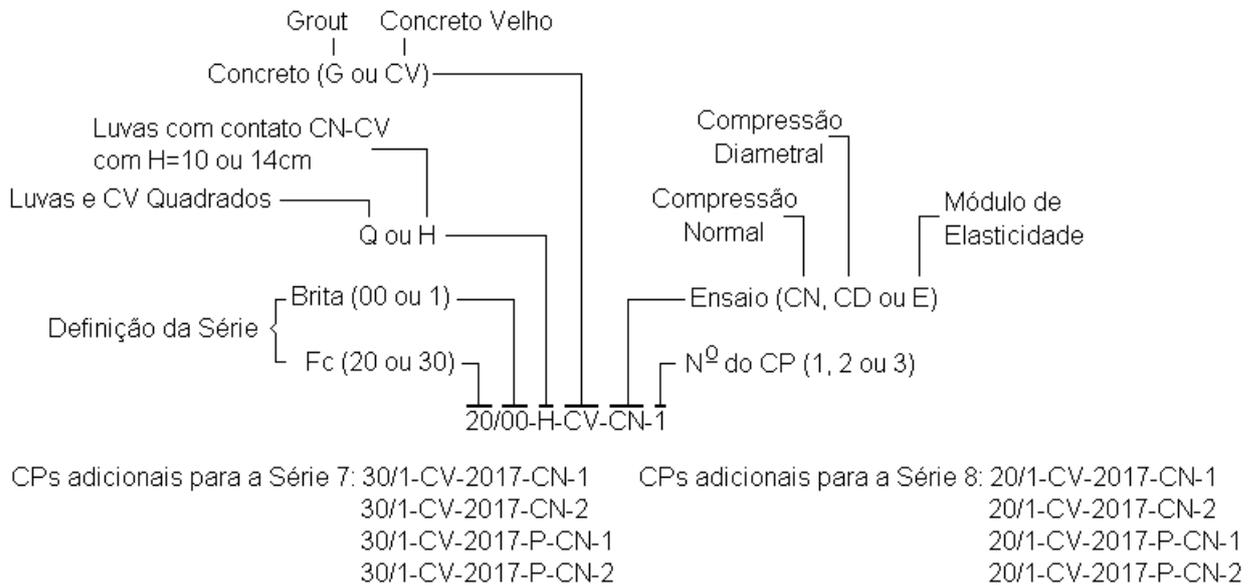


Figura 5.3 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECC das Séries 5 a 8.

5.3.2 Para os Ensaios de Cisalhamento Inclinado (ECI) ou Slant Shear Test (SST)

Nas Séries 1 a 4, foram executados ensaios de cisalhamento inclinado (ECI ou SST), utilizando corpos de prova mistos (CV e CN) de $\phi 9,8 \times 20$ cm, para ângulos da junta iguais 45° ; $52,5^\circ$ e 60° , e de $8,7 \times 9 \times 36,5$ cm, para ângulo da junta igual a 75° .

Nas Séries 1 e 2, foram ensaiadas quatro amostras de dois CPs cada. As amostras tinham diferentes ângulos de inclinação da superfície de contato dos dois concretos (plano de cisalhamento), a saber: 45° , $52,5^\circ$, 60° e 75° . Nas Séries 3 e 4, foram ensaiadas três amostras de dois CPs, com inclinações de 45° , $52,5^\circ$ e 60° .

A Fig. 5.4 mostra os códigos adotados para identificar todos os CPs do ECI (SST).

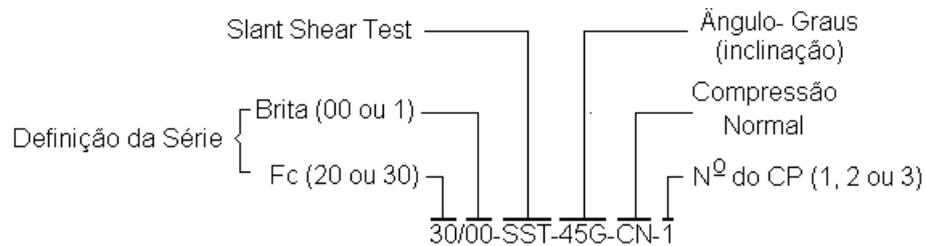


Figura 5.4 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECI (ou SST).

A Fig. 5.5 ilustra os quatro tipos de CPs mistos ensaiados.

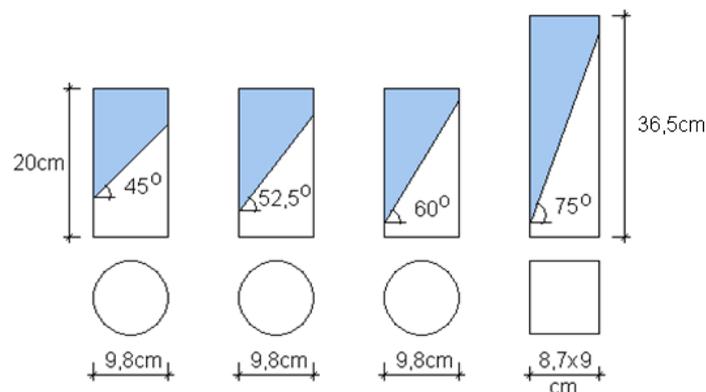


Figura 5.5 - CPs Mistos dos Ensaios de Cisalhamento Inclinado (ECI ou SST)

5.3.3 Para os Ensaio de Luva

Nos Ensaio de Luva (EL) foram submetidos à compressão normal seis tipos de corpos de prova (CPs em Luva), com variações na geometria conforme a série a que pertenciam. A Fig. 5.6 ilustra os seis tipos.

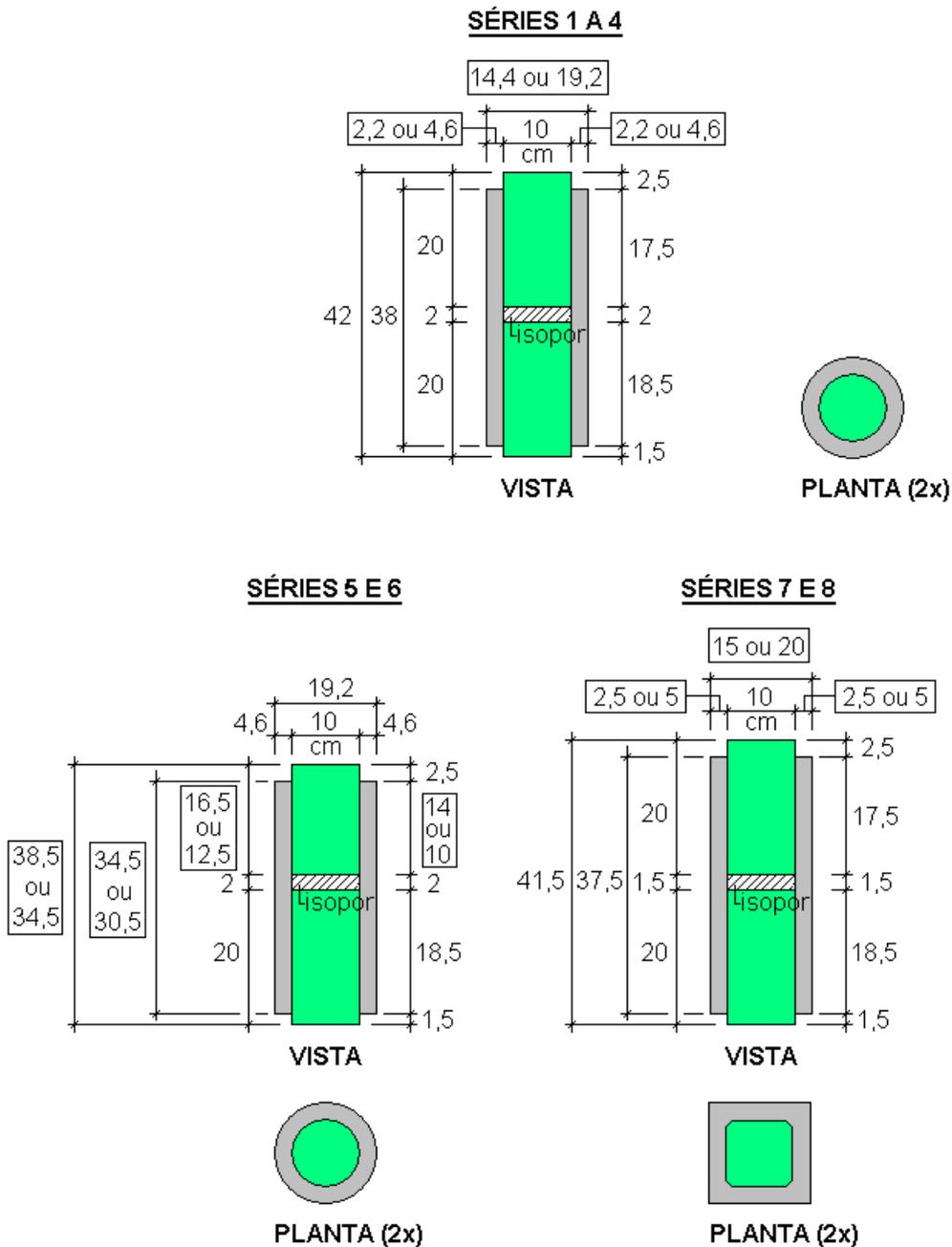


Figura 5.6 - Os Seis Tipos de CPs dos Ensaio de Luva

É importante ressaltar que todas as formas dos CPs em Luva (cilíndricas e quadradas) foram projetadas para que o concreto novo da luva tivesse espessura de 2,5 ou 5 cm. Desta forma, o diâmetro externo, ou aresta, da luva deveria ser igual a 15 ou 20 cm. Isto foi conseguido nas formas dos CPs quadrados das Séries 7 e 8, confeccionadas com MDF. Nos CPs cilíndricos das Séries 1 a 6, a inviabilidade econômica de construção de formas de chapas metálicas calandradas conduziu à utilização de tubos de PVC. Assim sendo, o diâmetro externo das luvas ficaram com 14,4 ou 19,2 cm, implicando em espessuras de concreto novo da luva de 2,2 ou 4,6 cm. Observa-se que nas tabelas, foi mantida a designação de projeto, ou seja, 15 ou 20 cm.

Vale adiantar que, pelas observações/conclusões referentes aos resultados dos Ensaio de Luva (Cap. 8), a diferença entre as espessuras das luvas de CPs quadrados (2,5 e 5 cm) e CPs cilíndricos (2,2 e 4,6 cm) não teve influência, ao menos significativa, nas cargas de ruptura experimentais.

Observa-se, na Fig. 5.6, que o contato do concreto velho com o concreto novo da luva, mesmo nas Séries 1 a 4 e 7 e 8, era sempre de menor altura no CP superior do CV (17,5 contra 18,5 cm). Tal fato foi proposital, visando induzir que a ruptura do CP em luva se iniciasse na sua parte superior. Isto porque apenas no topo do CP em luva foram instalados os transdutores que mediram o deslocamento entre o topo do CP superior de CV e o topo da luva.

A Fig. 5.7 mostra os códigos de identificação dos CPs do Ensaio de Luva das Séries 1 a 4.

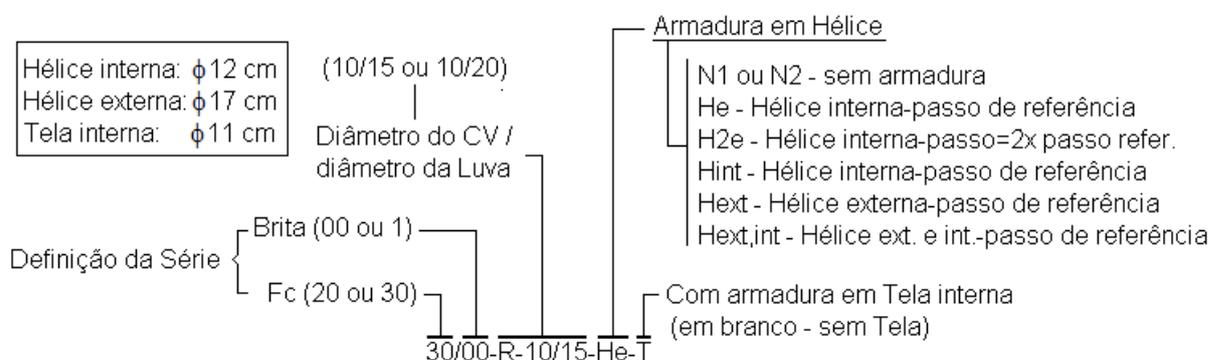


Figura 5.7 - Códigos de Identificação dos CPs dos EL das Séries 1 a 4.

A Fig. 5.8 mostra os códigos adotados para identificar os CPs do Ensaio de Luva das Séries 5 e 6.

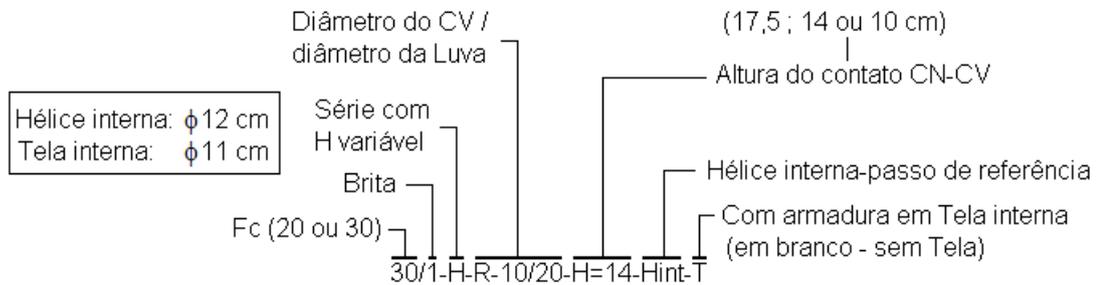


Figura 5.8 - Códigos de Identificação dos CPs dos EL das Séries 5 a 6.

A Fig. 5.9 mostra os códigos adotados para identificar os CPs do Ensaio de Luva das Séries 7 e 8. Os CPs armados do CV (CVCA) tinham 4 barras ($\phi 10\text{mm}$) e 4 estribos ($\phi 4.2 @ 5\text{cm}$).

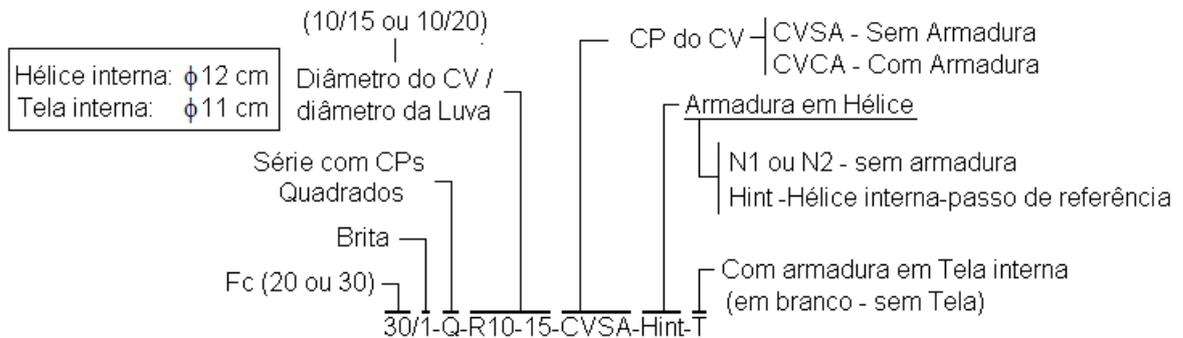


Figura 5.9 - Códigos de Identificação dos CPs dos EL das Séries 7 a 8.

Vale refrisar que a posição (interna ou externa) das hélices das luvas, em relação aos CPs do CV, e os seus respectivos “passos” estão bem definidos imediatamente antes das tabelas de apresentação dos resultados dos Ensaios de Luva. (Cap. 8).

6 ENSAIOS DE LUVA - ANÁLISES TEÓRICAS INICIAIS

6.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentadas as análises teóricas desenvolvidas para definição das armaduras de cintamento (hélices) das luvas de encamisamento dos corpos de prova dos Ensaios de Luva. Apresentam-se, também, as análises pré-ensaios que definiram as Tensões Teóricas de Ruptura desses mesmos corpos de prova.

Observa-se que as formulações teóricas para a definição das armaduras de cintamento das luvas são as mesmas da definição das Tensões Teóricas de Ruptura dos corpos de prova em luva. Entretanto, na definição das armaduras de cintamento das luvas, foi adotada, como área do núcleo fretado (A_{ci}), apenas a área da seção transversal do concreto velho (A_{cv}), enquanto que, na definição das Tensões Teóricas de Ruptura dos CPs em luva, o núcleo central foi definido pelo eixo da hélice de cintamento, sendo formado, portanto, por todo o concreto velho e parte do concreto novo. O motivo para a diferença citada surgiu da urgência de definição da quantidade de hélices a serem encomendadas, imposta pelo tempo a ser gasto na fabricação.

Nas análises, que não consideraram qualquer coeficiente de segurança, foram adotadas as formulações de cintamento da NBR 6118-1980 (ver item 3.2.1), coincidentes com as formulações de Richart et al -1929 (ver item 3.2.3), ou seja, $f_{ci} = f_c + 4p$.

Observa-se que as formulações de cintamento segundo Leonhardt, F. e Mönning E. - 1977 (ver item 3.2.2) e segundo a Resistência dos Materiais (ver item 3.2.4), que levam em conta o

Coefficiente de Poisson ($f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot p$), não foram utilizadas pelas dificuldades relativas à obtenção preliminar segura do valor deste coeficiente. Entretanto, de forma inversa, os Coeficientes de Poisson foram avaliados, nas Análises Teóricas Finais (Cap. 10) a partir dos resultados dos Ensaio de Luva.

É interessante observar que as formulações da NBR 6118-1980 e de Richart et al -1929, são, em relação às formulações da Resistência dos Materiais e segundo Leonhardt, F. e Mönning E. - 1977, aparentemente, favoráveis à segurança, visto adotarem, como mostrado no Cap. 3, o valor fixo de 0,25 para o Coeficiente de Poisson, possivelmente, por ser este valor, comumente, citado na literatura, como um máximo. Como o coeficiente de Poisson aparece no denominador da expressão de cintamento ($f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot p$), quanto maior o seu valor, menor o acréscimo de resistência devida à fretagem. Adianta-se que, entretanto, os resultados dos Ensaio de Luva vão indicar valores de Coeficientes de Poisson maiores do que 0,25.

6.2 Passos de Referência das Hélices de Cintamento das Luvas

É importante citar que, para os experimentos da pesquisa, tanto nos Ensaio de Luva, quanto em um dos Modelos dos Ensaio de Pilar, a armadura de cintamento na forma de hélice foi adotada por facilitar os trabalhos de montagem. Nas recuperações de pilares de edificações, entretanto, devem ser utilizados estribos soldados, visto ser quase impossível a instalação de hélices e, também, ancorar as extremidades de estribos abertos no interior do núcleo cintado.

As expressões utilizadas nas análises, como já citado, provêm das formulações de Richart et al (1929) coincidentes com as formulações da NBR 6118 - 1980, descritas no Cap. 3, a saber:

$$f_{ci} = f_c + 4 p \quad (3.12) \text{ Transc}$$

$$f_{ci} = f_c + \frac{2 \cdot A_t \cdot f_{yk}}{A_{ci}} \quad (3.17) \text{ Transc}$$

$$f_{ci} \cdot A_{ci} = f_c \cdot A_{ci} + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (3.18-A) \text{ Transc}$$

Onde:

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \quad \text{e} \quad A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4}$$

Com base na Eq. 3.18-A, pode-se escrever:

$$N^{com-c.int.} = N^{sem-c.int.} + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (6.1)$$

Para as hélices de cintamento das luvas foi definida a utilização de barras ϕ 4.2 mm de aço CA-60, ficando as diferenças de fretagem por conta de seus “passos”.

Por se tratar de cálculos pré-ensaios, para a resistência do concreto velho foi considerado o seu valor nominal (30 ou 20 MPa).

Nos subitens 6.2.1 e 6.2.2, a seguir, é calculado, para cada um dos dois tipos de concreto (20 MPa e 30MPa), o passo das hélices de cintamento que foi denominado **Passo de Referência**. Tal passo, além de ser calculado, corresponde ao menor passo utilizado, na pesquisa, para cada um dos dois tipos de concreto. Os CPs em Luva com apenas hélices internas, com o Passo de Referência, foram denominados **CPs de Referência**. Observa-se que os demais passos utilizados na pesquisa eram múltiplos dos Passos de Referência.

6.2.1 Passos de Referência das Hélices para Corpos de Prova Cilíndricos

Como já citado, para o cálculo da armadura de cintamento, foi considerado que apenas o concreto velho estaria fretado, ou seja, não foi considerada a espessura do concreto novo inscrito no círculo definido pelo eixo da barra da armadura de cintamento. Dessa forma, o

núcleo cintado tinha, para o cálculo do “Passo de Referência”, diâmetro (d_i) igual a 10 cm (diâmetro do CP de CV).

Para a definição do “Passo de Referência” da hélice, estipulou-se que o cintamento deveria promover um acréscimo de 70% na resistência nominal do concreto velho (30 MPa ou 20 MPa). Como não havia qualquer referência em que se basear para a escolha do acréscimo, o valor de 70% foi definido por corresponder ao máximo acréscimo de f_{ck} permitido pela NBR 6118-1980 para pilares cintados.

Como já citado, foi adotado hélice com diâmetro de 4.2mm (aço CA-60).

Para concreto velho com F_c nominal igual a 30 MPa, tem-se:

$$N^{sem-cint.} = f_c \cdot A_{ci} = 300 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 23.562 \text{ daN}$$

$$N^{com-cint.} = N^{sem-cint.} \times 1,7 = 23.562 \times 1,7 = 40.055 \text{ daN}$$

$$N^{com-cint.} = N^{sem-cint.} + 2 \cdot A_t \cdot f_y \Rightarrow 40.055 = 23.562 + 2 \cdot A_t \cdot 6.000 \Rightarrow A_t = 1,37 \text{ cm}^3/\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \Rightarrow 1,37 = \frac{\pi^2 \cdot 10 \cdot 0,42^2}{4 s} \Rightarrow s = 3,18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Hélice} = \underline{\phi 4.2 @ 3,2 \text{ cm}}$$

Para concreto velho com F_c nominal igual a 20 MPa, tem-se:

$$N^{sem-cint.} = f_c \cdot A_{ci} = 200 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 15.708 \text{ daN}$$

$$N^{com-cint.} = N^{sem-cint.} \times 1,7 = 15.708 \times 1,7 = 26.704 \text{ daN}$$

$$N^{com-cint.} = N^{sem-cint.} + 2 \cdot A_t \cdot f_y \Rightarrow 26.704 = 15.708 + 2 \cdot A_t \cdot 6.000 \Rightarrow A_t = 0,92 \text{ cm}^3/\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \Rightarrow 0,92 = \frac{\pi^2 \cdot 10 \cdot 0,42^2}{4 s} \Rightarrow s = 4,73 \text{ cm} \Rightarrow \text{Hélice} = \underline{\phi 4.2 @ 4,7 \text{ cm}}$$

6.2.2 Passos de Referência das Hélices para Corpos de Prova Prismáticos

Como feito para os CPs cilíndricos, para o cálculo da armadura de cintamento das luvas dos CPs de CV prismáticos, foi considerado que apenas o concreto velho estaria fretado. Como, na Teoria de Pilares Cintados da NBR 6118 - 1980, é considerada a fretagem apenas de seções circulares, considerou-se uma seção circular fictícia com a mesma área da prismática. Desta forma, para o cálculo do “Passo de Referência”, a seção circular fictícia tinha área de 92 cm^2 (ver Fig. 5.2), implicando num diâmetro fictício igual a 10,82 cm, que foi o diâmetro considerado para o núcleo fretado (d_i).

Para a definição do “Passo de Referência” da hélice, estipulou-se, diferentemente dos CPs cilíndricos, que o cintamento deveria promover um acréscimo de 85% na resistência nominal do concreto velho (30MPa ou 20MPa). Apesar de uma elevação da porcentagem de acréscimo (de 70% para 85%) poder ser justificado pela conversão de uma seção prismática numa seção circular fictícia, ele ocorreu, de fato, em função da errônea inicial consideração, no cálculo da carga resistente do concreto velho, de área igual a 100 cm^2 em vez de 92 cm^2 ($1,85 = 1,70 \times 100/92$).

Para concreto velho com f_c nominal igual a 30 MPa, tem-se:

$$N^{sem-c.int.} = f_c \cdot A_{ci} = 300 \times \frac{\pi \times 10,82^2}{4} = 300 \times 92 = 27.600 \text{ daN}$$

$$N^{com-c.int.} = N^{sem-c.int.} \times 1,85 = 27.600 \times 1,85 \approx 51.000 \text{ daN}$$

$$N^{com-c.int.} = N^{sem-c.int.} + 2 \cdot A_t \cdot f_y \Rightarrow 51.000 = 27.600 + 2 \cdot A_t \cdot 6.000 \Rightarrow A_t = 1,95 \text{ cm}^3/\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \Rightarrow 1,95 = \frac{\pi^2 \cdot 10,82 \cdot 0,42^2}{4 s} \Rightarrow s = 2,42 \text{ cm} \Rightarrow \text{Hélice} = \underline{\phi 4.2 @ 2,4 \text{ cm}}$$

Para concreto velho com f_c nominal igual a 20 MPa, tem-se:

$$N^{sem-c.int.} = f_c \cdot A_{ci} = 200 \times \frac{\pi \times 10,82^2}{4} = 200 \times 92 = 18.400 \text{ daN}$$

$$N^{com-c.int.} = N^{sem-c.int.} \times 1,85 = 18.400 \times 1,85 \approx 34.000 \text{ daN}$$

$$N^{com-c.int.} = N^{sem-c.int.} + 2 \cdot A_t \cdot f_y \Rightarrow 34.000 = 18.400 + 2 \cdot A_t \cdot 6.000 \Rightarrow A_t = 1,30 \text{ cm}^3/\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \Rightarrow 1,30 = \frac{\pi^2 \cdot 10,82 \cdot 0,42^2}{4 s} \Rightarrow s = 3,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{Hélice} = \underline{\phi 4.2 @ 3,6 \text{ cm}}$$

6.3 Tensões Teóricas de Ruptura dos CPs em Luva

A seguir, apresentam-se as análises pré-ensaios que estimaram as Tensões Teóricas de Ruptura dos corpos de prova dos Ensaios de Luva.

É importante salientar que, em todas as análises, não foi considerado qualquer coeficiente de segurança, tendo em vista o objetivo de se comparar resultados teóricos com resultados experimentais.

Como já citado, diferentemente do considerado no cálculo dos passos das hélices de cintamento das luvas de encamisamento (subitem 6.2), onde foi considerado que apenas o concreto velho estaria fretado (A_{cv} - Fig. 6.1), considerou-se, nas análises das Tensões Teóricas de Ruptura, que o núcleo cintado era definido pelo diâmetro do círculo definido pelo eixo da barra das hélices. Assim sendo o núcleo cintado ficou composto por todo o concreto velho e parte do concreto novo da luva (A_{ci} - Fig. 6.1). Como o concreto novo tinha resistência (50 MPa) diferente do concreto velho (20 ou 30 MPa), optou-se por considerar, nos cálculos, que todo o concreto do núcleo cintado tinha a resistência do concreto velho.

É importante salientar, conforme mostrado na Fig.6.1, que, enquanto a Tensão de Ruptura Experimental ($\sigma_{rup, exp}$) foi definida com base na seção do CP de CV (A_{cv}), a Tensão de

Ruptura Teórica ($\sigma_{rup, teo}$) foi calculada com base na seção total fretada (A_{ci}). Entretanto, a seção fretada incluía a seção do CP de CV, ou seja, no interior da luva, o CP do CV (área A_{cv}) estava submetido à Tensão de Ruptura Teórica que era, portanto, responsável pela tensão de cisalhamento na interface dos dois concretos. Desta forma, decidiu-se, nas análises do trabalho, fazer a comparação direta entre as duas tensões em pauta. Pode-se adiantar que os resultados das comparações feitas nas análises sugeriram ter sido a citada decisão conduzida razoável.

Deve-se acrescentar que era da maior importância que todas as tensões considerassem a área da seção transversal do concreto velho (A_{cv}), porque era em relação à ela que se referiam a resistência nominal e a resistência de ensaio, dos CPs do CV, dando sentido às comparações feitas.

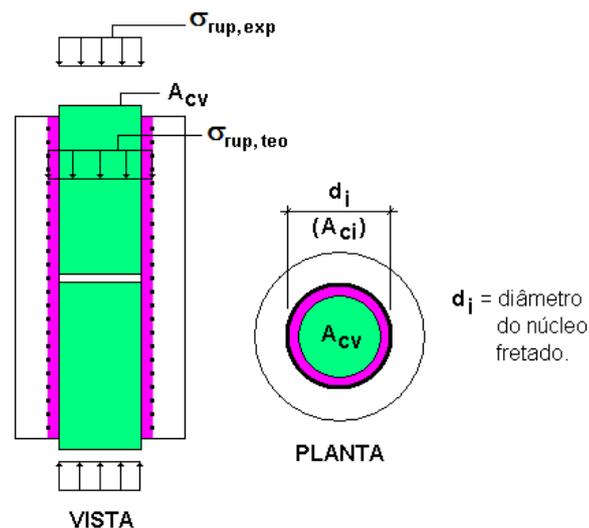


Figura 6.1 - Áreas de Cálculo das Tensões Experimental de Ruptura e Teórica de Ruptura

Observa que as Séries 5 e 6 ($H_{contato}$ CV-CN variável) não entraram no estudo deste item por terem sido ensaiadas, exclusivamente, para avaliação da influência, na capacidade de carga dos CPs, da área de contato concreto velho - concreto novo.

Observa-se, ainda, que para os corpos de prova sem hélices de cintamento não foram feitos os cálculos da Tensão Teórica de Ruptura pelo fato de serem de interesse, apenas, para o cálculo do atrito e aderência entre o concreto velho e o concreto novo.

As expressões utilizadas nas análises deste subitem foram descritas no Cap. 3, e já utilizadas no subitem 6.2, a saber:

$$f_{ci} = f_c + 4p \quad f_{ci} = f_c + 2 \cdot \frac{A_t \cdot f_y}{A_{ci}} \quad A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4s} \quad A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4}$$

As Tab. 6.1 a 6.6, a seguir, resumem os cálculos das Tensões Teóricas de Ruptura referentes às Séries 1 a 4, 7 e 8.

Por se tratar de cálculos pré-ensaios, para a resistência do concreto velho foi considerado o seu valor nominal (30 ou 20 MPa).

As hélices (ϕ 4,2 mm) tinham diâmetro interno de 12 cm (hélice interna) ou 17 cm (hélice externa), e as telas (ϕ 0,67 mm), diâmetro interno de 11 cm.

Como exemplo dos cálculos resumidos nas tabelas, apresenta-se, a seguir, o cálculo referente ao corpo de prova 30/00-R-10/15-He da Série 1 (Ta. 6.1).

Com $d_{\text{int}}^{\text{hélice}} = 12 \text{ cm}$ e $\phi_t = 4,2 \text{ mm} = 0,42 \text{ cm}$, tem-se que $d_i = 12 + 0,42 = 12,42 \text{ cm}$.

$$f_{ci} = f_c + \frac{2 \cdot A_t \cdot f_y}{A_{ci}} = f_c + \frac{2 \times \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 \cdot s}}{\frac{\pi \cdot d_i^2}{4}} \times f_y$$

$$f_{ci} = 300 + \frac{2 \times \frac{\pi^2 \times 12,42 \times 0,42^2}{4 \times 3,2}}{\frac{\pi \times 12,42^2}{4}} \times 6.000 = 300 + 167 = 467,3 \text{ daN} \Rightarrow \underline{f_{ci} = 46,73 \text{ MPa}}$$

Tabela 6.1 - Série 1 (30/00) - Tensão Teórica de Ruptura

SÉRIE 1 (30-00)	f_c	d_i	ϕ_t	s	f_y	A_t	A_{ci}	$d_i(T)$	$\phi_t(T)$	$s(T)$	$f_y(T)$	$A_t(T)$	$A_{ci}(T)$	fci
	(daN/cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	
Fc = 30 MPa // Brita 00														
30/00-R-10/15-He	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	100	0	100	0	0	7854	46,73
30/00-R-10/15-He-T	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	48,54
30/00-R-10/15-H2e	300	12,42	0,42	6,4	6000	0,84	121,15	100	0	100	0	0	7854	38,37
30/00-R-10/15-H2e-T	300	12,42	0,42	6,4	6000	0,84	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	40,17
30/00-R-10/20-Hint	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	100	0	100	0	0	7854	46,73
30/00-R-10/20-Hint-T	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	48,54
30/00-R-10/20-Hext	300	17,42	0,42	3,2	6000	2,37	238,33	100	0	100	0	0	7854	41,93
30/00-R-10/20-Hext-T	300	17,42	0,42	3,2	6000	2,37	238,33	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	43,74

Tabela 6.2 - Série 2 (20/00) - Tensão Teórica de Ruptura

SÉRIE 2 (20-00)	f_c	d_i	ϕ_t	s	f_y	A_t	A_{ci}	$d_i(T)$	$\phi_t(T)$	$s(T)$	$f_y(T)$	$A_t(T)$	$A_{ci}(T)$	fci
	(daN/cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	
Fc = 20 MPa // Brita 00														
20/00-R-10/15-He	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	100	0	100	0	0	7854	31,39
20/00-R-10/15-He-T	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	33,20
20/00-R-10/15-H2e	200	12,42	0,42	9,4	6000	0,58	121,15	100	0	100	0	0	7854	25,70
20/00-R-10/15-H2e-T	200	12,42	0,42	9,4	6000	0,58	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	27,50
20/00-R-10/20-Hint	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	100	0	100	0	0	7854	31,39
20/00-R-10/20-Hint-T	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	33,20
20/00-R-10/20-Hext	200	17,42	0,42	4,7	6000	1,61	238,33	100	0	100	0	0	7854	28,12
20/00-R-10/20-Hext-T	200	17,42	0,42	4,7	6000	1,61	238,33	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	29,93

Tabela 6.3 - Série 3 (30/1) - Tensão Teórica de Ruptura

SÉRIE 3 (30-1)	f_c	d_i	ϕ_t	s	f_y	A_t	A_{ci}	$d_i(T)$	$\phi_t(T)$	$s(T)$	$f_y(T)$	$A_t(T)$	$A_{ci}(T)$	fci	
	(daN/cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)		(MPa)
Fc = 30 MPa // Brita 1															
30/1-R-10/15-He	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	100	0	100	0	0	7854	46,73	
30/1-R-10/15-He-T	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	48,54	
30/1-R-10/15-H2e	300	12,42	0,42	6,4	6000	0,84	121,15	100	0	100	0	0	7854	38,37	
30/1-R-10/15-H2e-T	300	12,42	0,42	6,4	6000	0,84	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	40,17	
30/1-R-10/20-Hint	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	100	0	100	0	0	7854	46,73	
30/1-R-10/20-Hint-T	300	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	48,54	
30/1-R-10/20-Hext,int	300	17,42	0,42	5,8	6000	1,31	238,33	12,42	0,42	3,2	6000	1,68932	121,15	53,31	
30/1-R-10/20-Hext,int-T	300	17,42	0,42	5,8	6000	1,31	238,33	12,42	0,42	3,2	6000	1,69	121,15	53,31	
								T ⇒	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	1,81
														55,12	

Tabela 6.4 - Série 4 (20/1) - Tensão Teórica de Ruptura

SÉRIE 4 (20-1)	f_c	d_i	ϕ_t	s	f_y	A_t	A_{ci}	$d_i(T)$	$\phi_t(T)$	$s(T)$	$f_y(T)$	$A_t(T)$	$A_{ci}(T)$	fci	
	(daN/cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)		(MPa)
Fc = 20 MPa // Brita 1															
20/1-R-10/15-He	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	100	0	100	0	0	7854	31,39	
20/1-R-10/15-He-T	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	33,20	
20/1-R-10/15-H2e	200	12,42	0,42	9,4	6000	0,58	121,15	100	0	100	0	0	7854	25,70	
20/1-R-10/15-H2e-T	200	12,42	0,42	9,4	6000	0,58	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	27,50	
20/1-R-10/20-Hint	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	100	0	100	0	0	7854	31,39	
20/1-R-10/20-Hint-T	200	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	33,20	
20/1-R-10/20-Hext,int	200	17,42	0,42	8,5	6000	0,89	238,33	12,42	0,42	4,7	6000	1,150175	121,15	35,88	
20/1-R-10/20-Hext,int-T	200	17,42	0,42	8,5	6000	0,89	238,33	12,42	0,42	4,7	6000	1,15	121,15	35,88	
								T ⇒	11,067	0,067	0,6	4250	0,20	96,19	1,81
														37,69	

Tabela 6.5 - Série 7 (30/1-Q) - Tensão Teórica de Ruptura

SÉRIE 7 (30-1-Q) Fc = 30 MPa // Brita 1	f _c	d _i	φ _t	s	f _y	A _t	A _{ci}	d _i (T)	φ _t (T)	s(T)	f _y (T)	A _t (T)	A _{ci} (T)	f _{ci}
	(daN/cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(MPa)
30/1-Q-R-10/20-CVSA-H	300	12,42	0,42	2,4	6000	2,25	121,15	100	0	100	0	0	7854	52,31
30/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	300	12,42	0,42	2,4	6000	2,25	121,15	11,8	0,067	0,6	4250	0,22	109,36	54,00
30/1-Q-R-10/20-CVCA-H	300	12,42	0,42	2,4	6000	2,25	121,15	100	0	100	0	0	7854	52,31
30/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	300	12,42	0,42	2,4	6000	2,25	121,15	11,8	0,067	0,6	4250	0,22	109,36	54,00

Tabela 6.6 - Série 8 (20/1-Q) - Tensão Teórica de Ruptura

SÉRIE 8 (20-1-Q) Fc = 20 MPa // Brita 1	f _c	d _i	φ _t	s	f _y	A _t	A _{ci}	d _i (T)	φ _t (T)	s(T)	f _y (T)	A _t (T)	A _{ci} (T)	f _{ci}
	(daN/cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(daN/cm ²)	(cm ³ /cm)	(cm ²)	(MPa)
20/1-Q-R-10/20-CVSA-H	200	12,42	0,42	3,6	6000	1,50	121,15	100	0	100	0	0	7854	34,87
20/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	200	12,42	0,42	3,6	6000	1,50	121,15	11,8	0,067	0,6	4250	0,22	109,36	36,57
20/1-Q-R-10/20-CVCA-H	200	12,42	0,42	3,6	6000	1,50	121,15	100	0	100	0	0	7854	34,87
20/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	200	12,42	0,42	3,6	6000	1,50	121,15	11,8	0,067	0,6	4250	0,22	109,36	36,57

7 ENSAIOS DE LUVA E DE CISALHAMENTO INCLINADO - PROGRAMA EXPERIMENTAL E METODOLOGIAS

7.1 Introdução

Neste capítulo é descrito o programa experimental da pesquisa, referente aos Ensaio de Luva e Ensaio de Cisalhamento Inclinado, desenvolvidos no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas - LAEES -, do Departamento de Engenharia de Estruturas - DEEs - da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - EEUFMG. A descrição das metodologias adotadas está, também, nele, contemplada.

7.2 Moldagem dos CPs do Concreto Velho

Neste subitem, são descritos os procedimentos adotados para a moldagem dos CPs do concreto velho, ou seja, os concretos que representaram o concreto da estrutura que sofreria intervenção.

Os moldes dos corpos de prova do concreto velho utilizados nos Ensaio de Luva (EL) eram de material plástico com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm. Os mesmos moldes foram empregados para os corpos de provas que seriam utilizados nos Ensaio de Caracterização do Concreto (resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade). Os moldes dos corpos de prova de concreto dos Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI) eram de PVC e MDF, conforme descrito subitem 4.5. A Fig. 7.1 ilustra os dois tipos de moldes.



Figura 7.1 - Moldes para CPs do EL (esquerda) e do ECI (direita).

Antes da moldagem do concreto velho, os corpos de prova eram criteriosamente limpos, sem, entretanto, haver aplicação de qualquer tipo de desmoldante, visto que a aderência entre concreto velho e concreto novo era fator a ser investigado.

O preparo do concreto velho foi feito em betoneira com capacidade de 320 litros, tendo-se como critério não utilizar mais da metade de sua capacidade. Em função da maior facilidade de separação de materiais, o volume de concreto de cada betonada, de forma geral, ficava em torno de 80 dm^3 .

Convém observar que, independente do traço do concreto a ser fabricado, a sequência de introdução de materiais na betoneira e os tempos de mistura eram rigorosamente os mesmos. Tudo isto, no intuito de fazer com que o procedimento tivesse a menor influência possível sobre qualquer dispersão de resultados que viesse a ocorrer.

Em função do baixo valor do “slump” dos quatro tipos de concretos utilizados (43 a 75 mm), e elevado número de corpos de prova, o adensamento foi feito com vibração externa contínua, em mesa vibratória, em 3 ou 4 camadas de concreto. A não estratificação das camadas foi garantida com a aplicação simultânea de golpes manuais de haste metálica padronizada, como

no adensamento manual. Para os corpos de prova do ECI, o adensamento se diferenciava por ter sido feito em uma única camada de concreto.

O único procedimento de cura consistiu em se cobrir o concreto exposto ao ar com materiais plásticos.

A desforma ocorria no terceiro dias após a concretagem.

É importante salientar que o maior rigor possível foi dado ao atendimento da sequência definida para os procedimentos de moldagem, adensamento e cura dos corpos de prova, assim como na execução de cada um deles. Tal atitude era imprescindível para se alcançar o objetivo de se conseguir a maior uniformidade possível dos concretos das oito séries de ensaios, visto que comparações entre eles seriam desenvolvidas.

É preciso registrar que não foi possível controlar a temperatura e umidade durante as operações de preparo, moldagem, adensamento e cura do concreto. Apenas os locais em que se desenvolveram cada operação eram os mesmos. Como as concretagens ocorreram de abril a julho de 2017, e algumas complementares em abril de 2018, é certo que mudanças sazonais tiveram influência, destacadamente, na maturidade do concreto.

As Figs. 7.2 e 7.3 ilustram a moldagem e cura de CPs do ECI.



Figura 7.2 - Moldagem do Concreto Velho de CPs do ECI.

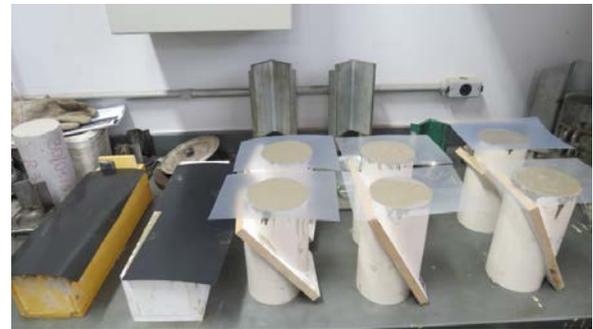


Figura 7.3 - Cura do Concreto Velho de CPs do ECI.

A Fig. 7.4 mostra três dos quatro tipos de CPs do ECI desmoldados.



Figura 7.4 - CPs de 52,5°, 45° e 60° do ECI Após Desmoldagem.

7.3 Preparo dos CPs do Concreto Velho

Antes da moldagem do concreto novo das luvas de cintamento dos Ensaios de Luva e dos CPs dos Ensaios de Cisalhamento Inclinado, as superfícies dos corpos de prova do concreto velho foram tratadas de forma a atenderem às necessidades específicas, ou seja, rugosidade das superfícies de contato com o concreto novo (superfícies de deslizamento) e planitude e perpendicularidade, com as faces laterais, das superfícies de suas bases.

7.3.1 Tratamento da Superfície de Deslizamento

Tendo em vista que um dos dois principais objetivos da pesquisa era o estudo da ligação (atrito e aderência) entre concretos de diferentes idades, a rugosidade da superfície de contato entre os dois era fator da maior importância.

Por outro lado, mais importante que buscar a maior rugosidade possível, era conseguir rugosidades as mais semelhantes possíveis na enorme quantidade de corpos de prova ensaiados. A “igualdade” entre as rugosidades era imprescindível visto que resultados de ligações obtidas em diferentes ensaios seriam comparados. Destaque especial se referia à comparação entre resultados dos Ensaios de Luva e dos Ensaios de Cisalhamento Inclinado, ou *Slant Shear Test*.

Perseguindo a maior igualdade e homogeneidade entre as rugosidades dos corpos de prova do concreto velho, decidiu-se adotar o que foi denominado “apicoamento químico”. Tal procedimento consistiu na desagregação da argamassa superficial do concreto velho pelo ataque químico de ácido muriático (ácido clorídrico com impurezas). Para tanto, as amostras de concreto velho, após saturação, por imersão em água durante 24 horas, eram imersas em solução (15% em água) do ácido, por um período de cinco horas (período em que não ocorria

mais a formação de bolhas gasosas). Retiradas da solução ácida, as amostras eram lavadas em água corrente, escovadas (escova de aço) até a retirada total da argamassa desagregada, e imersas em solução saturada de hidróxido de cálcio em água, para neutralização, por um período de 24 horas. Em seguida as amostras eram lavadas e intensamente escovadas (escova de nylon), para retirada de sais, e postas para secar no ambiente do LAEEs.

As Figs. 7.5 a 7.9 ilustram alguns dos procedimentos citados.



Figura 7.5 - Saturação dos corpos de prova em água (24 horas).



Figura 7.6 - Imersão dos CPs em ácido muriático (solução 15%) por período de 5 horas



Figura 7.7 - Lavagem após ataque ácido e escovação para retirada da argamassa desagregada



Figura 7.8 - Imersão em solução neutralizante - $\text{Ca}(\text{OH})_2$



30/00 20/00 20/00
Figura 7.9 - CPs de Brita 00 Após o Apicoamento Químico. No centro, CP 20/00 com faixas de referencia sem apicoamento.



30/1



20/1

Figura 7.10 - - CPs de Brita 1 Após o Apicoamento Químico.

7.3.2 Tratamento da Superfície de Contato com a Prensa

Fator de grande importância para os experimentos referia-se à planicidade da base dos corpos de prova e a sua perpendicularidade com as faces laterais. Para tanto, todos os corpos de prova de concreto velho dos Ensaio de Luva ($\phi 10 \times 20 \text{cm}$ e $10 \times 10 \times 20 \text{cm}$) e dos corpos de prova mistos (CV e CN) dos Ensaio de Cisalhamento ($\phi 9,8 \times 20 \text{cm}$) Inclinado tiveram suas bases submetidas à Retificadora de Concreto.

7.4 Conformação das Hélices e Telas de Cintamento

Neste subitem, são descritos os procedimentos adotados para a conformação das hélices e telas de cintamento dos corpos de prova dos Ensaio de Luva.

Como já citado, as hélices para os Ensaios de Luva foram fabricadas mecanicamente com passo fixo de 2cm e diâmetro interno de 12 (hélice interna) ou 17cm (hélice externa). As telas de cintamento (malha 6x6mm - fio 0,67mm) foram totalmente conformadas manualmente.

A adaptação dos passos das hélices, para os diversos valores calculados e adotados, foi feito manualmente. As hélices eram alongadas para passo próximo do desejado e, com o auxílio de três barras longitudinais ($\phi 4.2\text{mm}$), eram fixadas no passo desejado. Tal fixação era feita, inicialmente, com arame fino, e, finalmente, por meio de colagem com adesivo de cianoacrilato, enrijecido com bicarbonato de sódio.

As Figs. 7.11 a 7.16 ilustram alguns dos procedimentos para conformação das hélices e telas.



Figura 7.11 - Alongamento das Hélices para os Passos de Projeto.



Figura 7.12 - Fixação Final com Adesivo de Cianocrilato e Bicarbonato de Sódio.



Figura 7.13 - Hélices Acabadas. Na figura à direita, podem-se observar as telas de cintamento.

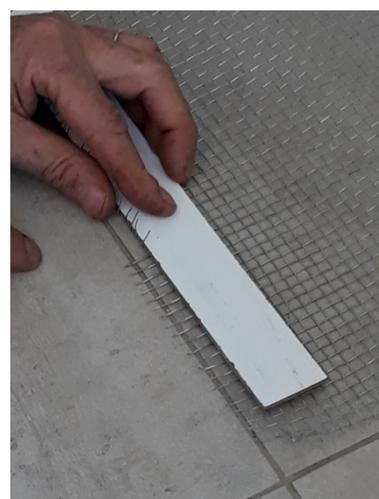


Figura 7.14 - Corte das Telas e Confeção dos Ganchos da Ancoragem por Traspasse.



Figura 7.15 - Dobramento das Telas.



Figura 7.16 - Telas Acabadas.

7.5 Moldagem do Concreto Novo

Nos subitens seguintes, são descritos os procedimentos adotados para a moldagem dos concretos novos dos Ensaios de Luva e dos Ensaios de Cisalhamento Inclinado, ou seja, os

concretos que representaram o concreto de recuperação da estrutura. Como já citado, foi utilizado, como concreto novo, o graute.

Os moldes dos corpos de prova do concreto novo utilizados nos Ensaio de Luva (EL) e dos Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI) eram de PVC e/ou MDF, conforme descrito no subitem 4.5. Para os Ensaio de Caracterização do Concreto Novo (resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade) foram utilizados moldes de material plástico com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm.

Antes das moldagens, os corpos de prova eram criteriosamente limpos, sem, entretanto, haver aplicação de qualquer tipo de desmoldante.

A seguir, todos os corpos de prova do concreto velho e as armaduras de cintoamento eram instalados dentro das formas.

O preparo do concreto novo (graute - água/pó = 0,11) era feito em betoneira com capacidade de 120 litros. Em cada betonada era preparado 25 kg de graute. Após a colocação do material seco na betoneira, era adicionado 2/3 do volume total da água e processada a mistura, por 2 minutos. A seguir o terço restante de água era adicionado e a mistura continuada por mais 3 minutos. Esta sequência de procedimentos foi observada, com rigor, em todas as preparações do graute.

Imediatamente após o preparo, o graute era lançado, continuamente, dentro dos moldes, utilizando-se concha metálica, enquanto leves pancadas de martelo de borracha eram aplicadas nas faces externas dos moldes, com vistas a promover melhor movimentação do graute. Lembra-se que o graute é auto-adensável.

Terminada a moldagem de todos os corpos de prova, eles eram cobertos com sacos plásticos.

A desforma ocorria 24 horas após a concretagem. Excepcionalmente, ela ocorreu em 48 ou 72 horas.

As Fig. 7.17 a 7.24 mostram vários dos procedimentos descritos.



Figura 7.17 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Vista Geral e Alinhamento-Verticalidade dos CPs.



Figura 7.18 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforço 10-20.



Figura 7.19 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforço 10-15 e ECI (SST).



Figura 7.20 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforço 10-15.



Figura 7.21 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Reforços 10-20 (esq.) e Reforços 10-15 e ECI (dir.)
Preparo Completo para Concretagem.



Figura 7.22 - Procedimentos Séries 1 a 4 - Cura dos CPs.



Figura 7.23 - Procedimentos Séries 5 e 6 - Reforço 10-20 - L=10 cm e L= 14 cm.



Figura 7.24 - Procedimentos Séries 7 e 8 - Preparo, Moldagem e Desforma.

7.6 Os Ensaio de Luva e de Cisalhamento Inclinado

Os corpos de prova dos Ensaio de Luva das oito Séries, constituídos por dois corpos de prova de concreto velho, separados por camada de isopor (1,5 ou 2 cm), e ligados por luva de concreto novo, armada ou não (Fig.7.25), foram submetidos a ensaio de compressão simples por meio de prensa hidráulica EMIC-SSH300 (célula Trd 30 e extensômetro Trd 9), com capacidade de 3.000 kN.

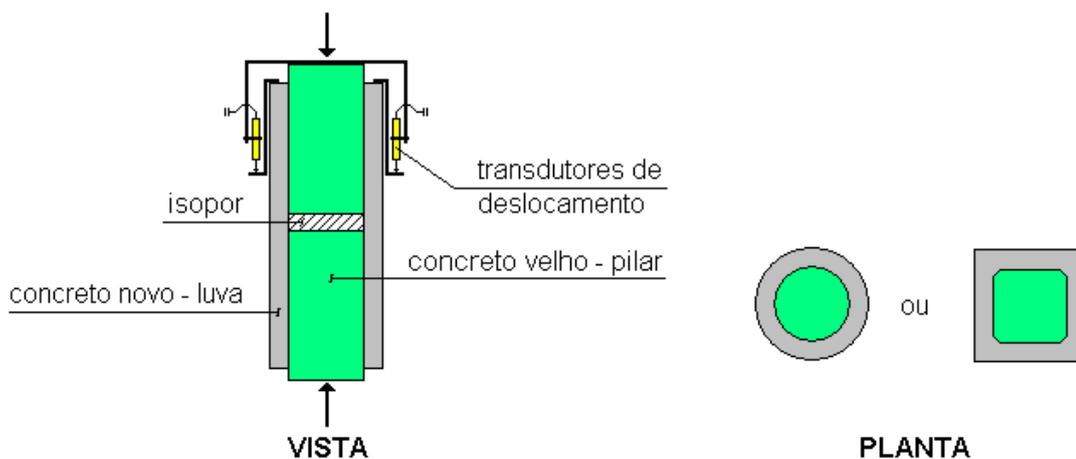


Figura 7.25 - Corpo de Prova Típico do Ensaio de Luva

A carga normal era aplicada de forma contínua e crescente até a ruptura, conforme critério de carregamento da norma NBR-5739:2007 da ABNT. Simultaneamente à carga aplicada, os deslocamentos relativos entre o concreto velho e a luva eram medidos por meio de dois transdutores de deslocamento (Fig. 7.25). Atingida a ruptura do corpo de prova, a carga última e deslocamento relativo correspondente eram registrados manualmente e no relatório fornecido pelo equipamento.

Nos Ensaio de Cisalhamento Inclinado, existentes apenas nas Séries 1 a 4, o carregamento era aplicado na mesma prensa e com o mesmo critério dos Ensaio de Luva. Nestes ensaios, não eram medidos deslocamentos.

Em todas as oito séries de ensaios, foram executados, na prensa citada, tanto para o concreto velho, quanto para o concreto novo, ensaios para caracterização da resistência à compressão, da resistência à tração e do módulo de elasticidade, de acordo com as normas da ABNT, NBR-5739:2007, NBR-5722:2011 e NBR-8522:2008, respectivamente. O número de corpos de prova, para cada tipo de ensaio foi registrado no subitem 5.3.1.

Em cada uma das oito séries desta etapa da pesquisa, os Ensaio de Luva propriamente ditos (ensaio dos corpos de prova em luva), os Ensaio de Cisalhamento Inclinado e os Ensaio de Caracterização dos Concretos foram todos executados num mesmo dia, diferente para cada série. Exceção única ocorreu com relação às Séries 5 e 6, que foram ensaiadas, em sequência, num mesmo dia.

A sequência de ensaios de cada série era iniciada com os ensaios de caracterização do concreto novo (graute), para que a idade de sete dias fosse respeitada. Inicialmente, eram feitos os ensaios de compressão normal, seguidos dos ensaios de compressão diametral e dos ensaios de módulo de elasticidade. A seguir, o concreto velho era caracterizado na mesma sequência.

Após a caracterização dos concretos, eram executados os Ensaio de Cisalhamento Inclinado, na ordem crescente de inclinação do plano de ligação.

Os corpos de prova em luva foram os últimos a serem ensaiados. Antes de sua instalação na prensa, as duas hastes metálicas laterais, onde se assentariam as extremidades móveis dos transdutores, eram instaladas sobre o anel de concreto novo, e fixadas, no corpo de prova, com fita plástica. Após o posicionamento do corpo de prova na prensa, sobre sua base superior, era colocado a placa em que os dois transdutores estavam fixados (ver Fig. 7.25).

Ao longo dos ensaios eram feitos, não sistematicamente, registros fotográficos.

Alguns dias após os ensaios, os corpos de prova dos Ensaios de Luva foram fotografados, sistematicamente. Os registros fotográficos contemplavam as laterais do CP, em quatro visadas perpendiculares, e as suas duas bases. Decidiu-se não incluir tais fotos no texto, mesmo em apêndice, para não aumentar, ainda mais, o seu número de páginas.

No intuito de ilustrar os tipos de ensaios desenvolvidos nas oito séries, as Fig. 7.26 a 7.33 mostram registros fotográficos dos ensaios da Série 2 (20/00). São mostrados dez dos quinze Ensaios de Caracterização dos Concretos, todos os oito Ensaios de Cisalhamento Inclinado e todos os doze Ensaios de Luva. Salienta-se que todos os registros foram feitos após a ruptura dos corpos de prova, caracterizado pela perda de carga registrada pela prensa.

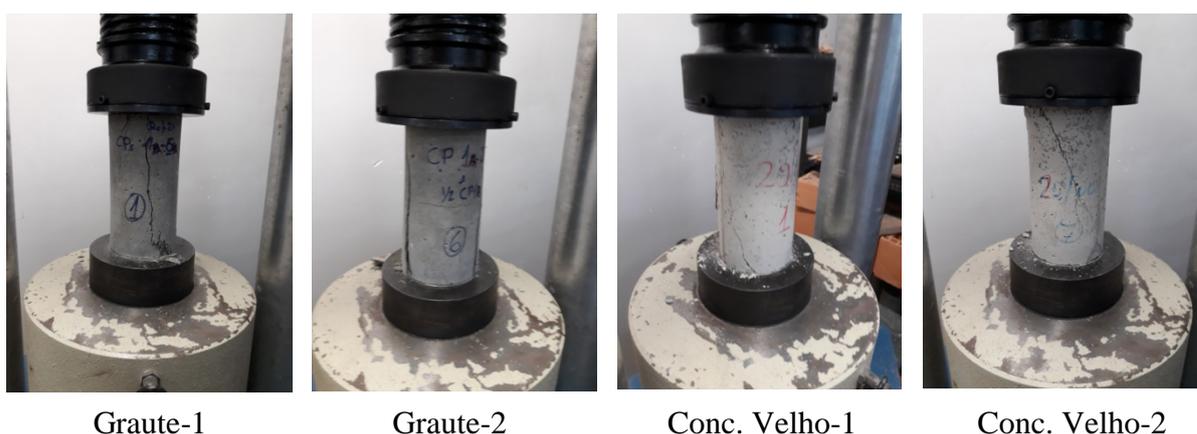


Figura 7.26 - Série 2 - Ensaios de Compressão Normal.

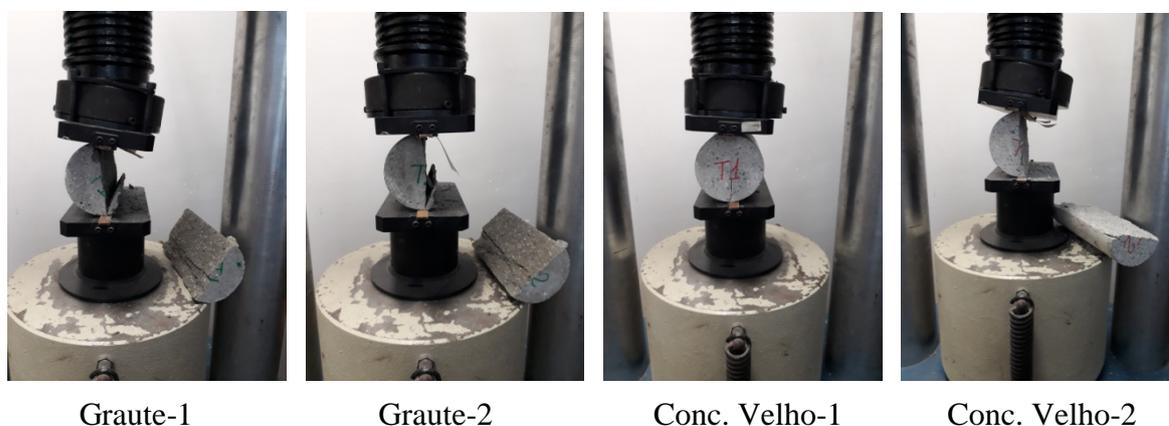


Figura 7.27 - Série 2 - Ensaios de Compressão Diametral.



Graute-1

Conc. Velho-1

Figura 7.28 - Série 2 - Ensaio de Módulo de Elasticidade (dois dos seis ensaiados).



45°-1

45°-2

52,5°-1

52,5°-2

Figura 7.29 - Série 2 - Ensaio de Cisalhamento Inclinado - 1ª Parte.



60°-1

60°-2

75°-1

75°-2

Figura 7.30 - Série 2 - Ensaio de Cisalhamento Inclinado - 2ª Parte.



R-10/15 - N-1

R-10/15 - N-2

R-10/15 - He

R-10/15 - He-T

Figura 7.31 - Série 2 - Ensaio de Luva - 1ª Parte



R-10/15 - H2e

R-10/15 - H2e-T

R-10/20 - N-1

R-10/20 - N-2

Figura 7.32 - Série 2 - Ensaio de Luva - 2ª Parte



R-10/20 - Hint

R-10/20 - Hint-T

R-10/20 - Hext

R-10/20 - Hext-T

Figura 7.33 - Série 2 - Ensaio de Luva - 3ª Parte

A Fig. 7.34 mostra o corpo de prova R-10/20-Hint-T da Série 2, enquanto posicionado na prensa e após sua retirada da mesma. Pode-se observar que a ruptura do corpo de prova ocorreu com a separação do concreto do núcleo (composto por concreto velho e concreto novo) do concreto de cobrimento da armadura de fretagem em hélice e em tela. Esse modo de ruptura é típico dos pilares cintados.



Na prensa



Após retirada da prensa - vista



Após retirada da prensa - detalhe

Figura 7.34 - Série 2 - Ensaio de Luva - Corpo de Prova R-10/20 - Hint-T

Para ficar mais evidente o tipo de ruptura citado para o CP Série2/00-R-10/20-Hint-T, a Fig.7.35 mostra a ruptura de dois corpos de prova quadrados das Séries 7 e 8, ambos com armadura de fretagem em hélice interna. No CP da Série 8, o destacamento do concreto de cobertura foi total, enquanto que no da Série 7, apesar das grande abertura das fissuras (trincas), ele não chegou a ocorrer.



Série 7 - 30/1-Q - R-10/20-CVCA-Hint



Série 8 - 20/1-Q - R-10/20-CVCA-Hint

Figura 7.35 - Séries 7 e 8 - Ensaio de Luva - Corpo de Prova R-10/20 - Hint

8 ENSAIOS DE LUVA E DE CISALHAMENTO INCLINADO - RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISES INICIAIS

8.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos em cada uma das oito séries dos Ensaios de Luva idealizados para a pesquisa. Nas Séries 1 a 4, além dos resultados dos Ensaios de Luva são apresentados os referentes aos Ensaios de Cisalhamento Inclinado (ou Slant Shear Test), que foram executados simultaneamente.

Inicialmente são apresentados os resultados dos Ensaios de Luva das Séries 1 a 8. Em cada série, logo após os resultados, é feito o registro das observações julgadas de importância, fundamentadas, tão somente, em análises dos valores registrados.

Na sequência, são feitas análises comparativas entre resultados de séries, duas a duas, nas quais a comparação fazia algum sentido.

A seguir, são apresentados os resultados dos Ensaios de Cisalhamento Inclinado, ou *Slant Shear Test*, correspondentes às Séries 1 a 4, que foram executados juntamente com os Ensaios de Luva.

Análises teóricas mais específicas e rigorosas serão desenvolvidas nos Capítulos 9 e 10.

8.2 Ensaios de Luva - Resultados

No intuito de facilitar o entendimento das comparações feitas entre resultados de uma mesma série e entre resultados de duas séries, julgou-se importante, inicialmente, registrar, mais detalhadamente, o que “*a priori*” se pretendeu avaliar com as diferenças impostas entre séries e entre os CPs de uma mesma série.

Vale lembrar as características básicas do concreto velho (CV) de cada série, a saber:

- Série 1 (30/00): $f_c=30$ MPa / brita 00 / CPs cilíndricos / $H_{ader.}^{(*)}=17,5$ cm
- Série 2 (20/00): $f_c=20$ MPa / brita 00 / CPs cilíndricos / $H_{ader.} = 17,5$ cm.
- Série 3 (30/1): $f_c=30$ MPa / brita 1 / CPs cilíndricos / $H_{ader.} = 17,5$ cm.
- Série 4 (20/1): $f_c=20$ MPa / brita 1 / CPs cilíndricos / $H_{ader.} = 17,5$ cm.
- Série 5 (30/1-H): $f_c=30$ MPa / brita 1 / CPs cilíndricos / $H_{ader.} = 14$ e 10 cm.
- Série 6 (20/1-H): $f_c=20$ MPa / brita 1 / CPs cilíndricos / $H_{ader.} = 14$ e 10 cm.
- Série 7 (30/1-Q): $f_c=30$ MPa / brita 1 / CPs quadrados / $H_{ader.} = 17,5$ cm.
- Série 8 (20/1-Q): $f_c=20$ MPa / brita 1 / CPs quadrados / $H_{ader.} = 17,5$ cm.

(*) altura do contato CV-CN.

As resistências do concreto de 20MPa e 30MPa foram escolhidas para que se tivesse um concreto de baixa resistência, comum em edificações mais antigas e outro de resistência média de uso corrente nas edificações mais recentes.

As Séries 1 e 2 foram idealizadas, basicamente, para a comparação da ligação (atrito e aderência) entre concretos avaliada pelo Ensaio de Luva (EL) e pelo Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI), em função da melhor uniformidade de rugosidade da superfície do CV propiciada pelo uso de agregado graúdo de pequena dimensão (brita 00 - pedrisco), que facilitaria, ainda, a reprodução da superfície rugosa nos diversos corpos de prova das séries.

A idealização das Séries 3 e 4 se baseou na utilização de brita 1, uma das mais utilizadas em estruturas de concreto armado. Estas séries, também, permitiriam comparação entre ligações dos concretos avaliadas pelos EL e ECI.

Internamente, nas Séries 1 a 4, idealizou-se avaliar a influência da espessura (2,2 e 4,6cm) do concreto novo da luva, a influência da intensidade de cintamento (passo simples e passo duplo) nos CPs de menor espessura de luva, e a influência da posição da hélice de cintamento (interna, externa, ou interna e externa) nos CPs de maior espessura de luva

Ainda com relação às Séries 1 a 4, foi de grande importância os ensaios dos CPs que não tinham qualquer armadura, nas duas espessuras de luva, visto serem seus resultados um dos dois pontos básicos para a definição do ângulo de atrito e da aderência entre o concreto velho e o concreto novo, pela teoria descrita no subitem 3.5 - Aderência e Atrito no Ensaio de Luva. O segundo ponto básico foram os resultados dos ensaios de compressão diametral relativos ao concreto novo (graute).

As séries 5 e 6 foram idealizadas no intuito de permitir a avaliação da influência da altura de contato entre CV e CN (10 e 14cm). A terceira altura de contato entre os concretos (17,5 cm) sairia das Séries 3 e 4, que complementaríamos os resultados das Séries 5 e 6, respectivamente.

Finalmente, as Séries 7 e 8 (CPs quadrados) permitiriam avaliar a influência da geometria dos CPs e da presença, ou não, de armadura nos CPs de concreto velho. O foco da questão era saber de que forma a fretagem imposta aos corpos de prova do concreto velho, pelos estribos retangulares e barras longitudinais neles existentes, afetariam o cintamento imposto, externamente, pelas hélices das luvas. Observa-se que a armadura longitudinal não foi considerada no cálculo da resistência teórica dos CPs onde existiam.

As oito séries foram idealizadas visando, também, por meio de comparações duas a duas, obter informações de importância para o trabalho.

Comparações entre as Séries 3 (30/1) e 7 (30/1-Q) e entre as Séries 4 (20/1) e 8 (20/1-Q) permitiriam avaliar as diferenças de resultados que ocorreriam em função da forma dos CPs (cilíndricos ou quadrados).

Comparações entre as Séries 1 (30/00) e 3 (30/1) e entre as Séries 2 (20/00) e 4 (20/1), permitiriam avaliar a influência da dimensão das britas (00 e 1).

A influência da variação da resistência do concreto velho (20 ou 30MPa) poderia ser avaliada por comparações entre as seguintes séries: Série1 (30-00) e Série2 (20-00); Série3 (30-1) e Série 4(20-1); Série 5 (30-1-H) e Série 6 (20-1-H); Série7 (30-1-Q) e Série8 (20-1-Q).

Para facilitar a verificação das dimensões dos seis tipos de corpos de prova dos Ensaios de Luva, a Fig.8.1 reproduz as suas geometrias.

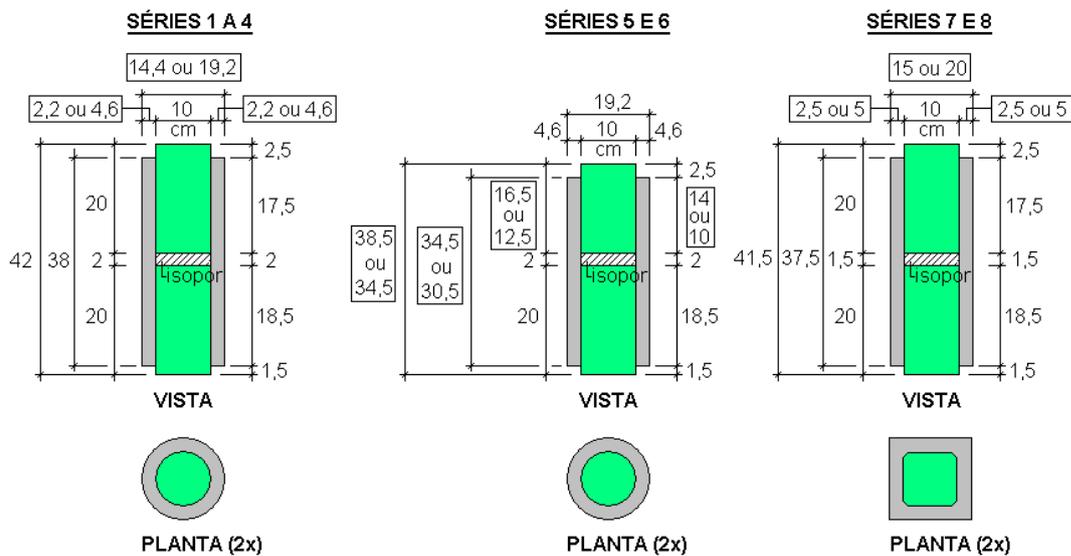


Figura 8.1 - Os Seis Tipos de CPs dos Ensaios de Luva das Oito Séries.

É importante lembrar que, os corpos de prova em luva foram denominados, nos gráficos e tabelas, de R-10-15 e R-10-20. A letra R significando Recuperado; o número 10, o diâmetro ou a aresta (cm) dos CPs de concreto velho; e os números 15 ou 20, os diâmetros ou arestas (cm) externos da luva. Os valores 15 ou 20 estão corretos para os CPs quadrados das Séries 7 e 8. Para os CPs cilíndricos das Séries 1 a 6, com base nas dimensões reais, as denominações

deveriam ser R-10-14,4 e R-10-19,2 (14,4 e 19,2 cm são os diâmetros internos dos tubos de PVC dos moldes e externos das luvas). Apesar deste fato, para facilidade de escrita, **foram mantidas nos gráficos, para estes CPs cilíndricos, as denominações R-10-15 e R-10-20.**

Salienta-se que, em todas as oito séries, em todos os tipos de CPs com hélices, existiam, sempre, um CP só com a hélice e outro CP com a hélice e mais uma tela fina (T). A tela fina foi incluída em um dos CPs para, em comparação com o outro (sem tela), poder ser avaliada a possível influência da fissuração da luva no mecanismo de ruptura.

A apresentação dos resultados se inicia com o registro dos valores médios da resistência à compressão (f_c), da resistência à tração (f_t) e módulo de elasticidade (E) do graute (concreto novo) e do concreto velho. Logo a seguir, são apresentados croquis da seção transversal de todos os CPs ensaiados na série, com indicação da posição das hélices ($\phi 4,2$) de cintamento e de seus “passos”, além da nomenclatura adotada para cada CP.

Os resultados dos Ensaio de Luva - tensão de ruptura e deslocamentos relativos - são apresentados em forma de gráficos, por se imaginar facilitar qualquer comparação desejada.

Era importante se ter a certeza de que a ruptura não havia ocorrido por simples esmagamento do concreto novo da luva (graute), principalmente no trecho com a camada de isopor. Para tanto, calculou-se a tensão de ensaio correspondente a este fato. Como a resistência média à compressão do graute era de 51 MPa, encontrou-se as seguintes tensões correspondentes ao esmagamento citado: 54,75 MPa (luvas com espessura de 2,2cm) ou 137,01 MPa (luvas com espessura de 4,6cm), para os CPs cilíndricos das Séries 1 a 6; e 73,73 MPa (luvas com espessura de 2,5cm) ou 170,74 MPa (luvas com espessura de 5cm), para os CPs prismáticos das Séries 7 e 8. Observa-se que um CP da Série 1 e um da Série 2, com luvas de 2,2cm, tiveram carga de ruptura pouco superior à citada acima (54,75MPa). Tal ocorrência pode ser explicada pelo fato de, mesmo no trecho com isopor, existir estreita faixa (espessura de 1,2 cm) do grout da luva fretado.

Finalmente, vale lembrar que **a tensão de ruptura registrada nos gráficos refere-se à área da base dos CPs de concreto velho** que ficavam em contato com a prensa.

8.2.1 Resultados da Série 1 (30-00)

Tabela 8.1 - Série 1 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 1	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 1	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,6	3,5	27.800	Conc.Velho	33,8	3,4	26.873

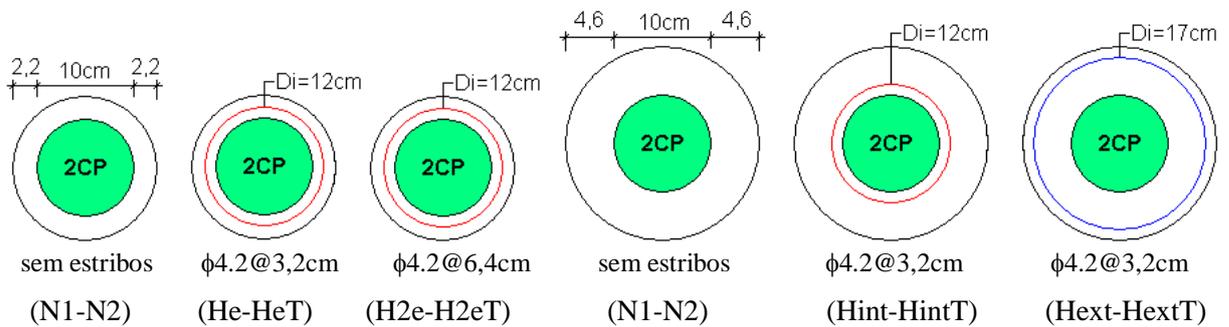


Figura 8.2 - Série 1 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaio de Luva

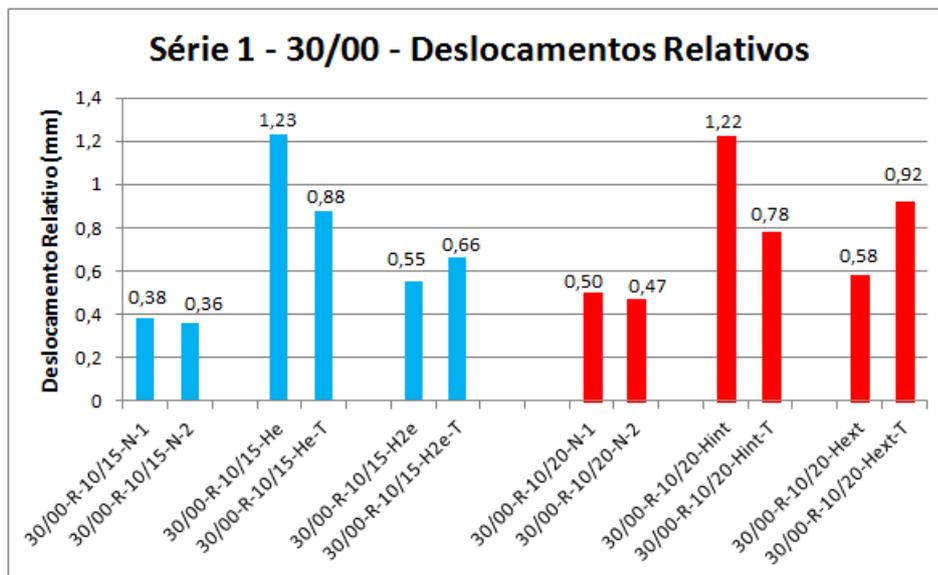


Figura 8.3 - Série 1 - Deslocamentos Relativos

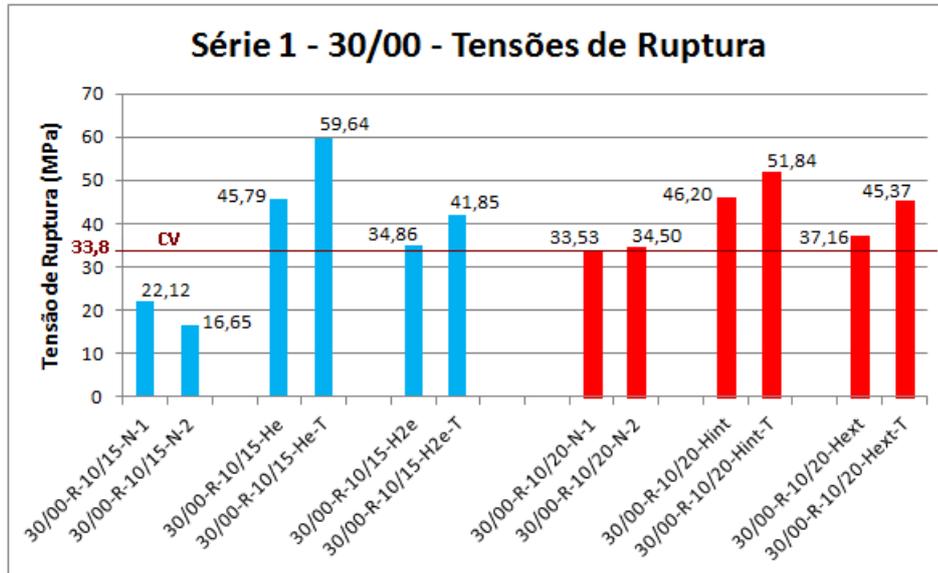


Figura 8.4 - Série 1 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.4 permite comentar:

- nas luvas não armadas, a espessura da luva teve grande influência, pois a carga média de ruptura quando a luva era de 4,6cm foi 75% maior do que quando tinha 2,2cm;
- as telas sempre aumentaram a carga de ruptura (12% a 30%), influenciando mais nas luvas de 2,2cm.
- nas luvas com hélices internas com passo de 3,2cm, e sem tela, a carga de ruptura da luva de 2,2cm foi igual à da luva de 4,6cm. Com o acréscimo de tela, foi 15% maior. Tal fato indica que, quando as luvas são armadas, o que importa é o diâmetro do núcleo fretado;
- nas luvas de 2,2cm, sem tela, dobrar o passo da hélice (redução da fretagem de 50%) implicou numa diminuição da tensão de ruptura de 24%. Em comparação com o “fc” nominal do CV (30MPa), o ganho de resistência foi um terço do ganho alcançado com o passo simples da hélice;
- nas luvas de 4,6cm, sem tela, a hélice interna foi 24% mais eficiente do que a externa;
- comparações com a tensão de ruptura do CV (33,8 MPa), mostram que as luvas com hélices internas, com o passo de referência (3,2cm - ver item 7.2.1), sem tela, e espessura de 2,2 ou 4,6cm apresentaram tensão de ruptura média 36% maior, e as luvas, com as mesmas características, mas com tela, 65% maior;
- na Fig. 8.3, não foi observada proporcionalidade ou outra correlação entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

8.2.2 Resultados da Série 2 (20-00)

Tabela 8.2 - Série 2 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 2	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 2	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	53,1	3,6	29.355	Conc.Velho	22,9	2,9	23.799

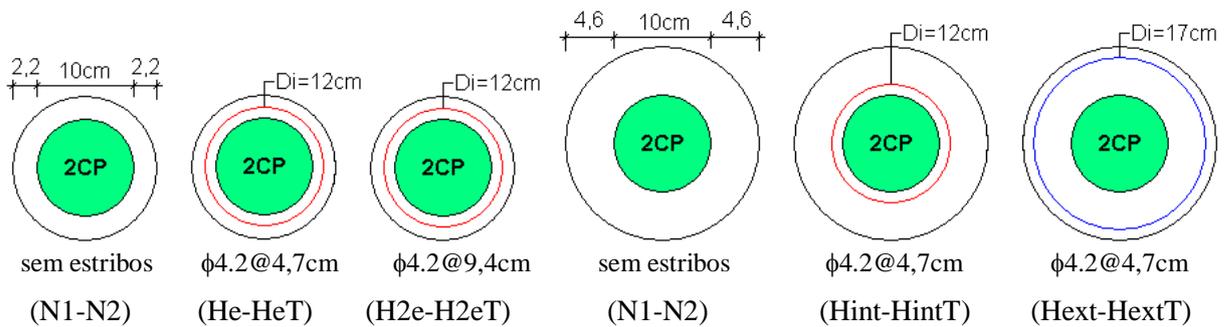


Figura 8.5 - Série 2 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

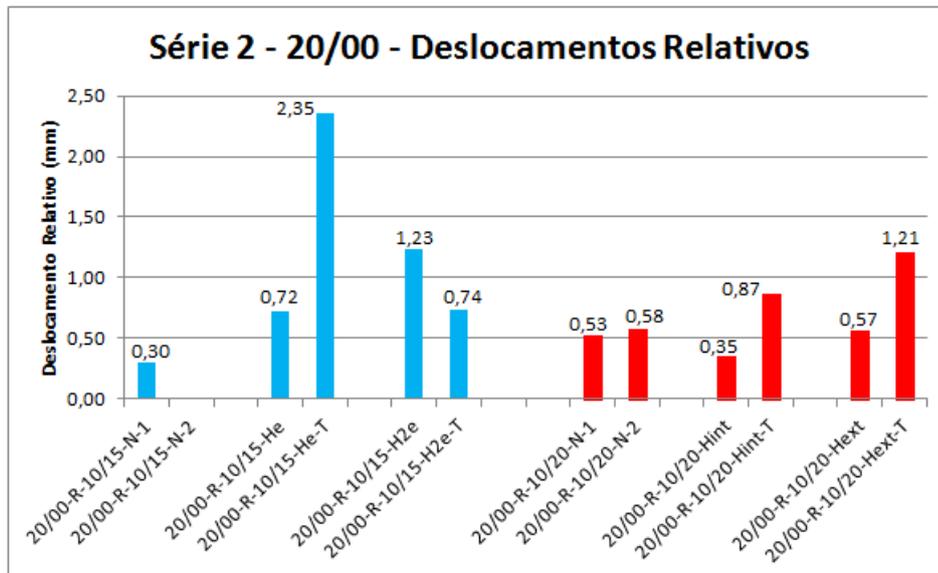


Figura 8.6 - Série 2 - Deslocamentos Relativos

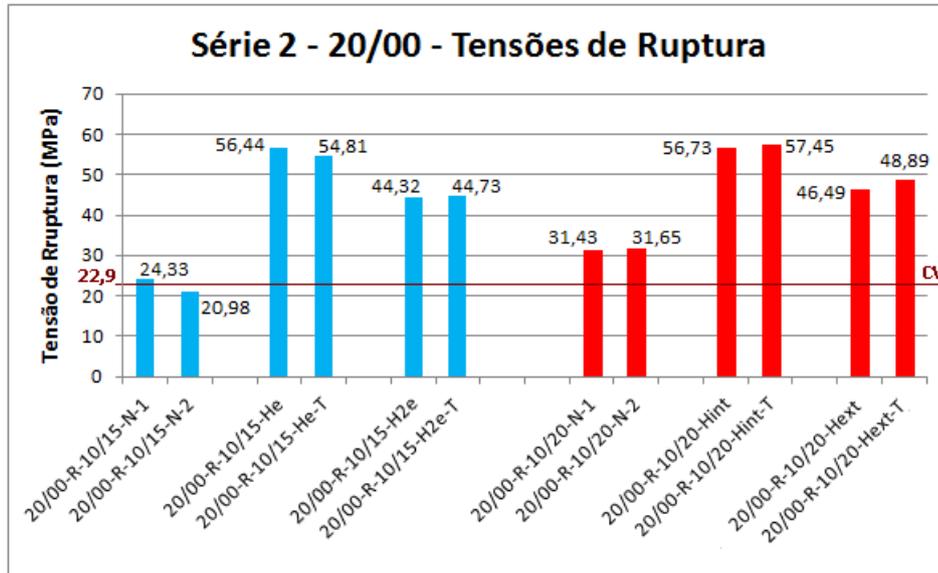


Figura 8.7 - Série 2 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.7 permite comentar:

- nas luvas não armadas, a espessura da luva teve significativa influência, pois a carga média de ruptura quando a luva era de 4,6cm foi 39% maior do que quando tinha 2,2cm;
- as telas praticamente não influíram na carga de ruptura das luvas de 2,2cm. Nas luvas de 4,6cm aumentaram-na muito pouco;
- nas luvas com hélices internas e passo de 4,7cm, e sem tela, as cargas de ruptura das duas espessuras foram iguais. Com o acréscimo de tela, a diferença foi 5% a favor da maior espessura. Tal fato indica que, em luvas armadas, importa o diâmetro do núcleo fretado;
- nas luvas de 2,2cm, dobrar o passo da hélice implicou numa diminuição da tensão de ruptura de 21%. Entretanto, o acréscimo de resistência, em comparação com o “fc” nominal do CV (20MPa), foi reduzido a valor pouco acima da metade;
- nas luvas de 4,6cm, sem tela, a hélice interna foi 22% mais eficiente do que a externa;
- comparações com a tensão de ruptura do CV (22,9 MPa), mostram que as luvas com hélices internas, com o passo de referência (4,7cm - ver item 7.2.1), sem tela, e espessura de 2,2 ou 4,6cm apresentaram tensão de ruptura média 147% maior, e as luva, com as mesmas características, mas com telas, 145% maior;
- Na Fig. 8.6, não foi observada proporcionalidade ou outra correlação entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

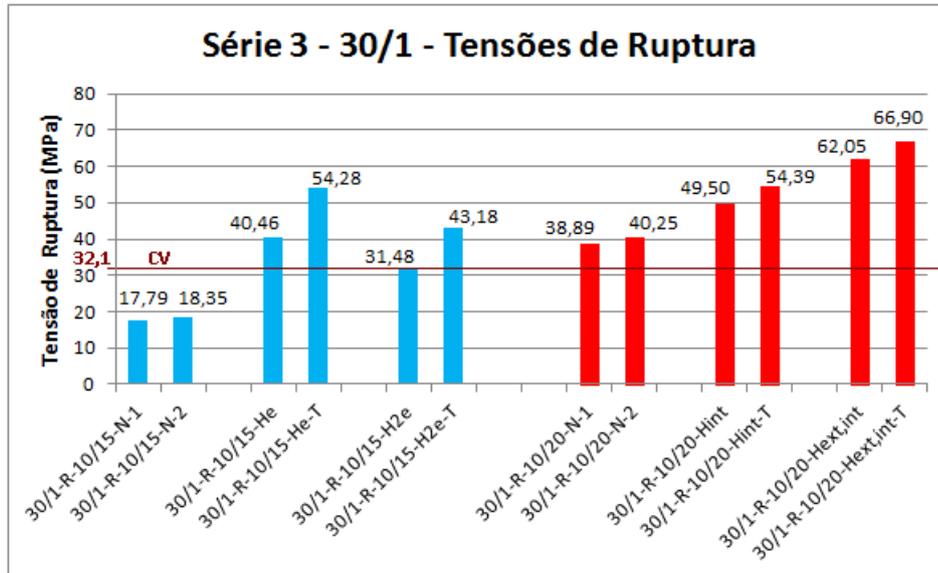


Figura 8.10 - Série 3 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.10 permite comentar:

- nas luvas não armadas, a espessura da luva teve enorme influência, pois a tensão média de ruptura quando a luva era de 4,6cm foi 119% maior do que quando tinha 2,2cm;
- as telas aumentaram a tensão de ruptura mais nas luvas de 2,2cm (34% e 37%) do que nas luvas de 4,6cm (10% e 8%).
- nas luvas com hélices internas com passo de 3,2cm, e sem tela, a tensão de ruptura da luva de 2,2cm foi 18% menor do que as de 4,6cm. Com o acréscimo de tela, as tensões de ruptura foram iguais. Tal igualdade e a não grande diferença indica que, quando as luvas são armadas, o que mais importa é o diâmetro do núcleo fretado;
- nas luvas de 2,2cm, sem tela, dobrar o passo da hélice implicou numa diminuição da tensão de ruptura de 22%. O acréscimo de resistência, em comparação com o “fc” nominal do CV (30MPa), foi de apenas 5%;
- nas luvas de 4,6cm, sem tela, o CP com hélices interna e externa teve tensão de ruptura 25% maior do que a do CP com apenas hélice interna;
- comparações com a tensão de ruptura do CV (32,1 MPa), mostram que as luvas com hélices internas, com o passo de referência (3,2cm - ver item 7.2.1), sem tela, e espessura de 2,2 ou 4,6cm apresentaram tensão de ruptura média 40% maior, e as luva, com as mesmas características, mas com telas, 69% maior.

8.2.4 Resultados da Série 4 (20-1)

Tabela 8.4 - Série 4 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios

Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	52,1	3,7	28.001	Conc.Velho	28,4	2,9	29.384

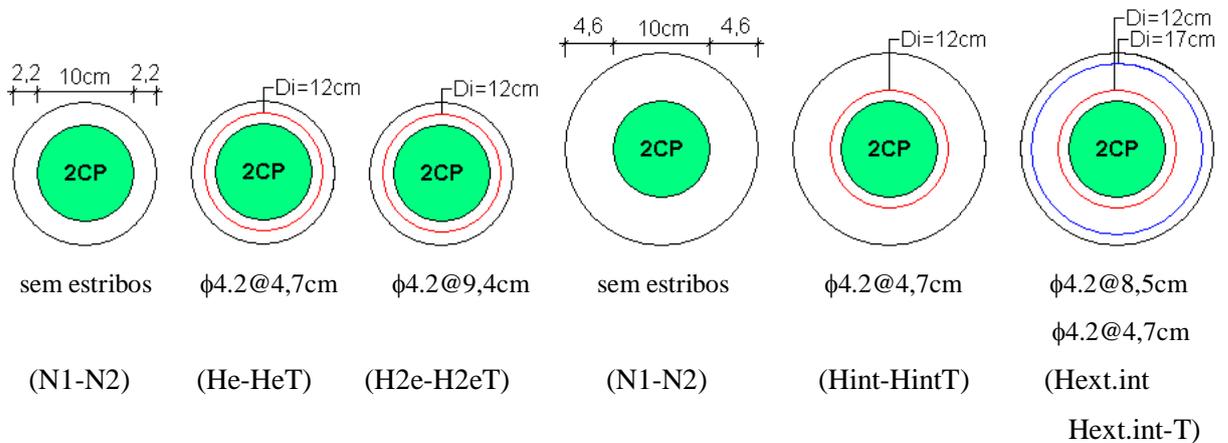


Figura 8.11 - Série 4 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

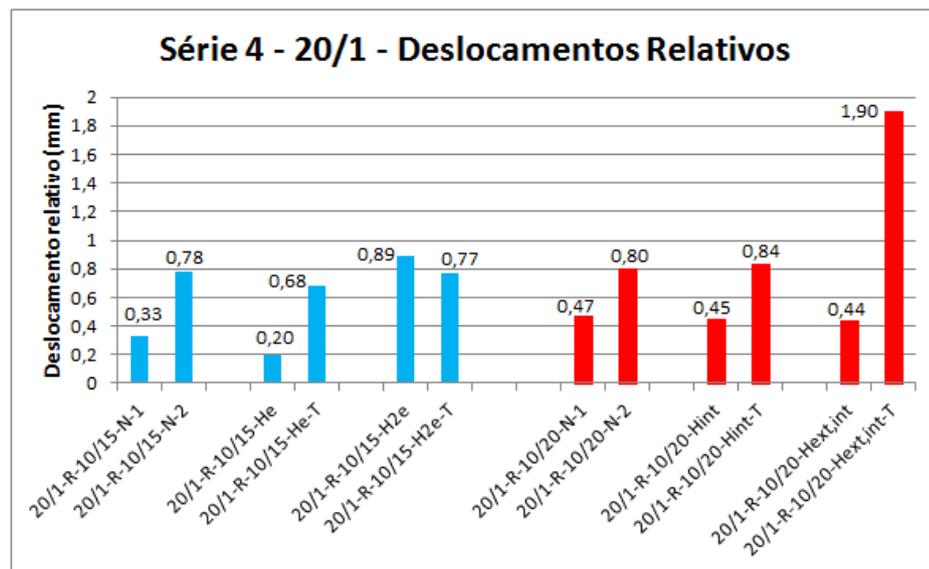


Figura 8.12 - Série 4 - Deslocamentos Relativos

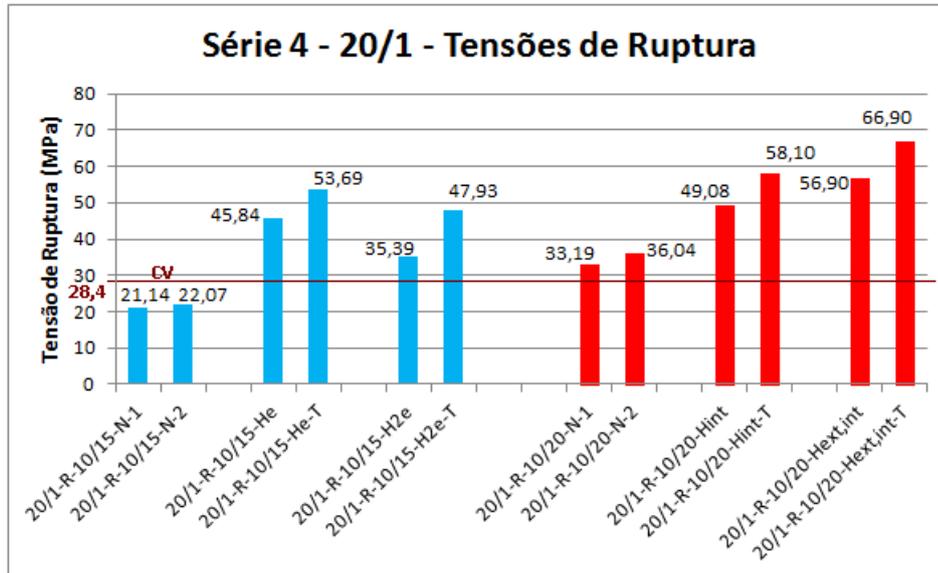


Figura 8.13 - Série 4 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.13 permite comentar:

- nas luvas não armadas, a espessura da luva teve grande influência, pois a tensão média de ruptura quando a luva era de 4,6cm foi 60% maior do que quando tinha 2,2cm;
- as telas aumentaram a tensão de ruptura mais nas luvas de 2,2cm (17% e 35%) do que nas luvas de 4,6cm (18,5% e 18%).
- nas luvas com hélices internas com passo de 3,2cm, sem e com tela, a tensão de ruptura da luva de 2,2cm foi 7% menor do que as de 4,6cm. Essa pequena diferença indica que, quando as luvas são armadas, o que mais importa é o diâmetro do núcleo fretado;
- nas luvas de 2,2cm, sem tela, dobrar o passo da hélice implicou numa diminuição da tensão de ruptura de 23%. Entretanto, o acréscimo de resistência, em comparação com o “fc” nominal do CV (20MPa), foi reduzido a valor pouco acima da metade;
- nas luvas de 4,6cm, sem tela, o CP com hélices interna e externa teve tensão de ruptura 16% maior do que a do CP com apenas hélice interna;
- comparações com a tensão de ruptura do CV (28,4 MPa), mostram que as luvas com hélices internas e passo de referência (4,7cm- ver item 7.2.1), sem tela, e espessura de 2,2 ou 4,6cm apresentaram tensão de ruptura média 67% maior, enquanto as luvas com telas, 97% maior;
- na Fig. 8.12, não foi observada proporcionalidade ou outra correlação entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

8.2.5 Resultados da Série 5 (30-1-H)

Tabela 8.5 - Série 5 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 5	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 5	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,3	3,6	28.075	Conc.Velho	32,3	*	*

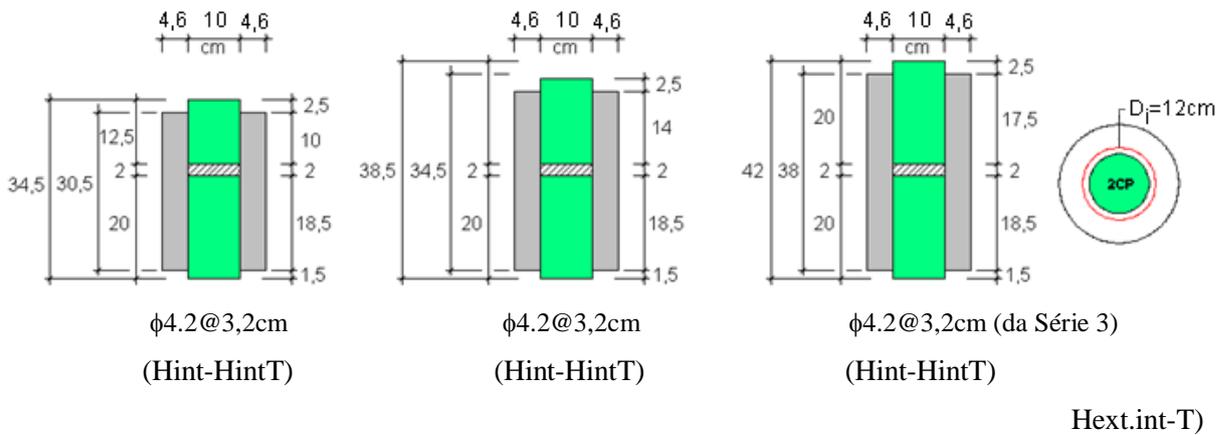


Figura 8.14 - Série 5 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

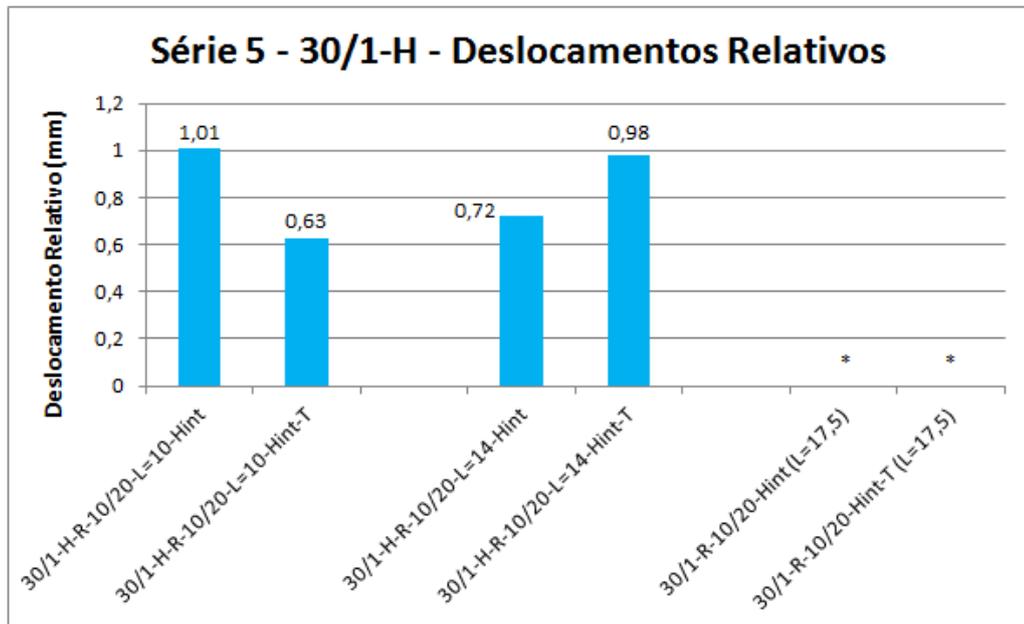


Figura 8.15 - Série 5 - Deslocamentos Relativos

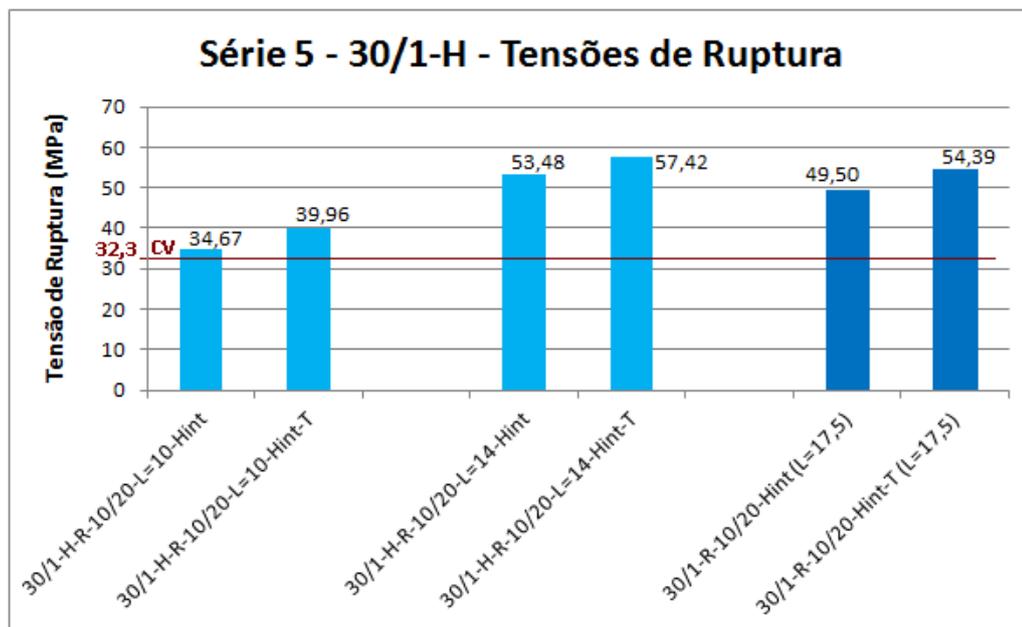


Figura 8.16 - Série 5 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.16 permite comentar:

- as telas aumentaram a tensão de ruptura de todas as luvas (7% a 15%);
- nas luvas sem tela, a com altura de contato de 14cm teve tensão de ruptura 54% maior do que a com altura de 10cm, e 8% maior do que aquela com altura de 17,5cm;
- nas luvas com tela, a com altura de contato de 14cm teve tensão de ruptura 44% maior do que a com altura de 10cm, e 6% maior do que aquela com altura de 17,5cm;
- nas luvas sem tela, comparação com a tensão de ruptura do concreto velho (32,3 MPa), mostra que a da luva com H=10cm foi 7% maior; a da luva com H=14cm, 66% maior, e a da luva com H=17,5cm, 53% maior;
- nas luvas com tela, comparação com a tensão de ruptura do concreto velho (32,3 MPa), mostra que a da luva com H=10cm foi 24% maior; a da luva com H=14cm, 78% maior, e a da luva com H=17,5cm, 68% maior;
- as comparações acima mostram que as luvas com H=14cm (1,4 vezes o diâmetro CP-CV) e com H=17,5cm (1,75 vezes o diâmetro CP-CV), com ou sem tela, apresentaram resultados muito satisfatórios, com os das luvas com H=14cm pouco melhores;
- na Fig. 8.15, não foi observada proporcionalidade ou outra correlação entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

8.2.6 Resultados da Série 6 (20-1-H)

Tabela 8.6 - Série 6 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 6	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 6	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,3	3,6	28.075	Conc.Velho	22,5	*	*

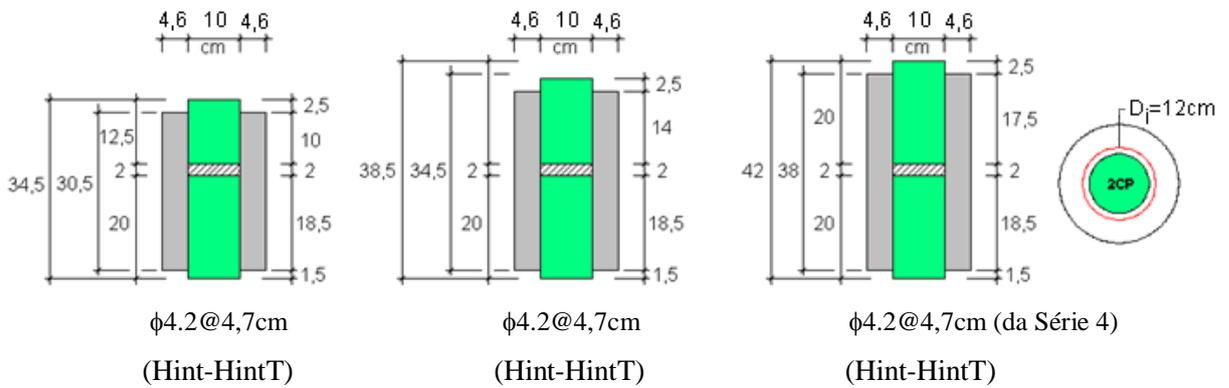


Figura 8.17 - Série 6 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

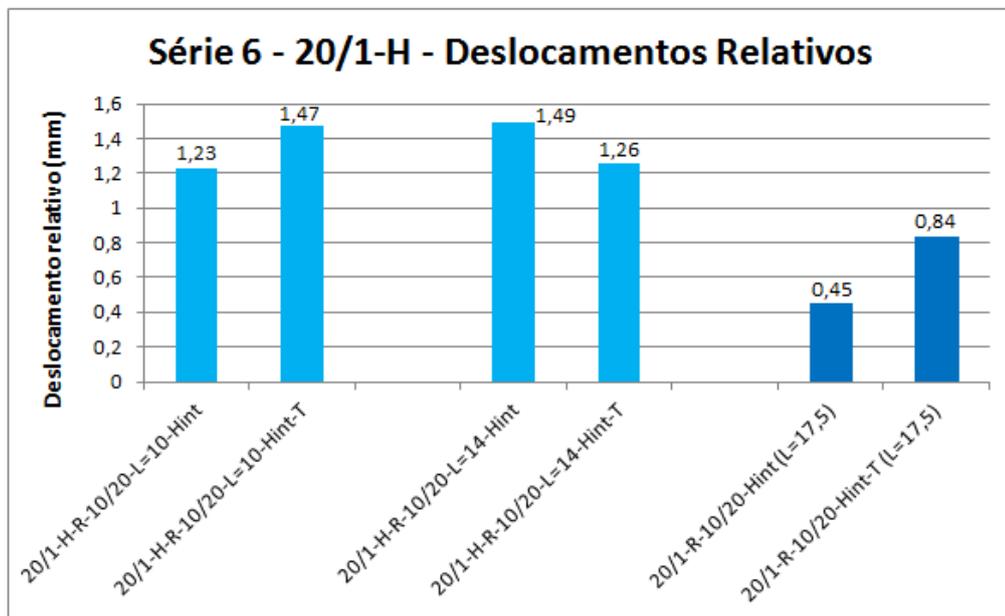


Figura 8.18 - Série 6 - Deslocamentos Relativos

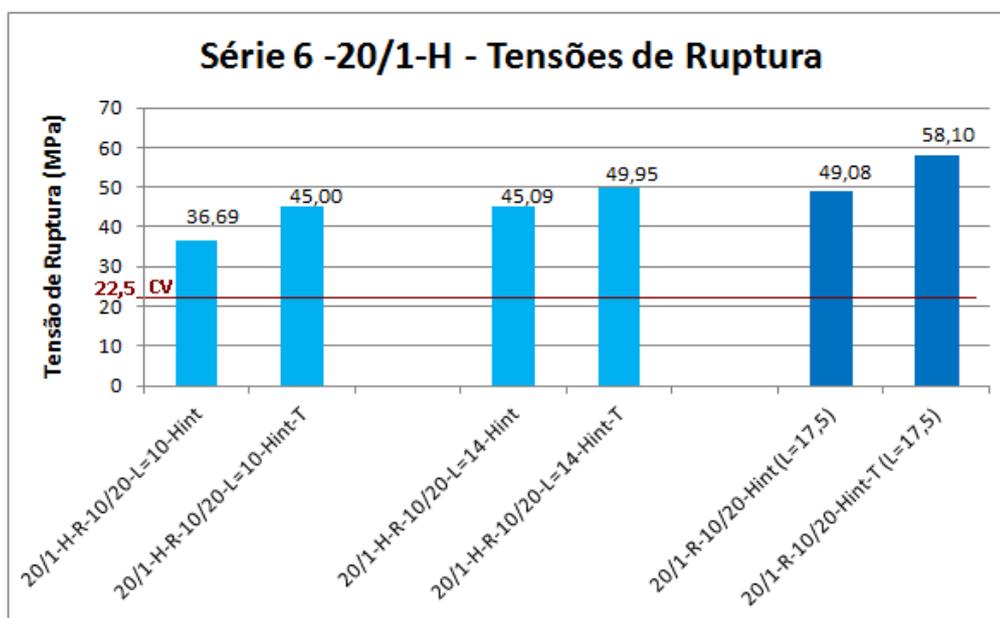


Figura 8.19 - Série 6 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.19 permite comentar:

- as telas aumentaram a tensão de ruptura de todas as luvas (11% a 23%);
- nas luvas sem tela, a com altura de contato de 14cm teve tensão de ruptura 23% maior do que a com altura de 10cm, e 9% menor do que aquela com altura de 17,5cm;
- nas luvas com tela, a com altura de contato de 14cm teve tensão de ruptura 11% maior do que a com altura de 10cm, e 14% menor do que aquela com altura de 17,5cm;
- nas luvas sem tela, comparação com a tensão de ruptura do concreto velho (22,5 MPa), mostra que a da luva com H=10cm foi 63% maior; a da luva com H=14cm, 100% maior, e a da luva com H=17,5cm, 118% maior;
- nas luvas com tela, comparação com a tensão de ruptura do concreto velho (22,5 MPa), mostra que a da luva com H=10cm foi 100% maior; a da luva com H=14cm, 122% maior, e a da luva com H=17,5cm, 158% maior;
- as comparações acima mostram que as luvas com qualquer das três alturas de contatos analisadas, com ou sem tela, apresentaram resultados extremamente satisfatórios;
- na Fig. 8.18, não foi observada proporcionalidade ou outra correlação entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

8.2.7 Resultados da Série 7 (30-1-Q)

Tabela 8.7 - Série 7 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 7	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 7	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	49,6	3,3	24.926	Conc.Velho	34,3	3,4	27.882

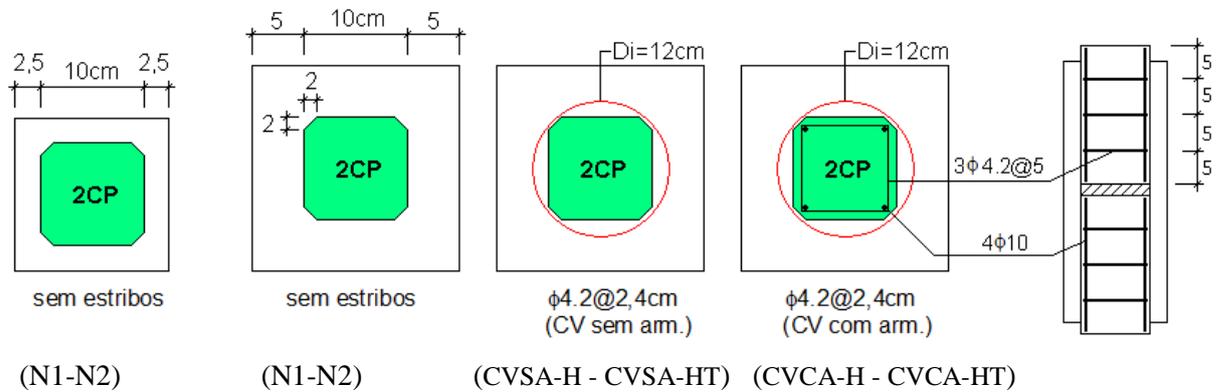


Figura 8.20 - Série 7 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

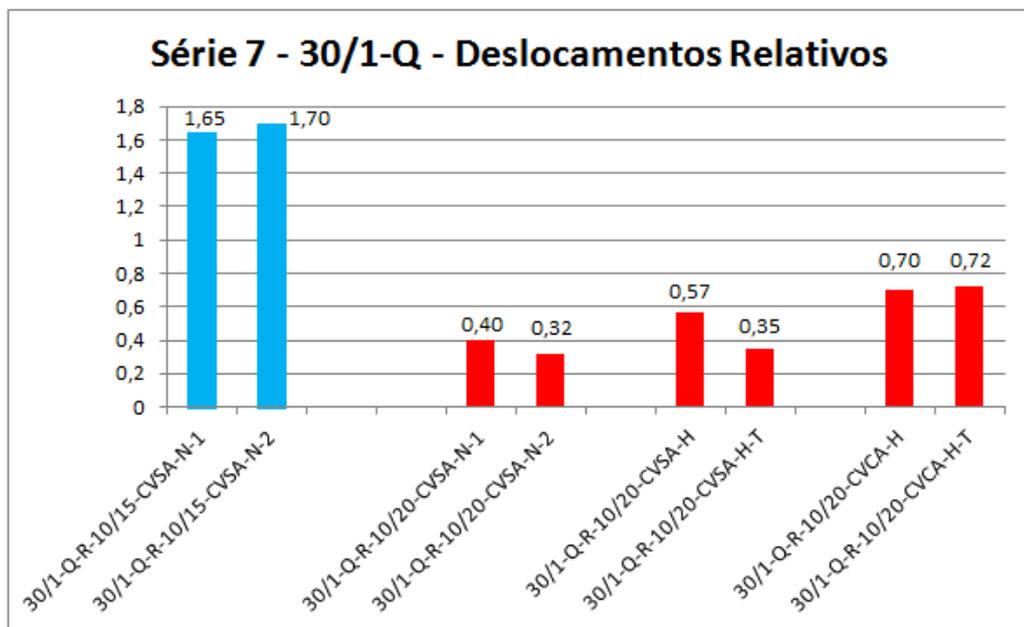


Figura 8.21 - Série 7 - Deslocamentos Relativos

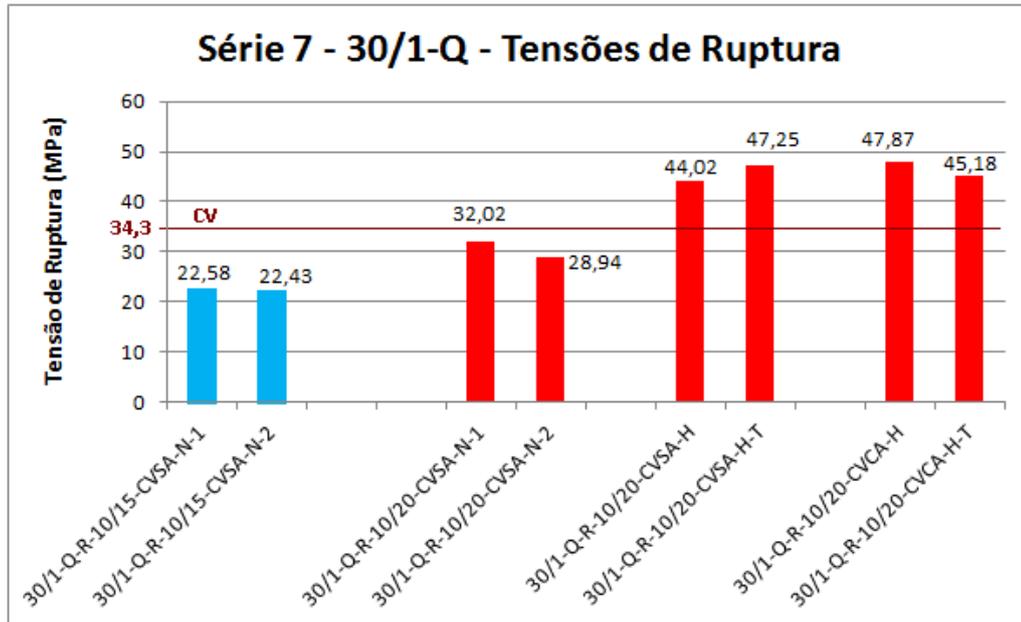


Figura 8.22 - Série 7 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 9.22 permite comentar:

- nas luvas não armadas, a espessura da luva teve razoável influência, pois a tensão média de ruptura quando a luva era de 5cm foi 35% maior do que quando tinha 2,5cm;
- nos CPs de CVSA, a tensão de ruptura do CP com tela foi 7% maior do que o sem tela. Nos CPs de CVCA, a tensão de ruptura do CP com tela foi 6% menor do que o sem tela. Tais resultados indicam ser muito pouco vantajoso o uso de telas em CPs quadrados;
- nas luvas sem tela, a tensão de ruptura do CP de CVSA foi 8% menor do que a do CP de CVCA, enquanto que, nas luvas com tela, o CP do CVSA teve tensão de ruptura 5% maior do que a do CP de CVCA. Tais resultados permitem concluir que, estando o CP de CV armado, ou não, os resultados são indiferentes, desde, é claro, que a armadura de cintamento seja a mesma (no caso, hélice $\phi 4.2@2,4\text{cm}$).
- nas luvas sem tela, comparação com a tensão de ruptura do CV (34,3 MPa), mostra que a da luva do CP de CVSA foi 28% maior, e a da luva do CP de CVCA, 40% maior. Observa-se que, na tensão de ruptura do CV, não foi considerada a armadura existente no CVCA.
- nas luvas com tela, comparação com a tensão de ruptura do CV (34,3 MPa), mostra que a da luva do CP de CVSA foi 38% maior, e a da luva do CP de CVCA, 32% maior;
- na Fig. 8.21, não foi observada proporcionalidade ou outra correlação entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

8.2.8 Resultados da Série 8 (20-1-Q)

Tabela 8.8 - Série 8 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 8	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 8	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,5	3,8	28.376	Conc.Velho	27,6	2,9	25.455

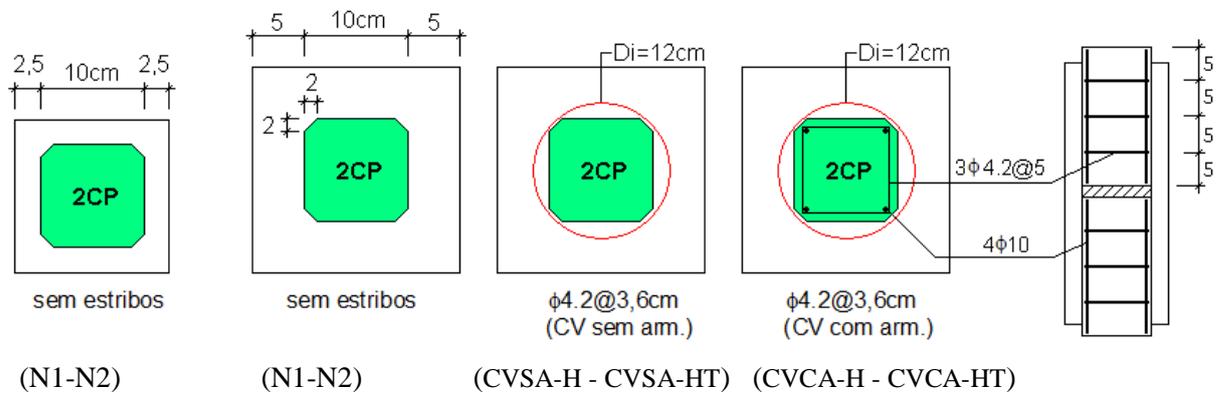


Figura 8.23 - Série 8 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

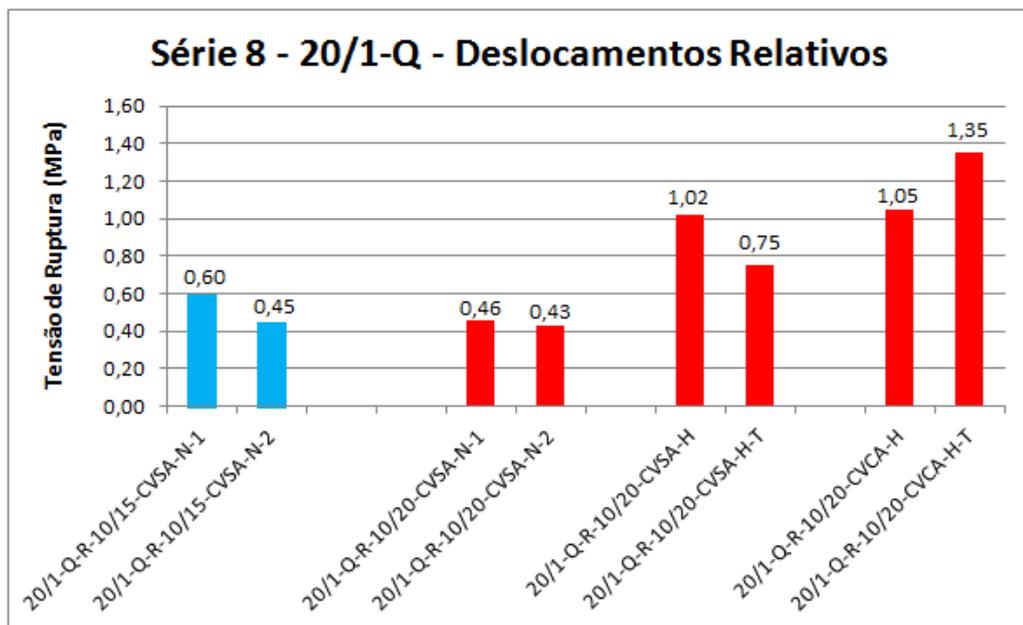


Figura 8.24 - Série 8 - Deslocamentos Relativos

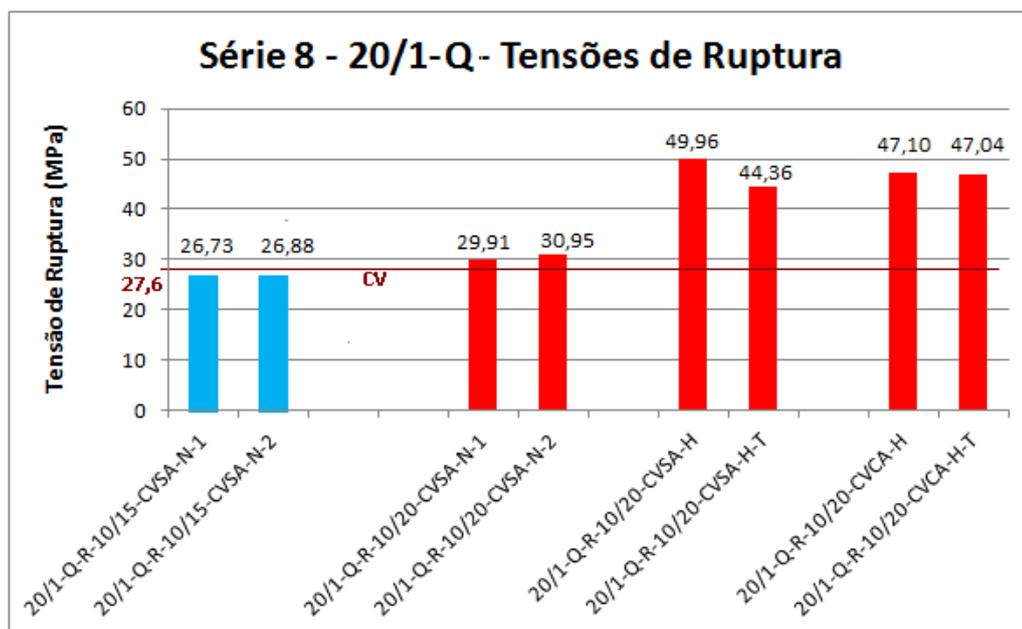


Figura 8.25 - Série 8 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.25 permite comentar:

- nas luvas não armadas, a espessura da luva teve pouca influência, pois a tensão média de ruptura quando a luva era de 5cm foi apenas 14% maior do que quando tinha 2,5cm;
- nos CPs de CVSA, a tensão de ruptura do CP com tela foi 11% menor do que o sem tela. Nos CPs de CVCA, ela foi igual para os dois CPs. Tais resultados indicam que o uso de tela em CPs quadrados é totalmente dispensável;
- nas luvas sem tela, a tensão de ruptura do CP de CVSA foi 6% maior do que a do CP de CVCA, enquanto que, nas luvas com tela, o CP do CVSA teve tensão de ruptura 6% menor do que a do CP de CVCA. Tais resultados permitem concluir que, estando o CP de CV armado, ou não, os resultados são indiferentes, desde, é claro, que a armadura de cinto seja a mesma (no caso, hélice $\phi 4.2@3,6\text{cm}$).
- nas luvas sem tela, comparação com a tensão de ruptura do CV (27,6 MPa), mostra que a da luva do CP de CVSA foi 81% maior, e a da luva do CP de CVCA, 71% maior. Observa-se que, na tensão de ruptura do CV, não foi considerada a armadura existente no CVCA.
- nas luvas com tela, comparação com a tensão de ruptura do CV (27,6 MPa), mostra que a da luva do CP de CVSA foi 61% maior, e a da luva do CP de CVCA, 70% maior;
- na Fig. 8.24, não foi observada proporcionalidade ou outra correlação entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

8.2.9 Resultados da Série 3 (30-1) x Série 7 (30-1-Q)

Tabela 8.9 - Séries 3 e 7 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 3	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 3	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,8	3,8	26.177	Conc.Velho	32,1	3,7	27.053

Série 7	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 7	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	49,6	3,3	24.926	Conc.Velho	34,3	3,4	27.882

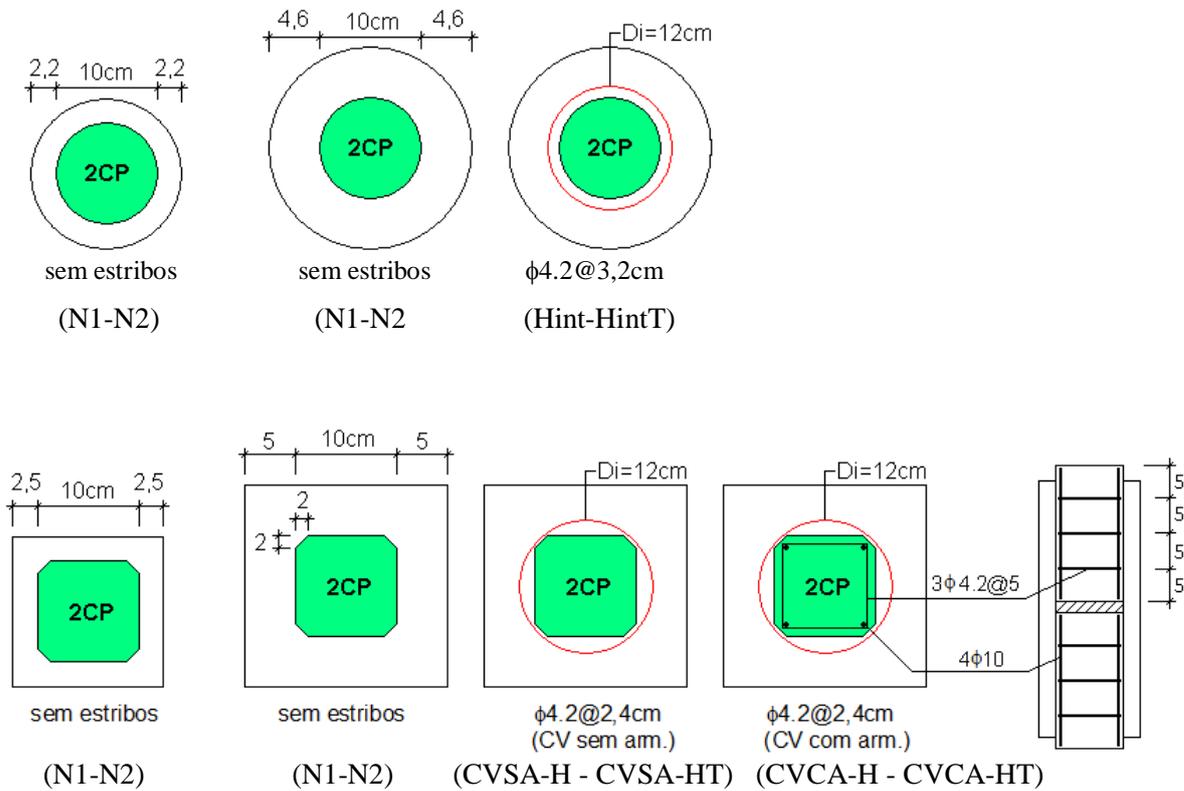


Figura 8.26 - Séries 3 e 7 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaio de Luva

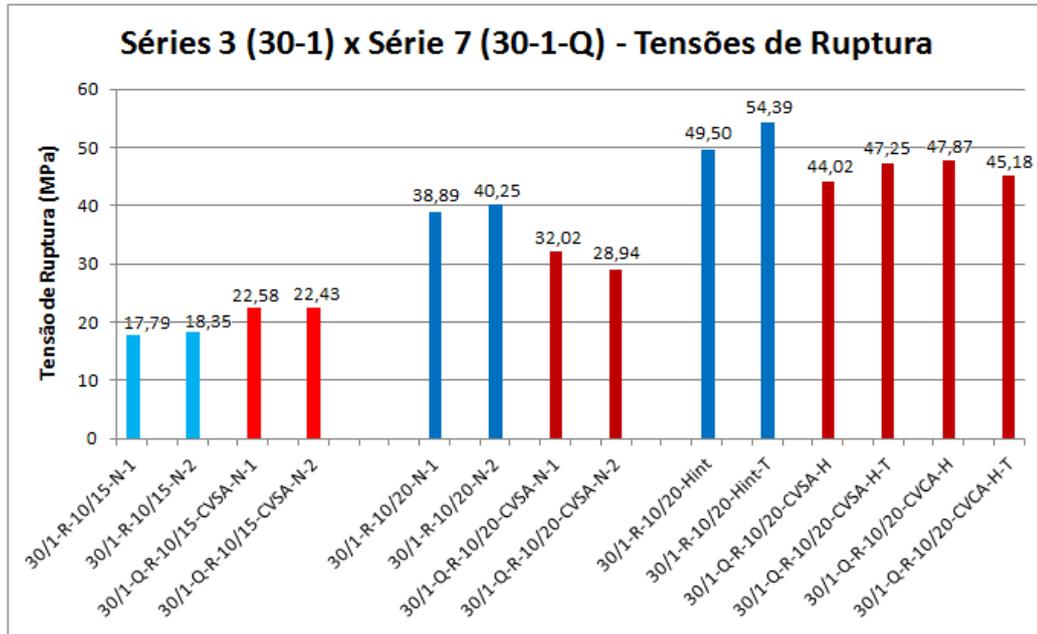


Figura 8.27 - Séries 3 e 7 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.27 permite comentar:

- nas luvas não armadas e de menor espessura, as da Série 7 (2,5cm) tiveram tensão média de ruptura 25% maior do que as da Série 3 (2,2cm), enquanto que, nas de maior espessura, as da Série 3 (4,6cm) tiveram tensão média de ruptura 30% maior do que as da Série 7 (5cm);
- nas luvas com hélices internas e sem tela, a da Série 3 teve tensão de ruptura 12% maior do que a da Série 7 com CVSA, e 3% maior do que a da mesma série com CVCA;
- nas luvas com hélices internas e com tela, a da Série 3 teve tensão de ruptura 15% maior do que a da Série 7 com CVSA, e 20% maior do que a da mesma série com CVCA;
- nas luvas com hélices internas e sem tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (30 MPa), mostram que a luva da Série 3 teve tensão de ruptura 65% maior, a da Série 7 com CVSA 47% maior e a da Série 7 com CVCA 60% maior.
- nas luvas com hélices internas e com tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (30 MPa), mostram que a luva da Série 3 teve tensão de ruptura 81% maior, a da Série 7 com CVSA 58% maior e a da Série 7 com CVCA 51% maior.
- considerando que as luvas da Série 7 tinham fretagem 33% maior do que as da Série 3, e que a tensão de ruptura do CP sem tela da Série 3 foi 12% maior do que a do CP de CVSA da Série 7, deduz-se que a seção circular teve desempenho 49% ($1,33 \times 1,12 = 1,49$) maior do que o desempenho da seção quadrada.

8.2.10 Resultados da Série 4 (20-1) x Série 8 (20-1-Q)

Tabela 8.10 - Séries 4 e 8 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	52,1	3,7	28.001	Conc.Velho	28,4	2,9	29.384

Série 8	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)	Série 8	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,5	3,8	28.376	Conc.Velho	27,6	2,9	25.455

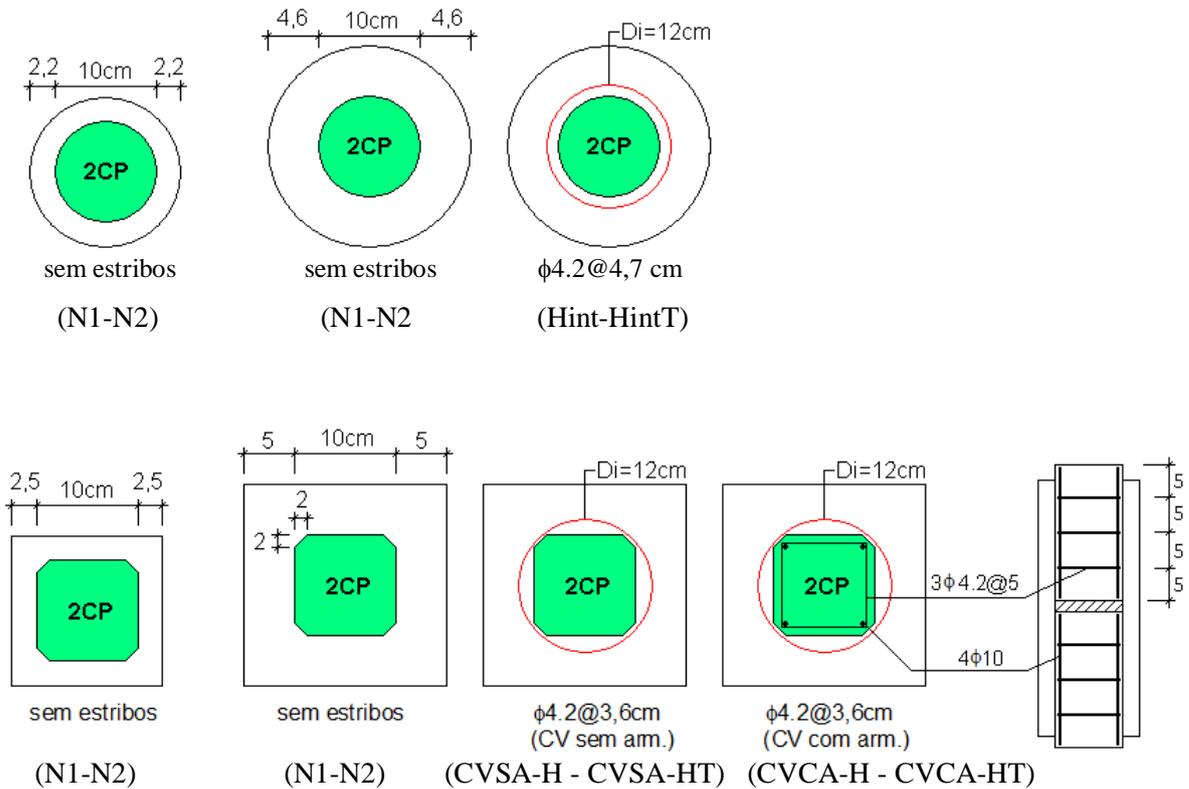


Figura 8.28 - Séries 4 e 8 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

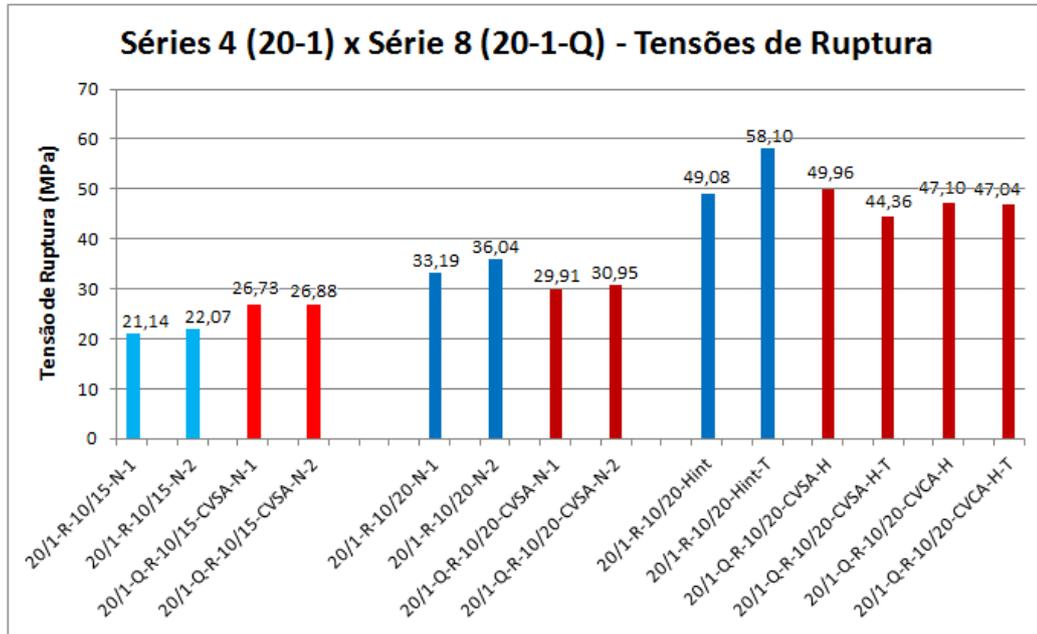


Figura 8.29 - Séries 4 e 8 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.29 permite comentar:

- nas luvas não armadas e de menor espessura, as da Série 8 (2,5cm) tiveram tensão média de ruptura 24% maior do que as da Série 4 (2,2cm), enquanto que, nas de maior espessura, as da Série 4 (4,6cm) tiveram tensão média de ruptura 14% maior do que as da Série 8 (5cm);
- nas luvas com hélices internas e sem tela, a da Série 4 teve tensão de ruptura 2% menor do que a da Série 8 com CVSA, e 4% maior do que a da mesma série com CVCA;
- nas luvas com hélices internas e com tela, a da Série 4 teve tensão de ruptura 31% maior do que a da Série 8 com CVSA, e 24% maior do que a da mesma série com CVCA;
- nas luvas com hélices internas e sem tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (20 MPa), mostram que a luva da Série 4 teve tensão de ruptura 145% maior, a da Série 8 com CVSA 150% maior e a da Série 8 com CVCA 136% maior.
- nas luvas com hélices internas e com tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (30 MPa), mostram que a luva da Série 4 teve tensão de ruptura 191% maior, a da Série 8 com CVSA 122% maior e a da Série 8 com CVCA 135% maior.
- considerando que as luvas da Série 8 tinham fretagem 31% maior do que as da Série 4, e que a tensão de ruptura do CP sem tela da Série 4 foi 4% maior do que a do CP de CVCA da Série 8, deduz-se que a seção circular teve desempenho 36% ($1,31 \times 1,04 = 1,36$) maior do que o desempenho da seção quadrada.

8.2.11 Resultados da Série 1 (30-00) x Série 3 (30-1)

Tabela 8.11 - Séries 1 e 3 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 1	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,6	3,5	27.800

Série 1	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	33,8	3,4	26.873

Série 3	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,8	3,8	26.177

Série 3	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	32,1	3,7	27.053

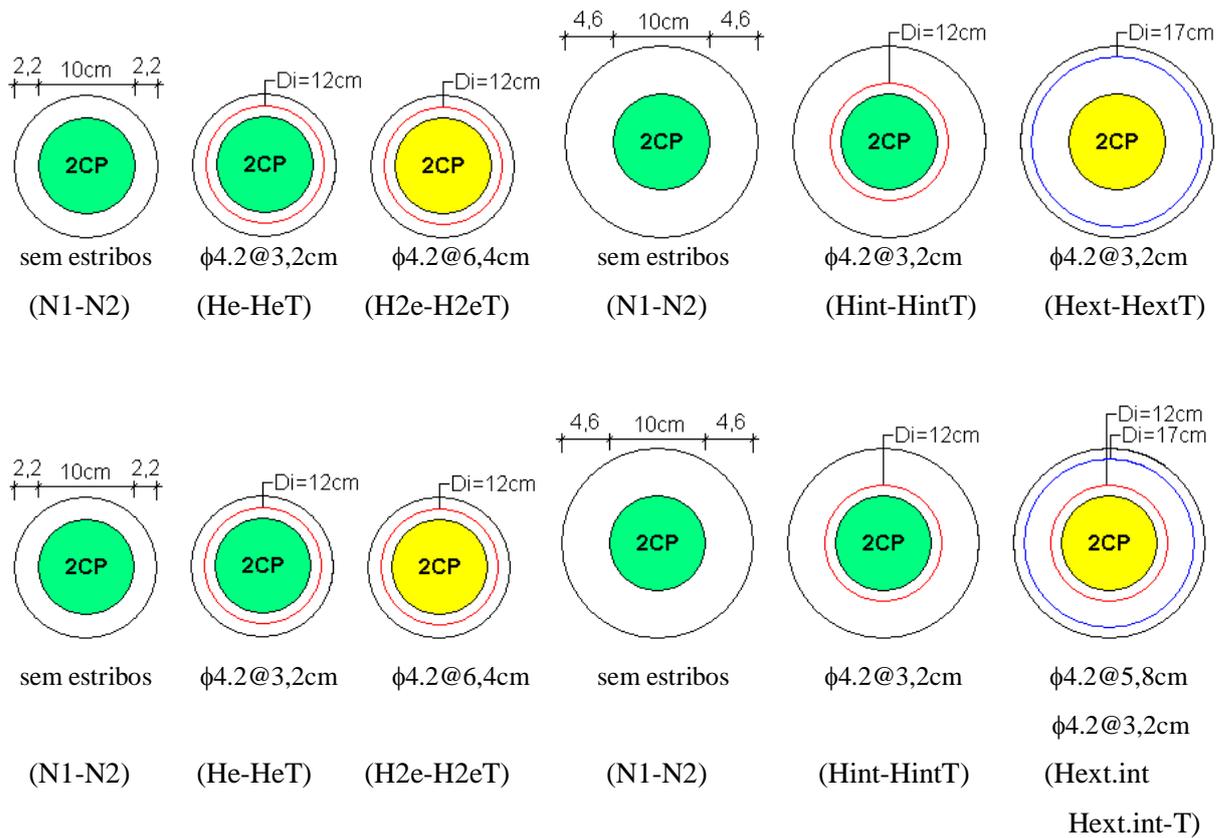


Figura 8.30 - Séries 1 e 3 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

Observa-se que, na Fig. 8.30, a cor amarela dos CPs indica que não participaram das comparações, porque hélices com passo duplo ou hélice dupla (interna e externa) não seriam utilizadas nos pilares, além de terem sido analisadas nas séries isoladas (Séries 1 a 4).

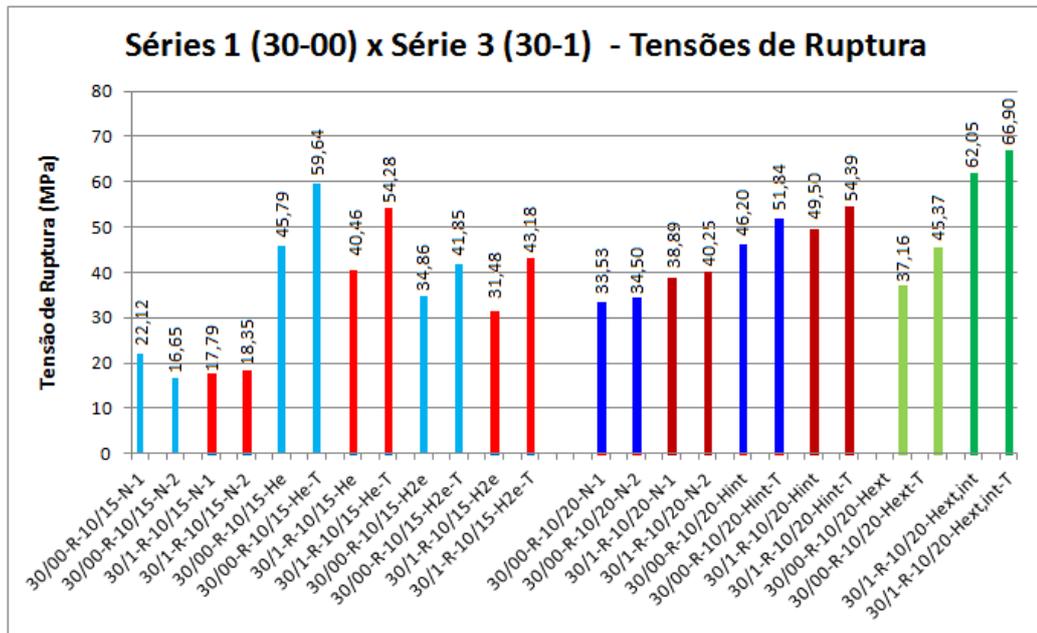


Figura 8.31 - Séries 1 e 3 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.31 permite comentar:

- nas luvas não armadas e de menor espessura, as da Série 1 tiveram tensão média de ruptura 7% maior do que as da Série 3, enquanto que, nas de maior espessura, as da Série 3 tiveram tensão média de ruptura 16% maior do que as da Série 1;
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2cm), sem tela e de menor espessura, a da Série 1 teve tensão de ruptura 13% maior do que a da Série 3, e nas de espessura maior, 7% menor;
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2cm), com tela e de menor espessura, a da Série 1 teve tensão de ruptura 10% maior do que a da Série 3, e nas de espessura maior, 5% menor;
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2cm) e sem tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (30 MPa), mostram que, nas de menor espessura, a luva da Série 1 teve tensão de ruptura 53% maior, e a da Série 3, maior 35%; enquanto que, nas de maior espessura, a da Série 1 foi 54% maior, e a da Série 3, maior 65%.
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2cm) e com tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (30 MPa), mostram que, nas de menor espessura, a luva da Série 1 teve tensão de ruptura 99% maior, e a da Série 3, maior 81%; enquanto que, nas de maior espessura, a da Série 1 foi 73% maior, e a da Série 3, maior 81%.
- pode-se constatar, então, que, nas luvas de menor espessura, no CV de brita 00 houve melhores resultados, enquanto que, nas de maior espessura, isto ocorreu no CV de brita 1.

8.2.12 Resultados da Série 2 (20-00) x Série 4 (20-1)

Tabela 8.12 - Séries 2 e 4 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 2	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	53,1	3,6	29.355

Série 2	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	22,9	2,9	23.799

Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	52,1	3,7	28.001

Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	28,4	2,9	29.384

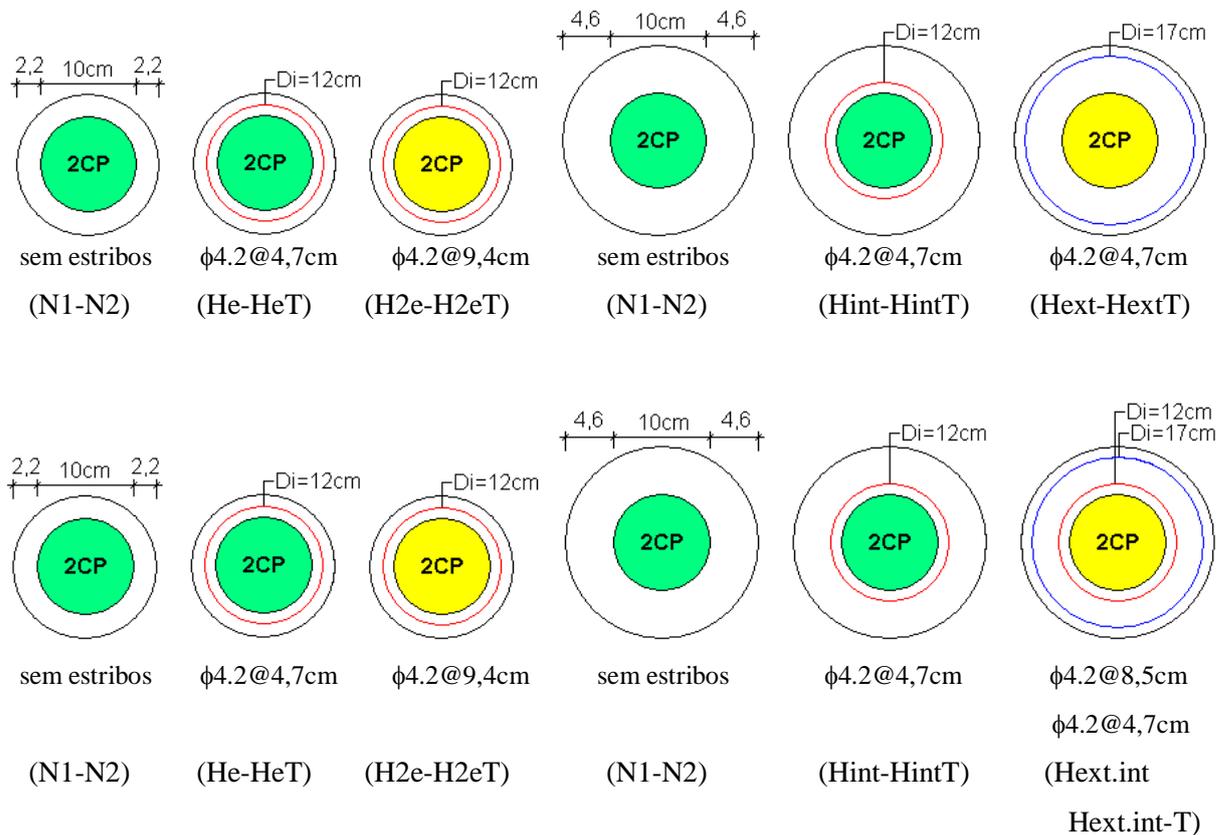


Figura 8.32 - Séries 2 e 4 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

Observa-se que, na Fig. 8.32, a cor amarela dos CPs indica que não participaram das comparações, porque hélices com passo duplo ou hélice dupla (interna e externa) não seriam utilizadas nos pilares, além de terem sido analisadas nas séries isoladas (Séries 1 a 4).

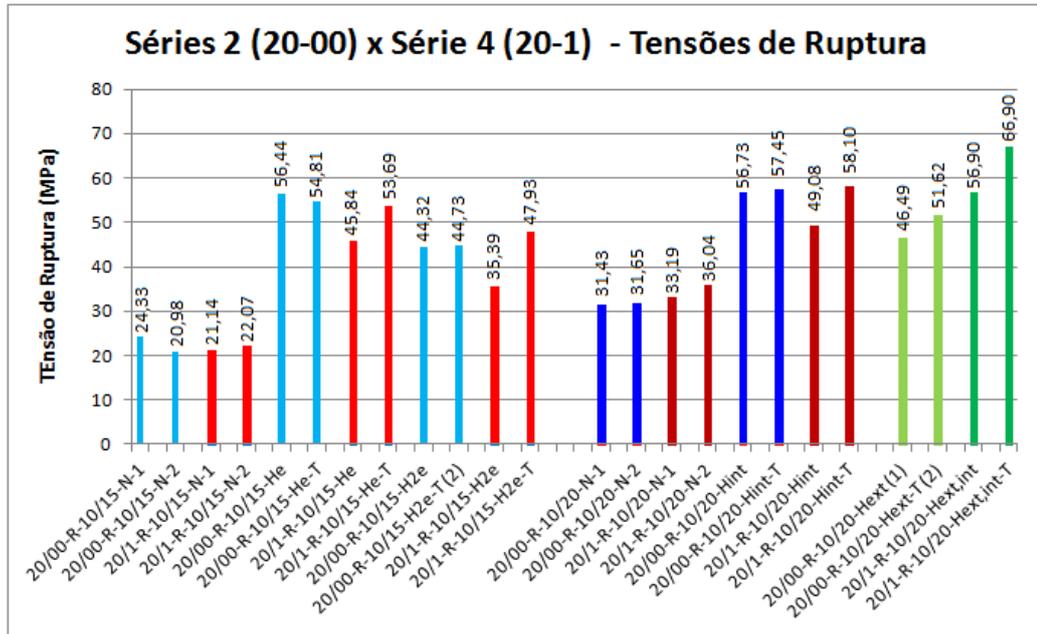


Figura 8.33 - Séries 2 e 4 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.33 permite comentar:

- nas luvas não armadas e de menor espessura, as da Série 2 tiveram tensão média de ruptura 5% maior do que as da Série 4, enquanto que, nas de maior espessura, as da Série 4 tiveram tensão média de ruptura 10% maior do que as da Série 2;
- nas luvas com hélices internas (passo=4,7cm), sem tela e de menor espessura, a da Série 2 teve tensão de ruptura 23% maior do que a da Série 4, e nas de espessura maior, 16% maior;
- nas luvas com hélices internas (passo=4,7cm), com tela e de menor espessura, a da Série 2 teve tensão de ruptura 2% maior do que a da Série 4, e nas de espessura maior, 1% menor;
- nas luvas com hélices internas (passo=4,7cm) e sem tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (20 MPa), mostram que, nas de menor espessura, a luva da Série 2 teve tensão de ruptura 182% maior, e a da Série 4, maior 129%; enquanto que, nas de maior espessura, a da Série 2 foi 184% maior, e a da Série 4, maior 145%.
- nas luvas com hélices internas (passo=4,7cm) e com tela, comparações com a tensão de ruptura nominal do CV (20 MPa), mostram que, nas de menor espessura, a luva da Série 2 teve tensão de ruptura 174% maior, e a da Série 4, maior 168%; enquanto que, nas de maior espessura, a da Série 2 foi 187% maior, e a da Série 4, maior 191%.
- pode-se constatar que, nas luvas de menor espessura, no CV de brita 00 houve melhores resultados, enquanto que, nas de maior espessura, isto só ocorreu no CP sem tela.

8.2.13 Resultados da Série 1 (30-00) x Série 2 (20-00)

Tabela 8.13 - Séries 1 e 2 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 1	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,6	3,5	27.800

Série 1	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	33,8	3,4	26.873

Série 2	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	53,1	3,6	29.355

Série 2	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	22,9	2,9	23.799

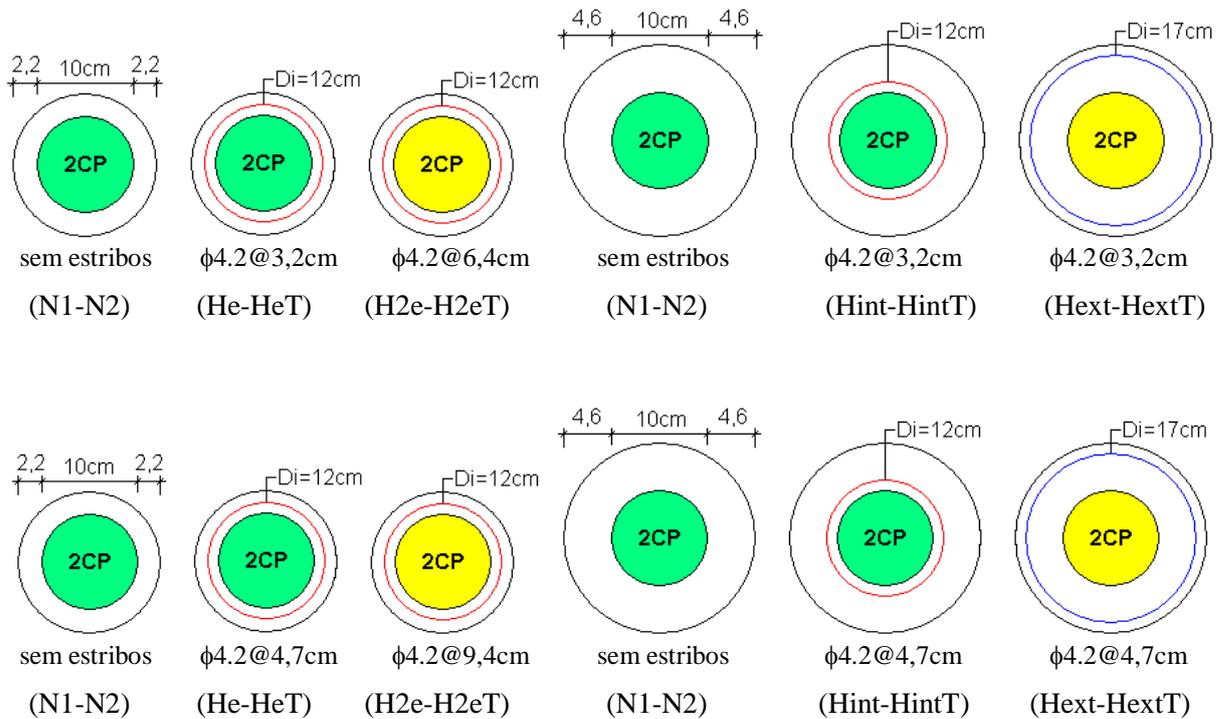


Figura 8.34 - Séries 1 e 2 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

Observa-se que, na Fig. 8.34, a cor amarela dos CPs indica que não participaram das comparações, porque hélices com passo duplo ou hélice dupla (interna e externa) não seriam utilizadas nos pilares, além de terem sido analisadas nas séries isoladas (Séries 1 a 4).

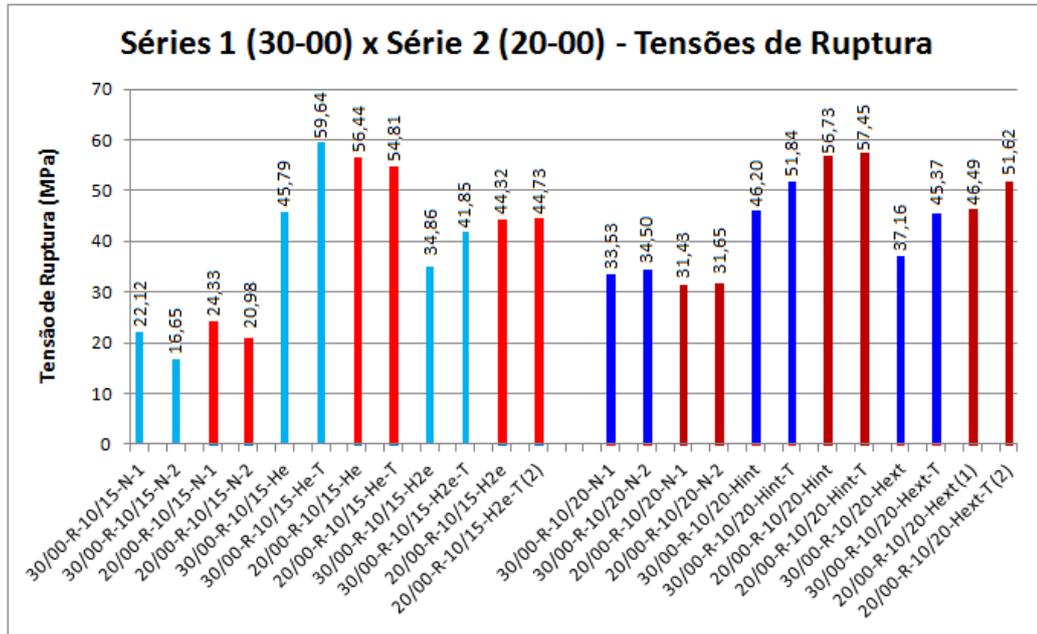


Figura 8.35 - Séries 1 e 2 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.35 permite comentar:

- nas luvas não armadas e de menor espessura, as da Série 2 tiveram tensão média de ruptura 17% maior do que as da Série 1, enquanto que, nas de maior espessura, as da Série 1 tiveram tensão média de ruptura 8% maior do que as da Série 2;
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2-4,7cm), sem tela, tanto na menor espessura, quanto na maior, a da Série 1 teve tensão de ruptura 19% menor do que a da Série 2;
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2-4,7cm), com tela e menor espessura, a da Série 1 teve tensão de ruptura 9% maior do que a da Série 2, e nas de espessura maior, 10% menor;
- pode-se resumir, portanto, que os CPs da Série 2, apesar do CV ser de 20MPa, apresentaram tensão de ruptura quase igual ou mais elevada do que os da Série 1, cujo CV era de 30 MPa.

Tentar explicar a incoerência, ao menos à primeira vista, de um concreto de menor resistência e com menor (32%) armadura de fretagem atingir resistências maiores do que outro de maior resistência e maior fretagem é importante, mesmo neste momento. Uma primeira possibilidade é que a questão esteja relacionada ao Coef. de Poisson. Pela Eq. (3-26),

$$f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot \frac{A_t \cdot f_y}{2 \cdot A_{ci}}$$

será o acréscimo de resistência, para uma mesma fretagem. No caso em questão, entende-se que um menor Coef. de Poisson do CV-20 MPa, compensou, inclusive, a sua menor fretagem.

8.2.14 Resultados da Série 3 (30-1) x Série 4 (20-1)

Tabela 8.14 - Séries 3 e 4 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 3	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,8	3,8	26.177

Série 3	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	32,1	3,7	27.053

Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	52,1	3,7	28.001

Série 4	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	28,4	2,9	29.384

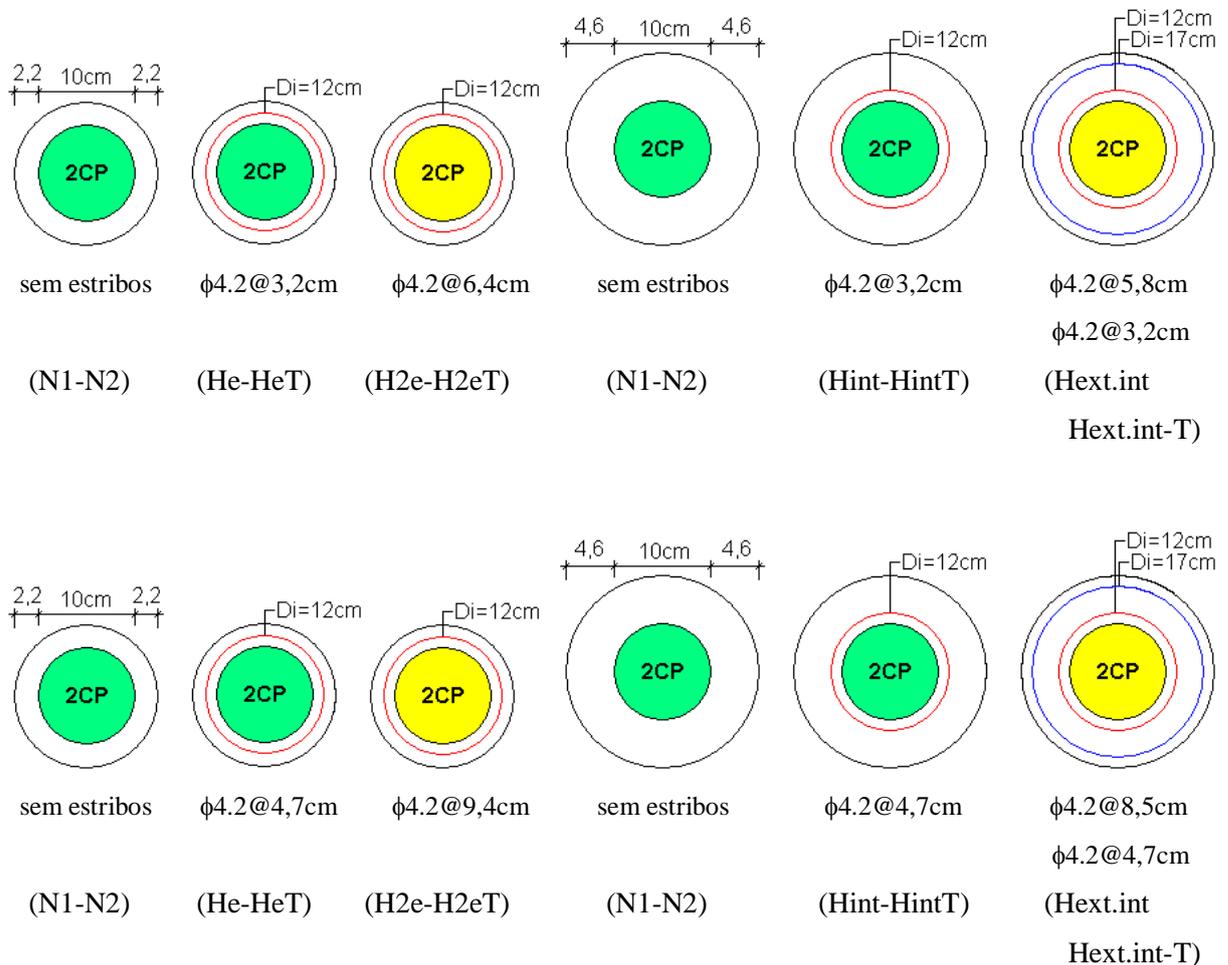


Figura 8.36 - Séries 3 e 4 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

Observa-se que, na Fig. 8.36, a cor amarela dos CPs indica que não participaram das comparações, porque hélices com passo duplo ou hélice dupla (interna e externa) não seriam utilizadas nos pilares, além de terem sido analisadas nas séries isoladas (Séries 1 a 4).

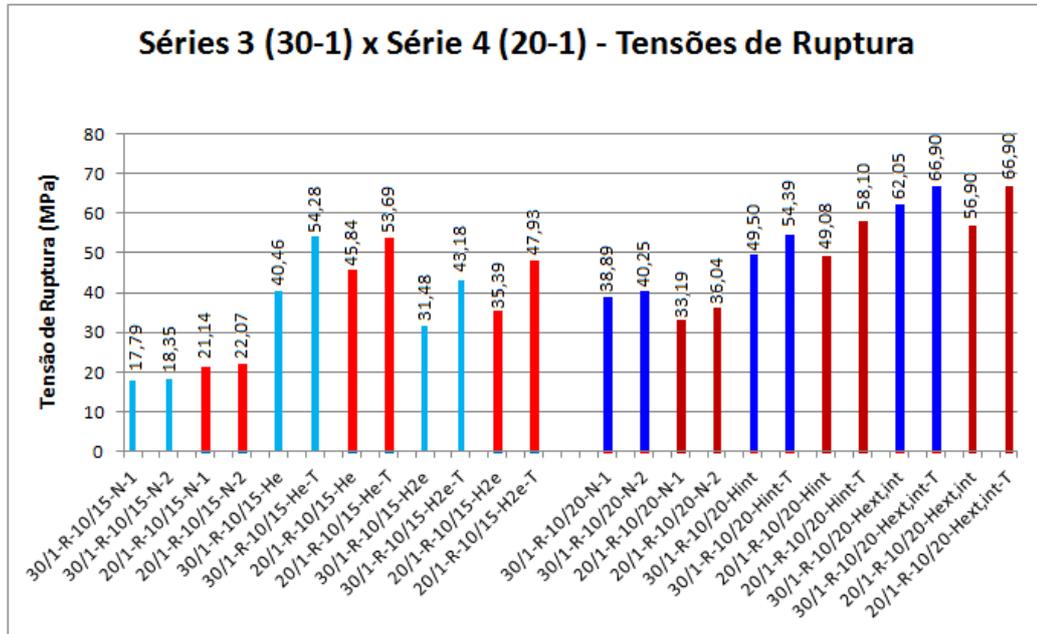


Figura 8.37 - Séries 3 e 4 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.37 permite comentar:

- nas luvas não armadas e de menor espessura, as da Série 4 tiveram tensão média de ruptura 20% maior do que as da Série 3, enquanto que, nas de maior espessura, as da Série 3 tiveram tensão média de ruptura 14% maior do que as da Série 4;
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2-4,7cm), sem tela, e na menor espessura, a da Série 3 teve tensão de ruptura 12% menor do que a da Série 4; e na maior espessura, 1% maior.
- nas luvas com hélices internas (passo=3,2-4,7cm), com tela e menor espessura, a da Série 3 teve tensão de ruptura 1% maior do que a da Série 4, e na espessura maior, 6% menor;
- pode-se resumir, portanto, que os CPs da Série 4, apesar do CV ser de 20MPa, apresentaram tensão de ruptura quase igual ou mais elevada do que os da Série 3, cujo CV era de 30 MPa.

A justificativa inicial para a aparente incoerência de um concreto de menor resistência e menor (32%) armadura de fretagem atingir resistências maiores do que outro de maior resistência e maior fretagem foi descrita no subitem anterior (9.2.13), e se relaciona com o Coeficiente de Poisson.

8.2.15 Resultados da Série 5 (30-1-H) x Série 6 (20-1-H)

Tabela 8.15 - Séries 5 e 6 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 5	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,3	3,6	28.075

Série 5	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	32,3	*	*

Série 6	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,3	3,6	28.075

Série 6	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	22,5	*	*

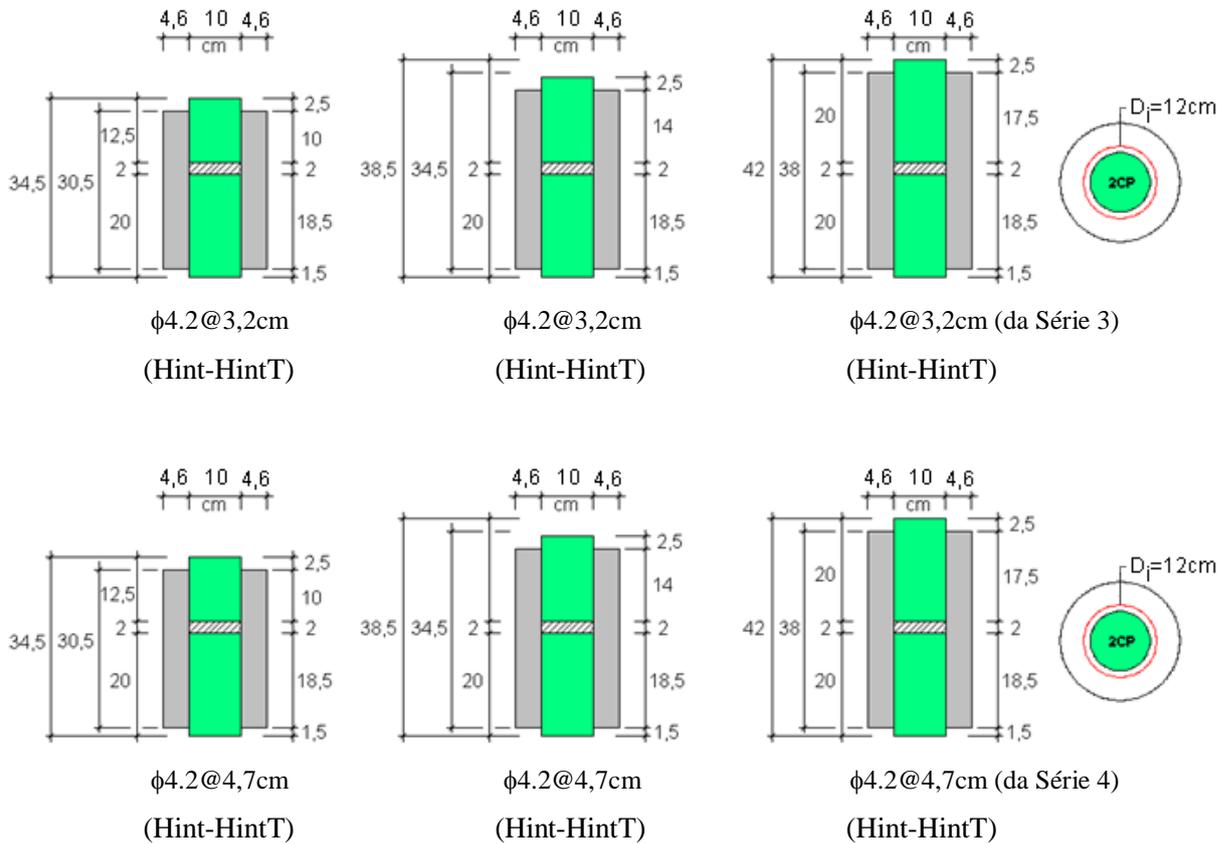


Figura 8.38 - Séries 5 e 6 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

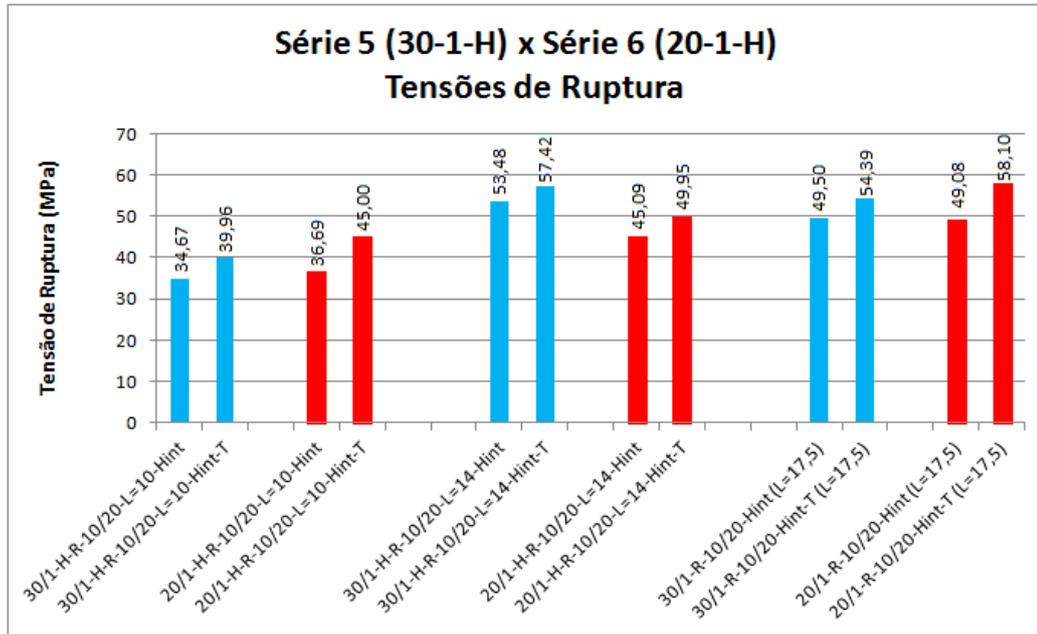


Figura 8.39 - Séries 5 e 6 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.39 permite comentar:

- nas luvas com altura de contato de 10cm e sem tela, a da Série 5 teve tensão de ruptura 6% menor do que a da Série 6; e com tela, 11%, também, menor.
- nas luvas com altura de contato de 14cm e sem tela, a da Série 5 teve tensão de ruptura 19% maior do que a da Série 6; e com tela, 15%, também, maior.
- nas luvas com altura de contato de 17,5cm e sem tela, a da Série 5 teve tensão de ruptura 1% maior do que a da Série 6, e com tela, 6% menor.
- pode-se resumir, portanto, que os CPs da Série 6, com alturas de contato de 10 cm ou 17,5 cm, apesar do CV ser de 20MPa, apresentaram tensão de ruptura igual ou mais elevada do que os da Série 5, cujo CV era de 30 MPa.

A justificativa inicial para a aparente incoerência de um concreto de menor resistência e menor armadura de fretagem atingir resistências maiores do que outro de maior resistência e maior fretagem foi descrita no subitem 9.2.13, e se relaciona com o Coeficiente de Poisson.

8.2.16 Resultados da Série 7 (30-1-Q) x Série 8 (20-1-Q)

Tabela 8.16 - Séries 7 e 8 - Características dos Concretos Velho e Novo - Valores Médios.

Série 7	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	49,6	3,3	24.926

Série 7	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	34,3	3,4	27.882

Série 8	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Grout	51,5	3,8	28.376

Série 8	F _c (MPa)	F _t (MPa)	E (MPa)
Conc.Velho	27,6	2,9	25.455

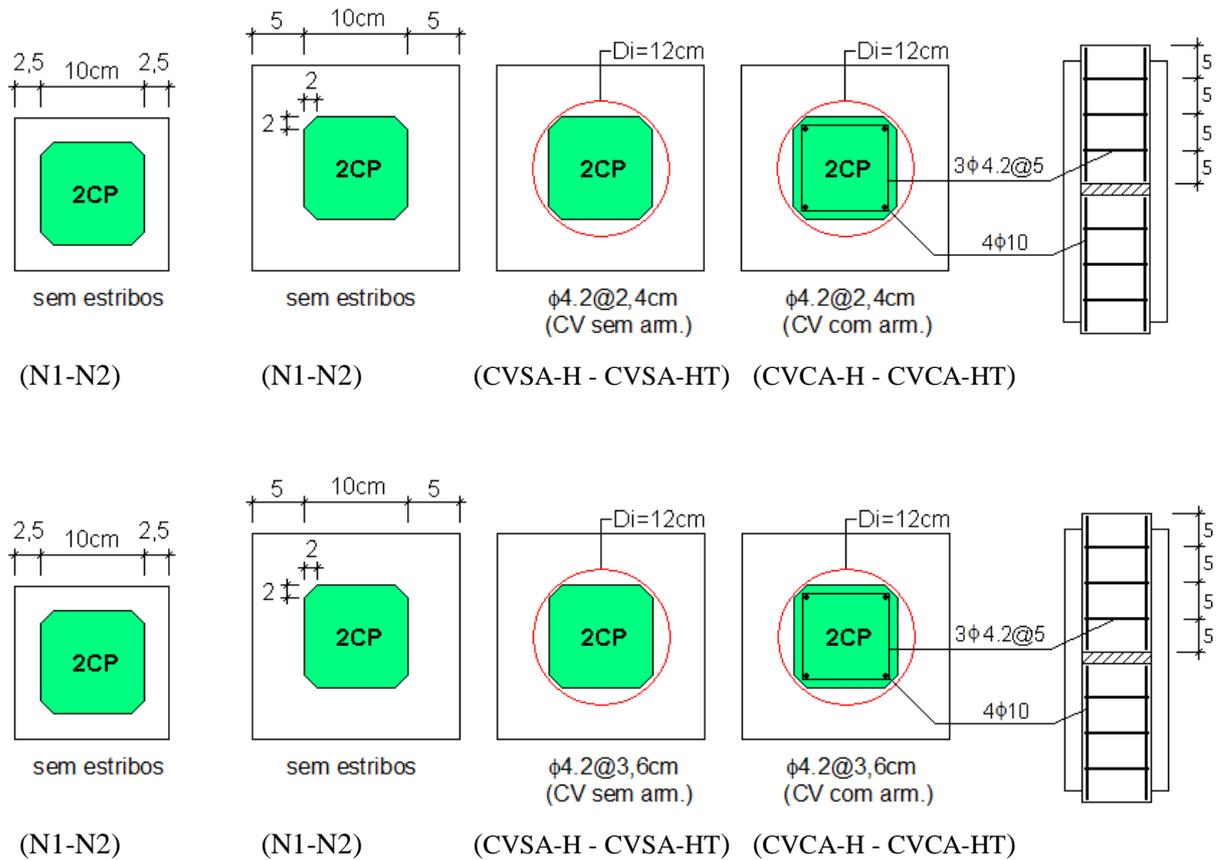


Figura 8.40 - Séries 7 e 8 - Nomenclatura e Características dos CPs dos Ensaios de Luva

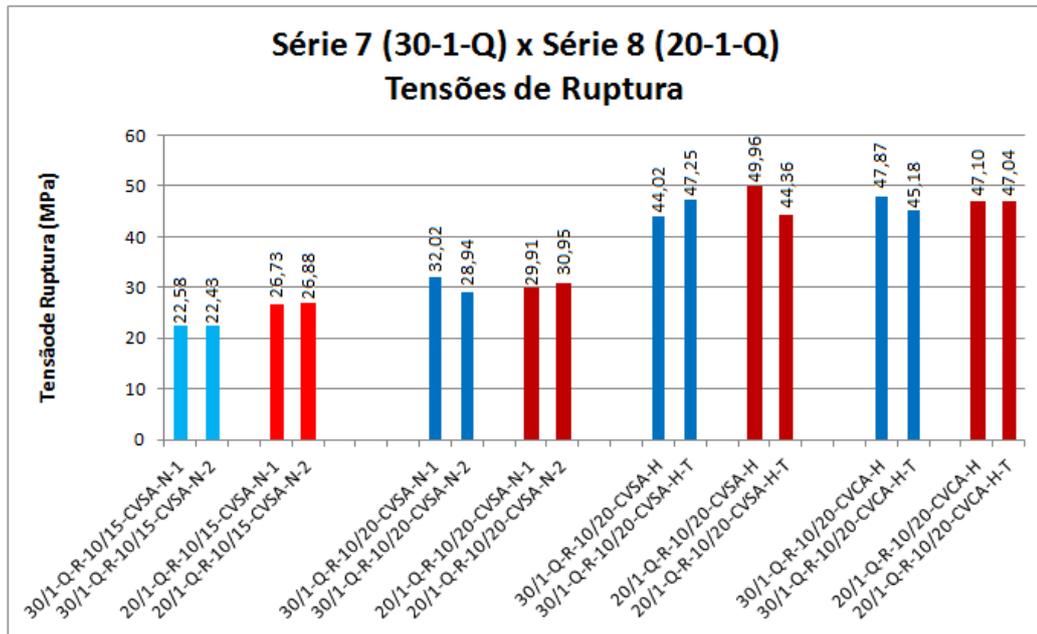


Figura 8.41 - Séries 7 e 8 - Tensões de Ruptura

Análise comparativa entre os valores mostrados na Fig. 8.41 permite comentar:

- nas luvas não armadas e de menor espessura, as da Série 8 tiveram tensão média de ruptura 19% maior do que as da Série 7, enquanto que, nas de maior espessura, tensão média igual;
- na luva com CVSA e sem tela, a da Série 8 teve tensão de ruptura 13% maior do que a da Série 7, enquanto que nas com tela, 6% menor;
- na luva com CVCA e sem tela, a da Série 8 teve tensão de ruptura 2% menor do que a da Série 7, enquanto que nas com tela, 4% maior;
- pode-se resumir, portanto, que os CPs da Série 8, apesar do CV ser de 20MPa, apresentaram tensão de ruptura pouco menor ou pouco maior do que os da Série 5, cujo CV era de 30MPa.

A justificativa inicial para a aparente incoerência de um concreto de menor resistência e menor armadura de fretagem atingir resistências maiores do que outro de maior resistência e maior fretagem foi descrita no subitem 9.2.13, e se relaciona com o Coeficiente de Poisson.

8.2.17 Resumo das Observações Mais Importantes

Dentre as observações feitas nos subitens 8.2.1 a 8.1.16, destacam-se as seguintes:

- 1- nas Séries 1 a 4, nas luvas não armadas, a espessura da luva teve grande influência na tensão de ruptura. Tal fato tem significado positivo, tendo em vista o estudo da ligação (aderência e atrito) entre concretos, por garantir diferenças significativas entre valores das tensões de cisalhamento (τ) e normal (σ) dos dois tipos de CP (maior e menor espessura) utilizados na definição de aderência (c) e atrito (ϕ), pelo critério de Coulomb ($\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$). É importante observar, inclusive, que a tensão de ruptura das luvas de maior espessura foram iguais ou maiores do que a resistência de ensaio do CV (F_c Ensaio);
- 2- nas Séries 1, 3 e 4, as telas sempre aumentaram a tensão de ruptura (8 a 37%), influenciando mais nas luvas de menor espessura. Na Série 2, elas pouco influíram;
- 3- nas Séries 1 a 4, nas luvas com hélices internas e passo menor (CPs de referência), a tensão de ruptura da luva independia de sua espessura, indicando que, em luvas armadas, o que importa é o diâmetro do núcleo fretado;
- 4- nas Séries 1 e 2, a hélice interna foi mais eficiente (24 ou 22%) do que a externa;
- 5- nas Séries 3 e 4, a combinação de hélice interna com externa foi mais eficiente (25 ou 16%) do que apenas a interna;
- 6- na Série 5, alturas de contato entre concreto de 17,5cm e 14cm apresentaram resultados bastante satisfatórios;
- 7- na Série 6, alturas de contato entre concreto de 17,5cm, 14cm e 10cm apresentaram resultados extremamente satisfatórios;
- 8- nos CPs quadrados das Séries 7 e 8, a presença de tela não apresentou vantagem;
- 9- nas Séries 7 e 8, CPs de CV com armadura (CVCA) e sem armadura (CVSA) apresentaram resultados semelhantes. Portanto, a armadura dos CPs de CV não limitou a deformação transversal desse concreto, a ponto de reduzir a pressão interna da luva, responsável pelo atrito, e, também, não aumentou a carga de ruptura em relação aos CPs de CV sem armadura;

- 10- o CP cilíndrico da Série 3 com hélice interna e sem tela apresentou tensão de ruptura 12% maior do que o CP quadrado da Série 7 (CVSA). Quando havia tela, 15% maior. Observa-se que a armadura de fretagem da Série 7 era 33% maior do que a da Série 3;
- 11- o CP cilíndrico da Série 4 com hélice interna e sem tela apresentou tensão de ruptura 2% menor do que a da Série 8 com CVSA, e 4% maior do que a da mesma série com CVCA. Quando havia tela, a Série 4 teve tensão de ruptura 31% maior do que a da Série 8 com CVSA, e 24% maior do que a da mesma série com CVCA. Observa-se que a armadura de fretagem da Série 8 era 31% maior do que a da Série 4;
- 12- os dois comentários anteriores permitem concluir que uma mesma fretagem (hélices de mesmos diâmetros e passos; mesmo aço; e mesmo diâmetro de núcleo) é muito menos eficiente em CPs quadrados, em comparação com CPs cilíndricos. Nos CPs de Referência da Série 7 (com CV de 30 MPa) a deficiência chegou a 49% ($1,12 \times 1,33 = 1,49$), enquanto que, nos da Série 8, ela chegou a 36% ($1,04 \times 1,31 = 1,36$);
- 13- as tensões de ruptura dos CPs das Séries 2, 4 e 6 (fc nominal de 20MPa) foram, praticamente, iguais ou maiores, respectivamente, do que as dos CPs das Séries 1, 3 e 5 (fc nominal de 30MPa);
- 14- as tensões de ruptura dos CPs das Séries 8 (fc nominal de 20MPa), foram ora maiores, ora menores, do que as dos CPs das Séries 7 (fc nominal de 30MPa).
- 15- os dois comentários anteriores descrevem a situação, no mínimo intrigante, de CPs em luva com CV de resistência nominal de 20 MPa e fretagem menor apresentarem tensões de ruptura maiores do que os de resistência nominal igual a 30 MPa e fretagem maior (47% - CPs cilíndricos; e 50% - CPs quadrados). Análise deste fato será feita, quantitativamente, no subitem 10-4.
- 16- Nos ensaios das Séries 1 a 8, não foi observada proporcionalidade, ou outra correlação constante, entre deslocamentos relativos e tensões de ruptura. Análise mais profunda ultrapassa o objetivo da pesquisa.

8.3 Ensaios de Cisalhamento Inclinado - Resultados

Os resultados dos Ensaios de Cisalhamento Inclinado (ou *Slant Shear Test*), das Séries 1 a 4, são apresentados nas Tab. 8.17 a 8.20, a seguir.

Tabela 8.17 - Resultados dos ECI - Série 1 (30-00)

SÉRIE 1	Tensão Ruptura (MPa)	Ruptura na Interface?
30/00-SST-45G-CN-1	37,01	Não
30/00-SST-45G-CN-2	34,89	Não
30/00-SST-52,5G-CN-1	35,59	Não
30/00-SST-52,5G-CN-2	33,21	Não
30/00-SST-60G-CN-1	28,88	Não
30/00-SST-60G-CN-2	33,34	Não
30/00-SST-75G-CN-1	27,27	Não
30/00-SST-75G-CN-2	29,69	Sim

Tabela 8.18 - Resultados dos ECI - Série 2 (20-00)

SÉRIE 2	Tensão Ruptura (MPa)	Ruptura na Interface?
20/00-SST-45G-CN-1	22,11	Não
20/00-SST-45G-CN-2	19,96	Não
20/00-SST-52,5G-CN-1	21,43	Não
20/00-SST-52,5G-CN-2	19,44	Não
20/00-SST-60G-CN-1	20,28	Não
20/00-SST-60G-CN-2	21,30	Não
20/00-SST-75G-CN-1	20,41	Não
20/00-SST-75G-CN-2	35,23	Não

Tabela 8.19 - Resultados dos ECI - Série 3 (30-1)

SÉRIE 3	Tensão Ruptura (MPa)	Ruptura na Interface?
30/1-SST-45G-CN-1	30,90	Não
30/1-SST-45G-CN-2	28,98	Não
30/1-SST-52,5G-CN-1	30,21	Não
30/1-SST-52,5G-CN-2	26,51	Não
30/1-SST-60G-CN-1	27,58	Sim
30/1-SST-60G-CN-2	19,61	Sim

Tabela 8.20 - Resultados dos ECI - Série 4 (20-1)

SÉRIE 4	Tensão Ruptura (MPa)	Ruptura na Interface?
20/1-SST-45G-CN-1	23,01	Não
20/1-SST-45G-CN-2	23,05	Não
20/1-SST-52,5G-CN-1	23,07	Não
20/1-SST-52,5G-CN-2	22,10	Não
20/1-SST-60G-CN-1	21,99	Não
20/1-SST-60G-CN-2	20,97	Não

Uma das duas observações que pode ser feita, com base nos resultados, sem qualquer tratamento, é que em apenas 3, dos 24 ensaios, a ruptura ocorreu, de forma plena, na interface concreto velho - concreto novo.

A segunda observação refere-se ao ângulo de atrito entre os dois concretos, com a indicação de ser maior ou igual a 75° nas Séries 1 e 2, e maior ou igual a 60° na Série 3 e 4.

9 DETERMINAÇÃO DO ATRITO E DA ADERÊNCIA - ENSAIO DE CISALHAMENTO INCLINADO E ENSAIO DE LUVA

9.1 Introdução

Neste capítulo, são calculados o Coeficiente de Atrito e a Aderência entre o concreto velho e o concreto novo das Séries 1 a 4, do programa experimental, com base nos Ensaio de Cisalhamento Inclinado (ECI) e nos Ensaio de Luva (EL). Os roteiros de cálculo foram apresentados no subitem 3.4, para o Ensaio de Cisalhamento Inclinado, e no subitem 3.5, para o Ensaio de Luva.

Como já citado, as séries 1 e 2 foram incluídas no programa experimental, principalmente, para a comparação entre os resultados dos dois tipos de ensaios acima citado, por se imaginar que concretos produzidos com brita 00 (pedrisco) propiciariam uma rugosidade mais uniforme e mais facilmente reproduzível da superfície de contato (interface) entre os dois concretos, visto ser esta uma característica primordial para comparações mais rigorosas e confiáveis. Tal uniformidade de rugosidade, entre concretos de mesma brita, foi constatada, visualmente, ao longo dos ensaios.

Relembra-se que, nos ECI das Séries 1 e 2, foram adotados ângulos de inclinação da interface dos dois concretos (plano de cisalhamento) de 45°; 52,5°; 60° e 75°, e, nas Séries 3 e 4, de 45°, 52,5° e 60°.

Vale registrar que nos Ensaio Preliminares, executados para orientar o Projeto de Tese, ocorreram rupturas na junta dos concretos para os ângulos de 52,5°, 60° e 75°. Por este motivo eles foram mantidos, nos ensaios da tese. O ângulo de 45° foi mantido para que fosse confirmado não ser ele, nunca, um ângulo crítico.

Observa-se que os Ensaio Preliminares foram executados com o concreto novo (graute) com idade de 4 dias, quando apresentou resistência à compressão (f_c) média igual a 47,5 MPa, enquanto que, nos ensaios da tese, a idade foi de sete dias, quando o graute apresentou “ f_c ” médio igual a 51,5 MPa.

Finalmente, com relação aos ECI, é importante registrar os dados mostrados na Tab.9.1. Nela encontram-se os valores dos ângulos críticos (α_{crit}) da interface entre os concretos, calculados por Climaco e Regan (2001), em função da rugosidade da mesma, com base nos valores da aderência (c) e do atrito (μ) apresentados por Regan (1986), apud Clímaco e Regan (2001).

Tabela 9.1 - Ângulo Crítico da Interface de Prismas Mistos - Regan (1986).

Condição da Interface	Aderência - c	Atrito - μ	α_{crit}
Rugosa*	$0,25 f_{cc}^{2/3}$	1,4	72,2°
Média	$0,25 f_{cc}^{2/3}$	0,9	66,3°
Lisa	0,5 N/mm ²	0,7	62,5°

* Agregado exposto na interface f_{cc} = resist. cilíndrica do CV

Com relação aos Ensaio de Luva, destaca-se que, para o cálculo do coeficiente de atrito (μ) e da aderência (c), foram utilizados os resultados dos corpos de prova com luvas sem armaduras, com as duas diferentes espessuras, assim como os resultados dos Ensaio de Compressão Diametral do concreto novo (graute).

9.2 Pelos Ensaio de Cisalhamento Inclinado

Pelas Tab.8.17 a 8.20 do subitem 8.3, verifica-se que a ruptura só ocorreu na interface dos dois concretos em um CP misto da Série1 (30/00-SST-75G-CN-2 - $\alpha=75^\circ$) e em dois, de mesma inclinação, da Série 3 (30/1-SST-60G-CN-1 e CN-2 - $\alpha=60^\circ$).

Tal fato pode ser explicado pela elevada rugosidade apresentada pelo concreto velho das quatro séries.

É muito importante observar que, para o Critério de Falha de Coulomb poder ser utilizado nas definições do coeficiente de atrito (μ) e da aderência (c), a ruptura dos corpos de prova mistos do ECI deve ocorrer na interface dos dois concretos. O critério exige, ainda, ser preciso que a ruptura na interface ocorra em CPs mistos com, no mínimo, duas diferentes inclinações desta.

Pelo exposto, pode-se concluir não ser possível calcular, pelo Critério de Falha de Coulomb, o coeficiente de atrito e a aderência com os resultados do Ensaio de Cisalhamento Inclinado executados na pesquisa.

No sentido de mostrar que a dificuldade de resolução do ECI, pelo Critério de Falha de Coulomb, no caso de elevada rugosidade da interface dos concretos, já era questão do conhecimento de Ayre (1988), cita-se que o autor, para ilustrar a necessidade de, no Slant Shear Test (ou ECI), serem utilizados CPs mistos com diversas inclinações da interface dos dois concretos, visando o emprego do Critério de Falha de Coulomb, adotou, na sua pesquisa, CPs cortados com serra diamantada para a definição de uma superfície lisa na junta entre concretos. Em alguns casos, o autor aplicou cera nesta superfície para fragilizá-la ainda mais, forçando que a ruptura nela ocorresse. Por utilizar CPs mistos com interfaces inclinadas de 40° , 45° e 60° (em relação à horizontal), Eyre precisava garantir que o ângulo de atrito (ϕ) fosse, no máximo, pouco maior do que 40° . O autor conseguiu seu intento, pois os ângulos de

atrito encontrados, entre concreto e cinco diferentes materiais de reparo do trabalho, variaram entre 24,5° e 36°.

Convém registrar que a grande maioria das pesquisas que adotam o *Slant Shear Test* utiliza os seus resultados para a simples análise comparativa de desempenho entre materiais diversos utilizados em reparos de elementos estruturais, e não, como a de Eyre, visando o cálculo de atrito e aderência.

É importante relembrar que o *Slant Shear Test* (ECI) foi desenvolvido para a avaliação da aderência de resinas epóxi ao concreto, sendo a junta inclinada de 60° e definida, inclusive, com corte de serra, portanto, uma junta lisa.

Considerando-se os resultados desta pesquisa e o ângulo crítico (72,2°) calculado Clímaco e Regan (2001) para interface rugosa, conclui-se que, para o ECI fornecer dados que permitam o cálculo do coeficiente de atrito (μ) e da aderência (c), para superfícies de elevada rugosidade (exigida na recuperação localizada de pilares), é necessário que se utilizem ângulos de inclinação da interface dos dois concretos maiores do que 70°. Como são precisas, no mínimo, duas inclinações diferentes, parece razoável 75° e 80°.

Como já citado, a ruptura na interface dos dois concretos só ocorreu em um CP misto da Série 1, com inclinação de 75°, e em dois da Série 3, com inclinação de 60°. Apesar do Critério de Falha de Coulomb não poder ser aplicado, como já explicado, esses resultados, entretanto, indicam, para as Séries 1 e 2, ângulo de atrito igual ou maior do que 75°, e, para as Séries 3 e 4, ângulo de atrito igual ou maior do que de 60°, nada se podendo dizer da aderência.

9.3 Pelos Ensaios de Luva (EL)

No item 3.5.2, verificou-se que o Critério de Falha de Coulomb aplicado ao Ensaio de Luva, conduziu à seguinte expressão:

$$\tau_{par} = \sigma_{par} \cdot \mu + c \quad (3.43)\text{Transc.}$$

Onde: σ_{par} = tensão normal de compressão média na interface dos concretos;
 τ_{par} = tensão de cisalhamento na interface dos concretos;
 μ = coeficiente de atrito;
 c = aderência;

Sendo:
$$\sigma_{par} = \frac{p}{2} = 0,45 \cdot \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \cdot f_{ct,sp} \quad (3.41)\text{Transc}$$

$$\tau_{par} = \frac{P_{rup} (= F_{cisoralh})}{2\pi \cdot a \cdot L} \quad (3.42)\text{Transc}$$

Vale lembrar: $\sigma_{ta} = \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \cdot p$; $f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$; $\sigma_{ta} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$; $\sigma_{par} = \frac{p}{2}$

Nas Tab. 9.2 a 9.5, são apresentados, para as Séries 1 a 4 e para as duas espessuras de luvas (2,2 e 4,6cm), os cálculos da tensão de cisalhamento (τ_{par}) e da tensão de compressão (σ_{par}), ambas na interface dos dois concretos.

Tabela 9.2 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 1 - EL.

SÉRIE 1	$\sigma_{rup} 1$ (MPa)	$\sigma_{rup} 2$ (MPa)	Área CP (cm ²)	F _{cisoralh.} daN	Área Contato (cm ²)	τ_{par} . (MPa)
CP 10/14,4	22,11	22,13	78,54	17373	549,78	3,16
CP 10/19,2	33,53	34,50	78,54	26715	549,78	4,86

SÉRIE 1	Raio Int. (a) (cm)	Raio Ext. (b) (cm)	$\sigma_{t,a} / p$	$f_{ct,sp}$ (MPa)	0,9 $f_{ct,sp}$ (MPa)	p (MPa)	σ_{par} . (MPa)
CP 10/14,4	5	7,2	2,86	3,5	3,15	1,10	0,55
CP 10/19,2	5	9,6	1,74	3,5	3,15	1,81	0,90

Tabela 9.3 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 2 - EL.

SÉRIE 2	$\sigma_{rup\ 1}$ (MPa)	$\sigma_{rup\ 2}$ (MPa)	Área CP (cm ²)	F _{cisalh.} daN	Área Contato (cm ²)	$\tau_{par.}$ (MPa)
CP 10/14,4	24,33	20,98	78,54	17793	549,78	3,24
CP 10/19,2	31,43	31,65	78,54	24772	549,78	4,51

SÉRIE 2	Raio Int. (a) (cm)	Raio Ext. (b) (cm)	$\sigma_{t,a} / \rho$	f _{ct,sp} (MPa)	0,9 f _{ct,sp} (MPa)	ρ (MPa)	$\sigma_{par.}$ (MPa)
CP 10/14,4	5	7,2	2,86	3,6	3,24	1,13	0,57
CP 10/19,2	5	9,6	1,74	3,6	3,24	1,86	0,93

Tabela 9.4 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 3 - EL.

SÉRIE 3	$\sigma_{rup\ 1}$ (MPa)	$\sigma_{rup\ 2}$ (MPa)	Área CP (cm ²)	F _{cisalh.} daN	Área Contato (cm ²)	$\tau_{par.}$ (MPa)
CP 10/14,4	17,79	18,35	78,54	14192	549,78	2,58
CP 10/19,2	38,89	40,25	78,54	31078	549,78	5,65

SÉRIE 3	Raio Int. (a) (cm)	Raio Ext. (b) (cm)	$\sigma_{t,a} / \rho$	f _{ct,sp} (MPa)	0,9 f _{ct,sp} (MPa)	ρ (MPa)	$\sigma_{par.}$ (MPa)
CP 10/14,4	5	7,2	2,86	3,8	3,42	1,19	0,60
CP 10/19,2	5	9,6	1,74	3,8	3,42	1,96	0,98

Tabela 9.5 - Cálculo de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” - Série 4 - EL.

SÉRIE 4	$\sigma_{rup\ 1}$ (MPa)	$\sigma_{rup\ 2}$ (MPa)	Área CP (cm ²)	F _{cisalh.} daN	Área Contato (cm ²)	$\tau_{par.}$ (MPa)
CP 10/14,4	21,14	22,07	78,54	16969	549,78	3,09
CP 10/19,2	33,19	36,04	78,54	27187	549,78	4,95

SÉRIE 4	Raio Int. (a) (cm)	Raio Ext. (b) (cm)	$\sigma_{t,a} / \rho$	f _{ct,sp} (MPa)	0,9 f _{ct,sp} (MPa)	ρ (MPa)	$\sigma_{par.}$ (MPa)
CP 10/14,4	5	7,2	2,86	3,7	3,33	1,16	0,58
CP 10/19,2	5	9,6	1,74	3,7	3,33	1,91	0,95

Em cada série, para cada uma das duas espessuras de luva, a aplicação dos valores de “ τ_{par} ” e “ σ_{par} ” na Eq. 3.43, fornecem pares de equações que, resolvidas, definem os valores do Coeficiente de Atrito (μ) e da Aderência (c), a saber:

- Série 1: (1) $3,16 = 0,55 \cdot \mu + c$
 (2) $4,86 = 0,90 \cdot \mu + c$ donde: $\mu = 4,86$ e $c = 0,49$ MPa.
- Série 2: (1) $3,24 = 0,57 \cdot \mu + c$
 (2) $4,51 = 0,93 \cdot \mu + c$ donde: $\mu = 3,53$ e $c = 1,23$ MPa.
- Série 3: (1) $2,58 = 0,60 \cdot \mu + c$
 (2) $5,65 = 0,98 \cdot \mu + c$ donde: $\mu = 8,08$ e $c = -2,27$ MPa.
- Série 4: (1) $3,09 = 0,58 \cdot \mu + c$
 (2) $4,95 = 0,95 \cdot \mu + c$ donde: $\mu = 5,03$ e $c = 0,17$ MPa.

A Tab. 9.6 resume, para cada série, os valores encontrados para “ μ ” e “ c ”, assim como o valor do ângulo de atrito.

Tabela 9.6 - Valores do Coef. Atrito (μ), Aderência (c) e Ângulo Atrito (ϕ) pelo EL.

SÉRIE	μ	c (MPa)	ϕ
1 (30-00)	4,86	0,49	78°
2 (20-00)	3,53	1,23	74°
3 (30-1)	8,08	-2,27	83°
4 (20-1)	5,03	0,17	79°

Pode-se observar, na Tab. 9.6, que, para uma mesma brita, o ângulo de atrito (ϕ), nos concretos de 30 MPa era 4° acima do referente aos concretos de 20 MPa.

Em cada série, a equação de Coulomb pode ser, então, escrita como:

$$\text{- Série 1: } \tau = 4,86 \sigma + 0,49 \text{ MPa} \quad (9.1)$$

$$\text{- Série 2: } \tau = 3,53 \sigma + 1,23 \text{ MPa} \quad (9.2)$$

$$\text{- Série 3: } \tau = 8,08 \sigma - 2,27 \text{ MPa} \quad (9.3)$$

$$\text{- Série 4: } \tau = 5,03 \sigma + 0,17 \text{ MPa} \quad (9.4)$$

Vale comentar que o coeficiente de atrito (μ) e a aderência (c) podem ser obtidos por regressão linear no gráfico “ σ ” versus “ τ ”, conforme mostrado nas Fig. 9.1 a 9.4.

Observa-se que, na expressão da regressão linear de cada gráfico, “ y ” está no lugar de “ τ ”, e “ x ” no lugar de “ σ ”.

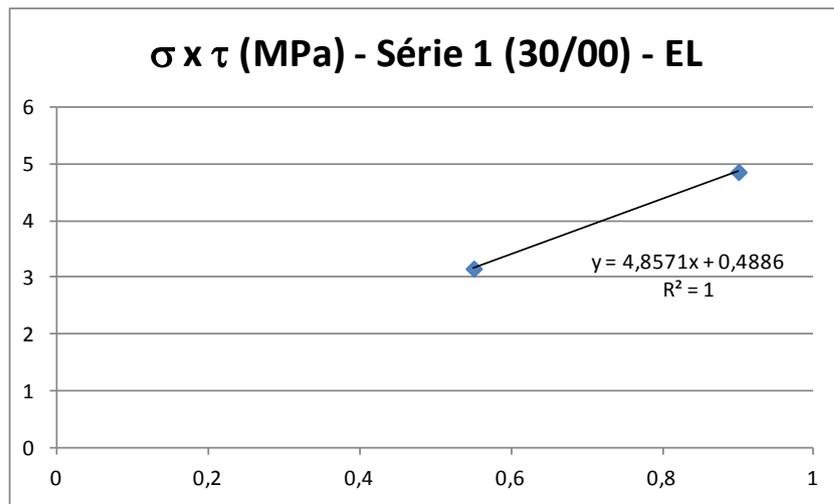


Figura 9.1 - Gráfico “ σ ” versus “ τ ” - Série 1 -EL.

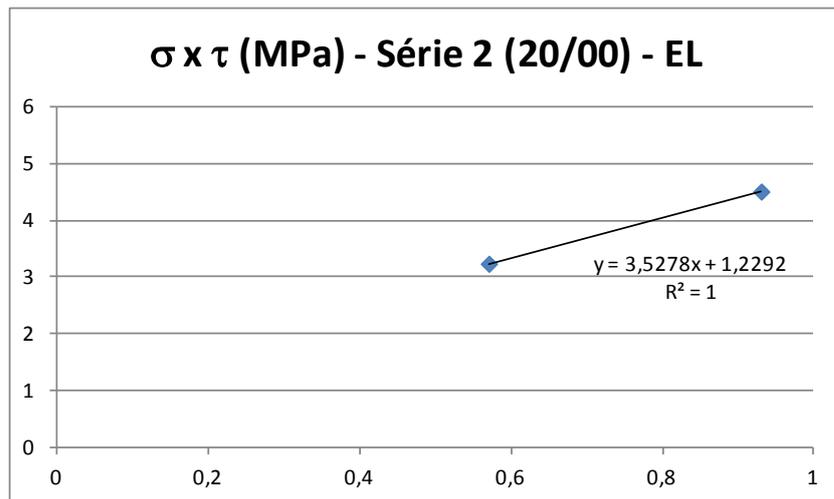


Figura 9.2 - Gráfico “ σ ” versus “ τ ” - Série 2 -EL.

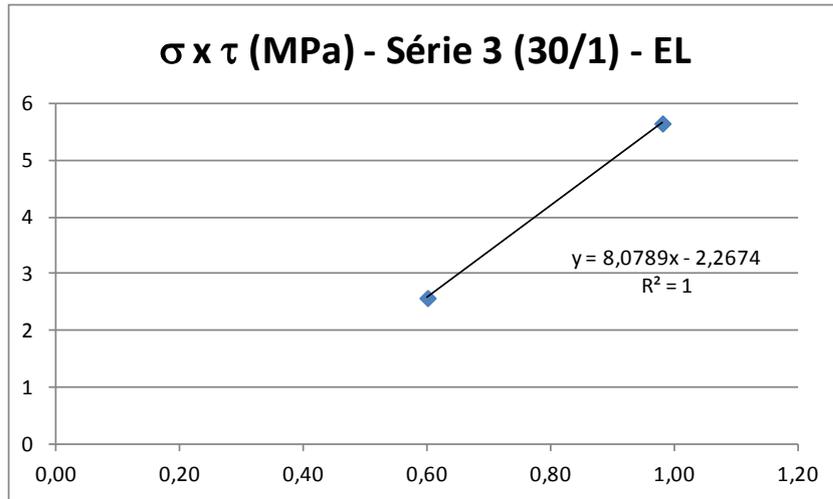


Figura 9.3 - Gráfico “σ” versus “τ” - Série 3 -EL.

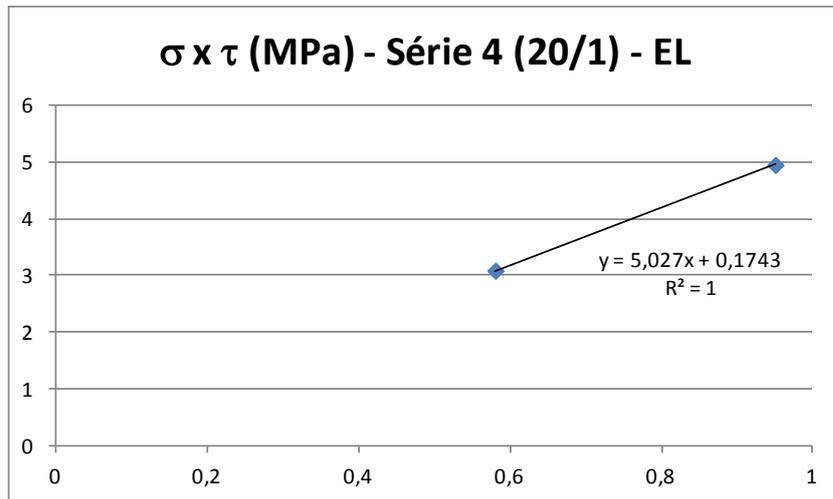


Figura 9.4 - Gráfico “σ” versus “τ” - Série 4 -EL.

Observa-se, pela Eq. 9.3, que, na Série 3, o valor da aderência apresentou sinal negativo, o que não tem sentido físico, a não ser sinalizar para o fato de o atrito ser mais do que suficiente para resistir ao cisalhamento.

Observa-se, também, que a Série 3, em relação às demais, apresentou os menores valores para a tensão de ruptura das luvas de menor espessura (2,2cm) e os maiores valores para a tensão de ruptura das luvas de maior espessura (4,6cm). Este fato fez com que a reta da regressão (Fig. 9.3) ficasse bastante inclinada, implicando num grande valor do ângulo de atrito, e numa drástica redução da aderência, que a levou a valor negativo.

Portanto, para a obtenção resultados razoáveis, parece que o ideal seria repetir os ensaios adotando-se altura do contato entre concretos menor do que os 17,5cm adotado nos ensaios executados (p.ex. 10 ou 14cm). Isto faria, possivelmente, com que os valores da tensão de cisalhamento (τ_{par}) aumentassem, enquanto que os da tensão normal (σ_{par}) pouco se alterassem, conforme sinalizado pelos resultados dos EL da Série 5.

De qualquer forma, serão necessários muitos outros ensaios, além dos deste trabalho, para validar, ou não, qualquer de suas conclusões, tendo em vista ser esta pesquisa a primeira a utilizar o que foi denominado Ensaio de Luva.

Verifica-se, a seguir, quais seriam os dois valores de “ μ ” encontrados a partir das duas equações definidas para a Série 3, caso fosse considerado o valor zero para a aderência.

As duas equações são: (1) $2,58 = 0,60 \cdot \mu + c$

(2) $5,65 = 0,98 \cdot \mu + c$

Fazendo-se “ c ” igual a zero, tem-se: (1) $2,58 = 0,60 \cdot \mu \Rightarrow \mu = 4,30;$

(2) $5,65 = 0,98 \cdot \mu \Rightarrow \mu = 5,77.$

A média destes dois valores de “ μ ” conduz um valor de coeficiente de atrito igual a 5,04, que implica num ângulo de atrito (ϕ) igual a 79° , que é igual ao valor encontrado para a Série 4, que, como a Série 3, tinha o concreto velho com brita 1. Este valor (79°) é, também, praticamente, igual ao ângulo de atrito da Série 1 (78°), que tinha concreto de 30 MPa.

Se considerados os novos valores de “ μ ” e “ ϕ ” da Série 3, a Tab.9.6 passaria a ter os valores mostrados na Tab. 9.7, que parecem ser mais adequados e favoráveis à segurança.

Tabela 9.7 - Valores do Coef. Atrito (μ), Aderência (c) e Ângulo Atrito (ϕ) pelo EL.

SÉRIE	μ	c (MPa)	ϕ
1 (30-00)	4,86	0,49	78°
2 (20-00)	3,53	1,23	74°
3 (30-1)	5,04	0	79°
4 (20-1)	5,03	0,17	79°

Com os valores do Coeficiente de Atrito (μ) e da Aderência (c) definidas na Tab. 9.7, as **Equações de Coulomb** podem ser, finalmente, definidas como:

$$\text{- Série 1 (30-00):} \quad \tau = 4,86\sigma + 0,49 \text{ MPa} \quad (9.5)$$

$$\text{- Série 2 (20-00):} \quad \tau = 3,53\sigma + 1,23 \text{ MPa} \quad (9.6)$$

$$\text{- Série 3 (30-1):} \quad \tau = 5,04\sigma + 0,00 \text{ MPa} \quad (9.7)$$

$$\text{- Série 4 (20-1):} \quad \tau = 5,03\sigma + 0,17 \text{ MPa} \quad (9.8)$$

É interessante registrar que o deslocamento relativo entre o topo do concreto velho e o topo da luva de concreto novo variou, para as Séries 1, 2 e 4, entre 0,30 e 0,78mm, para as luvas de menor espessura (2,2cm), e entre 0,47 e 0,80 mm para as de maior espessura (4,6mm). Os deslocamentos da Série 3, infelizmente, não foram medidos em função de defeito apresentado pelos transdutores de deslocamento,

Observa-se que os valores do ângulo de atrito estimados pelos Ensaio de Luva (74° a 79°) são pouco maiores (3 a 10%) do que o ângulo crítico (72,2°) definido por Clímaco e Regan (2001), para interface rugosa, caracterizada pela exposição do agregado graúdo. Tal fato pode ser justificado pela elevada rugosidade dos CPs de CV promovida pelo “apicoamento químico” utilizado na pesquisa, que mais do que expor os agregados graúdos, expôs certa espessura de seu contorno, sem criar microfissuras entre concreto e agregado, comuns no apicoamento mecânico.

O fato de os ângulos de atrito, definidos pelos Ensaio de Luva, terem ficado pouco acima do ângulo crítico definido por Clímaco e Regan (2001), para interface rugosa, é indício seguro de que a avaliação deste parâmetro pelo Ensaio de Luva é confiável.

9.4 Análise Comparativa entre ECI e EL

A análise comparativa idealizada, desde o projeto da pesquisa, não pôde ser completamente desenvolvida pelo fato dos resultados dos ECI não terem sido suficientes para a determinação do atrito e da aderência pelo Critério de Falha de Coulomb. O fato foi descrito e explicado no subitem 9.2.

Pelo ECI, pôde-se obter, não pelo Critério de Falha de Coulomb, apenas a indicação do ângulo de atrito.

A Tab. 9.8 mostra os valores do ângulo de atrito (ϕ) e da aderência (c), para as Séries 1 a 4, definidos pelo Ensaio de Luva, e os do ângulo de atrito indicados pelo Ensaio de Cisalhamento Inclinado.

Tabela 9.8 - Valores de “ ϕ ” e “c” pelo ECI e EL - Séries 1 a 4

	ECI		EL	
	ϕ	c (MPa)	ϕ	c (MPa)
SÉRIE 1 (30-00)	~ 75°	*	78°	0,49
SÉRIE 2 (20-00)	> 75°	*	74°	1,23
SÉRIE 3 (30-1)	~ 60°	*	79°	0,00
SÉRIE 4 (20-1)	> 60°	*	79°	0,17

(*) não definido

Conforme descrito no subitem 9.2, para superfícies de contato entre concretos de elevada rugosidade, como as exigidas nas recuperações localizadas de pilares, nos Ensaios de Cisalhamento Inclinado, é preciso que sejam utilizados CPs mistos com interface inclinada com, no mínimo, dois ângulos maiores do que 70° , em relação à horizontal, como, p.ex., 75° e 80° .

Num caso real de recuperação de pilar, na qual se pretenda determinar a aderência e o atrito, tendo como representantes do concreto velho provetes ($\phi 10 \times 20\text{cm}$) extraídos da estrutura, seria necessária a colagem de dois provetes ($h=40\text{cm}$) para que se conseguisse corte diagonal com ângulo de inclinação de 75° , e colagem de três provetes ($h=60\text{cm}$) para ângulo de 80° , conforme ilustra a Fig. 9.5.

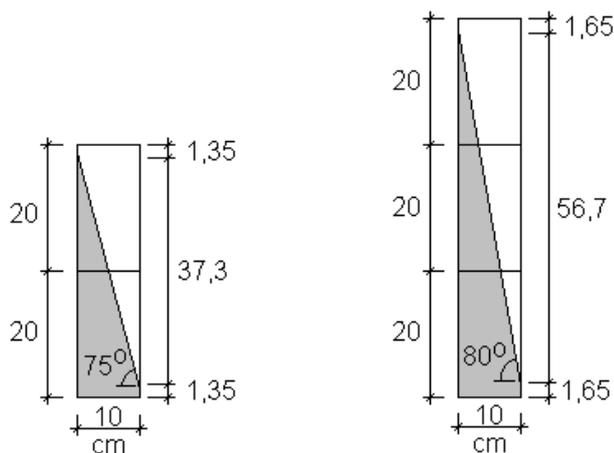


Figura 9.5 - CPs com Inclinação de 75° e 80°

Além das dificuldades relativas à colagem e ao corte tão inclinado dos CPs, a retirada de provetes da estrutura seria em número excessivo, tornando o processo bastante invasivo.

Sob este aspecto, o Ensaio de Luva seria mais indicado. Isto porque, enquanto no ECI, para ensaiar dois CPs, com inclinação de 75° e de 80° , seriam necessários 5 provetes, no EL, também para ensaiar dois CPs (duas espessuras de luva), poderiam ser extraídos apenas dois provetes.

Ter sido citado dois provetes para formar dois CPs do EL e não quatro, como era de se esperar, exige uma explicação.

Conforme citado no subitem 5.3.3, a altura de contato do CP superior de concreto velho com a luva era sempre menor do que a do CP inferior (ver Fig. 5.16), no intuito de forçar que a ruptura da luva se iniciasse em seu topo, fato que ocorreu em todos os Ensaio de Luva. Desta forma, o CP inferior de concreto velho pode ser substituído por outro com concreto de resistência à compressão e rugosidade iguais ou, de preferência, maiores do que as do concreto velho do CP superior.

É importante registrar que, nos Ensaio Preliminares da pesquisa este procedimento foi testado com resultado satisfatório. Naqueles ensaios foram testadas duas outras variações para o Ensaio de Luva. Uma que usava, como CP inferior, um cilindro de isopor, que apresentou, também, resultado satisfatório. A segunda variação, com a denominação de Ensaio de Luva Simples, utilizava apenas um CP de concreto velho. Este último ensaio, entretanto, apresentou resultados com valores mais elevados de ruptura, em função, entendeu-se, da elevada restrição da base da luva de concreto novo que ficava em contato com o prato da prensa.

A Fig. 9.6 ilustra o CP do Ensaio de Luva padrão e os CPs das três variações citadas.

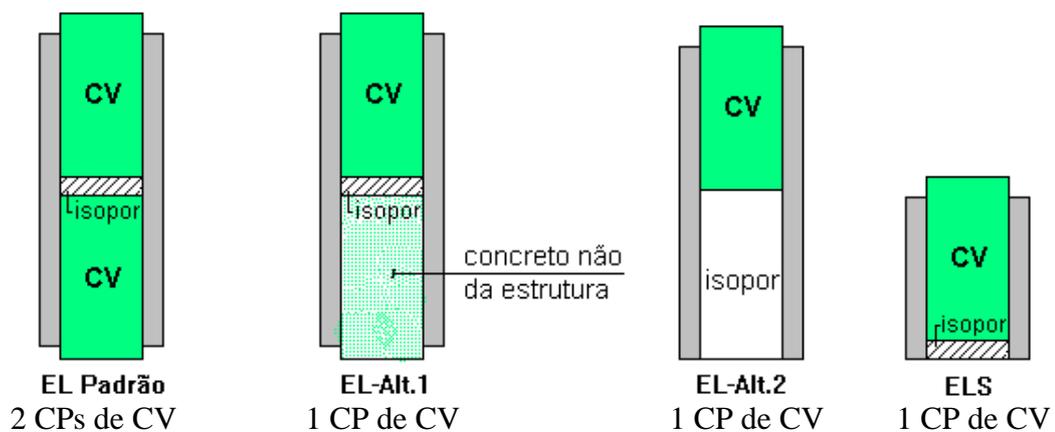


Figura 9.6 - Variações do CP Inferior do Ensaio de Luva

A Alternativa 1 do EL pode ser utilizada com tranquilidade, bastando verificar, após o ensaio, se a ruptura não se iniciou na parte inferior do CP em luva, caso em que o ensaio deverá ser desconsiderado. A Alternativa 2 exige mais estudos para ser utilizada com segurança, principalmente em relação definição da altura mínima do cilindro de isopor que garanta a não influência do atrito entre a base inferior e a prensa.

A Fig. 9.7 ilustra a montagem do CP da Alternativa 2 do Ensaio de Luva, ou seja com o CP inferior de isopor.



Figura 9.7 - Ensaio de Luva - CP Inferior Confeccionado com Isopor

A Fig.9.8 ilustra o CP do Ensaio de Luva Simples (ELS).

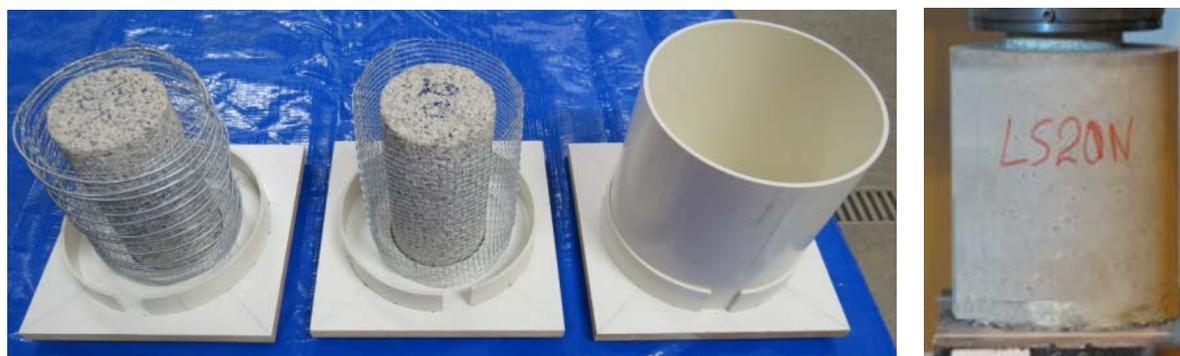


Figura 9.8 - Ensaio de Luva Simples - CP Único de CV

Ponto importante a se destacar em relação ao Ensaio de Luva padrão refere-se ao fato dele poder ser utilizado para comparação, em um único ensaio, de dois tipos de ligação diferentes, agindo, cada um, em um dos dois CPs do concreto velho.

Finalizando, é importante reafirmar que o fato de os ângulos de atrito definidos pelos Ensaio de Luva (74° a 79°), onde a interface dos concretos era rugosa, estarem pouco acima (3% a 10%) do ângulo crítico ($72,2^\circ$) definido por Clímaco e Regan (2001), para este tipo de interface, é indício seguro de ser confiável a avaliação deste parâmetro pelo Ensaio de Luva.

10 ENSAIOS DE LUVA - ANÁLISES TEÓRICAS FINAIS

10.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentadas análises quantitativas referentes às Séries 1 a 4 e Séries 7 e 8 dos Ensaio de Luva, baseadas nos resultados teóricos e experimentais. É apresentada, também, análises quantitativas específicas referentes às Séries 5 a 6, que visaram avaliar, tão somente, a influência da área de contato entre o concreto velho e o concreto novo na tensão de ruptura dos CPs em luva.

Inicialmente, é apresentada a comparação entre as Tensões Teóricas de Ruptura e as Tensões Experimentais de Ruptura dos Ensaio de CPs das Séries 1 a 4 e Séries 7 e 8. Tal comparação é da maior importância, visto fornecer referência para a definição de coeficiente de segurança a ser incluído nos resultados de análises teóricas, no intuito de garantir que os resultados experimentais atinjam valores pré-estabelecidos. Observa-se que os resultados experimentais correspondem aos resultados que determinada estrutura recuperada deveria apresentar caso fosse submetida à prova de carga.

Nas mesmas tabelas em que são apresentados os resultados acima citados, estão registradas, também, as relações entre as tensões teóricas, ou experimentais, de ruptura dos CPs em luva e a tensão de ruptura do concreto velho (nominal ou de ensaio). Os valores dessas relações são importantes por representarem, dentro de certos limites, os coeficientes de segurança da recuperação em relação à capacidade original o elemento estrutural recuperado.

A seguir, são apresentadas, para as Séries 1 a 4 e Séries 7 e 8, as expressões experimentais de cintamento definidas a partir da tensão de ruptura de cada CPs em luva, e as expressões teóricas de cintamento (constante para cada série) utilizadas no cálculo das tensões teóricas de ruptura dos CPs de cada série.

Na sequência, o Coeficiente de Poisson é avaliado por meio da comparação entre as expressões experimentais de cintamento e a expressão teórica de cintamento definida pela Resistência dos Materiais, coincidente com a de Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977).

A seguir, são apresentadas as análises referentes às Séries 5 e 6 que visaram avaliar a influência da área de contato entre o concreto velho e o concreto novo na tensão de ruptura dos CPs em luva.

Finalizando o capítulo, à semelhança do executado para as Séries 5 e 6, são apresentadas, para as Séries 1 a 4 e Séries 7 e 8, as análises comparativas entre a tensão de cisalhamento atuante na interface dos dois concretos e a tensão de cisalhamento resistente definida com base na expressão de Coulomb (ver subitem 9.3).

Com relação ao subitem 10.2 a seguir, onde são comparados resultados teóricos com resultados experimentais relativos às Séries 1 a 4 e Séries 7 e 8 é preciso, antes de qualquer apresentação de dados, tecer considerações com relação ao cálculo das Tensões Teóricas de Ruptura.

No subitem 6.3, foi apresentado o cálculo teórico das Tensões Teóricas de Ruptura ($f_{ci}=f_c+4p$), com base nas resistências nominais dos concretos (F_c Nominal = 20MPa ou 30MPa). Neste trabalho, isto foi feito para previsão de resultados dos Ensaios de Luva. Tal procedimento é análogo ao, normalmente, adotado em projetos de recuperação ou reforço, quando o engenheiro projetista avalia a resistência de projeto (resistência original) dos

elementos estruturais com base na resistência característica do concreto registrada nos desenhos do projeto estrutural da edificação. Resumindo, pode-se dizer que, em projetos de recuperação ou reforço, normalmente, o acréscimo de resistência do concreto da estrutura com o tempo, normalmente, não é considerado.

Entretanto, por se tratar de uma pesquisa e de se dispor da tensão de ruptura do concreto na data dos ensaios (F_c Ensaio) de cada série, as Tensões Teóricas de Ruptura foram recalculadas com base nela.

As análises dos demais subitens do capítulo foram todas desenvolvidas com base na resistência de ensaio do concreto velho (F_c Ensaio).

10.2 Resultados Teóricos Versus Resultados Experimentais

10.2.1 Considerando Resultados Teóricos Calculados com Base na Resistência Nominal do Concreto Velho

As Tab. 10.1 a 10.6 mostram as Tensões Teóricas de Ruptura (Ruptura Teórica) dos CPs do Ensaio de Luva, cujos cálculos, que consideraram a expressão de cintamento $f_{ci} = f_c + 4p$, se encontram no subitem 6.3; as tensões de ruptura obtidas experimentalmente (Ruptura Ensaio), registradas no subitem 8.2; assim como a relação entre elas. A relação entre as duas tensões e a tensão de ruptura nominal do concreto velho (30 ou 20 MPa) é, também, mostrada.

Observa-se que dois corpos de prova (um de cada espessura de luva) de cada uma das séries estudadas foram denominados “Corpo de Prova de Referência”. Eles correspondiam aos corpos de prova com hélice interna (tipos He, Hint ou H) e com o menor passo adotado

(“passo de referência” - ver 6.2.1), e eram os de maior importância no estudo por serem os que melhor orientariam o projeto dos Modelos Recuperados de Pilar. **Nas tabelas, os Corpos de Prova de Referência estão sombreados.**

Comentários considerados de relevância são feitos logo a seguir à apresentação dos resultados de cada uma das seis séries estudadas.

Observa-se que, nos comentários, as porcentagens indicadas, quando relativas à razão Rupt.Ensaio/Rupt.Teórica, para facilidade de visualização na tabela, foram registradas em comparação com a unidade (p.ex., $1,25 \Rightarrow 25\%$ e $0,80 \Rightarrow 20\%$).

Tabela 10.1 - Série 1 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)

SÉRIE 1 (30-00) Fc = 30 MPa // Brita 00		Rupt. Teórica (*) (MPa)	Rupt.Teórica/ 30 (**)	Rupt. Ensaio (MPa)	Rupt.Ensaio/ 30 (**)	Rupt. Ensaio/ Rupt. Teórica
3A	30/00-R-10/15-He	46,73	1,56	45,79	1,53	0,98
4A	30/00-R-10/15-He-T	48,54	1,62	59,64	1,99	1,23
5A	30/00-R-10/15-H2e	38,37	1,28	34,86	1,16	0,91
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	40,17	1,34	41,85	1,40	1,04
3B	30/00-R-10/20-Hint	46,73	1,56	46,20	1,54	0,99
4B	30/00-R-10/20-Hint-T	48,54	1,62	51,84	1,73	1,07
5B	30/00-R-10/20-Hext	41,93	1,40	37,16	1,24	0,89
6B	30/00-R-10/20-Hext-T	43,74	1,46	45,37	1,51	1,04
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Nominal		(**) Fc Nominal CV=30MPa		

Com base na Tab. 10.1, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (16% a 99%) do que a resistência nominal do CV (30 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 53% e 54% maiores;
- para os CPs de Referência, o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura em 2% e 1%, o que indica uma excelente precisão;
- em todos os CPs com Tela, o cálculo teórico subestimou a tensão de ruptura (4% a 23%), indicando boa precisão, a favor da segurança;
- o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura do CP de menor espessura e passo dobrado em 9% e a do CP de maior espessura e hélice externa em 11%.

Tabela 10.2 - Série 2 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)

SÉRIE 2 (20-00) Fc = 20 MPa // Brita 00		Rupt. Teórica (*) (MPa)	Rupt.Teórica/ 20 (**)	Rupt. Ensaio (MPa)	Rupt.Ensaio/ 20 (**)	Rupt. Ensaio/ Rupt. Teórica
3A	20/00-R-10/15-He	31,39	1,57	56,44	2,82	1,80
4A	20/00-R-10/15-He-T	33,20	1,66	54,81	2,74	1,65
5A	20/00-R-10/15-H2e	25,70	1,29	44,32	2,22	1,72
6A	20/00-R-10/15-H2e-T	27,50	1,38	44,73	2,24	1,63
3B	20/00-R-10/20-Hint	31,39	1,57	56,73	2,84	1,81
4B	20/00-R-10/20-Hint-T	33,20	1,66	57,45	2,87	1,73
5B	20/00-R-10/20-Hext	28,12	1,41	46,49	2,32	1,65
6B	20/00-R-10/20-Hext-T	29,93	1,50	48,89	2,44	1,63
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Nominal		(**) Fc Nominal CV=20MPa		

Com base na Tab. 10.2, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (122% a 187%) do que a resistência nominal do CV (20 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 182% e 184% maiores;
- em todos os CPs, o cálculo teórico subestimou a tensão de ruptura (63% a 81%);
- para os CPs de Referência, a subestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 80% e 81%. Tais diferenças são bem grandes, mas a favor da segurança;
- pelo exposto, constata-se que os resultados dos ensaios superaram, e muito, todas as expectativas teóricas.

Tabela 10.3 - Série 3 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)

SÉRIE 3 (30-1) Fc = 30 MPa // Brita 1		Rupt. Teórica (*) (MPa)	Rupt.Teórica/ 30 (**)	Rupt. Ensaio (MPa)	Rupt.Ensaio/ 30 (**)	Rupt. Ensaio/ Rupt. Teórica
3A	30/1-R-10/15-He	46,73	1,56	40,46	1,35	0,87
4A	30/1-R-10/15-He-T	48,54	1,62	54,28	1,81	1,12
5A	30/1-R-10/15-H2e	38,37	1,28	31,48	1,05	0,82
6A	30/1-R-10/15-H2e-T	40,17	1,34	43,18	1,44	1,07
3B	30/1-R-10/20-Hint	46,73	1,56	49,50	1,65	1,06
4B	30/1-R-10/20-Hint-T	48,54	1,62	54,39	1,81	1,12
5B	30/1-R-10/20-Hext,int	53,31	1,78	62,05	2,07	1,16
6B	30/1-R-10/20-Hext,int-T	55,12	1,84	66,90	2,23	1,21
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Nominal		(**) Fc Nominal CV=30MPa		

Com base na Tab. 10.3, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (5% a 123%) do que a resistência nominal do CV (30 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 35% e 65% maiores;
- para os CPs de Referência, o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura (13%) do CP de menor espessura, e a subestimou (6%) para o CP de maior espessura. Tais diferenças indicam razoável a boa precisão;
- em todos os CPs com Tela, o cálculo teórico subestimou a tensão de ruptura (7% a 21%), indicando boa precisão, a favor da segurança;
- o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura do CP de menor espessura e passo dobrado (18%), e subestimou a do CP de maior espessura e hélices internas e externa (16%).

Tabela 10.4 - Série 4 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)

SÉRIE 4 (20-1) Fc = 20 MPa // Brita 1		Rupt. Teórica (*) (MPa)	Rupt.Teórica/ 20 (**)	Rupt. Ensaio (MPa)	Rupt.Ensaio/ 20 (**)	Rupt. Ensaio/ Rupt. Teórica
3A	20/1-R-10/15-He	31,39	1,57	45,84	2,29	1,46
4A	20/1-R-10/15-He-T	33,20	1,66	53,69	2,68	1,62
5A	20/1-R-10/15-H2e	25,70	1,29	35,39	1,77	1,38
6A	20/1-R-10/15-H2e-T	27,50	1,38	47,93	2,40	1,74
3B	20/1-R-10/20-Hint	31,39	1,57	49,08	2,45	1,56
4B	20/1-R-10/20-Hint-T	33,20	1,66	58,10	2,91	1,75
5B	20/1-R-10/20-Hext,int	35,88	1,79	56,90	2,85	1,59
6B	20/1-R-10/20-Hext,int-T	37,69	1,88	66,90	3,35	1,78
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Nominal	(**) Fc Nominal CV=20MPa			

Com base na Tab. 10.4, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (77% a 235%) do que a resistência nominal do CV (20 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 129% e 145% maiores;
- em todos os CPs, o cálculo teórico subestimou a resistência de ruptura (38% a 78%).
- para os CPs de Referência, a subestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 46% e 56%. Tais diferenças são grandes, mas a favor da segurança;
- pelo exposto, constata-se que os resultados dos ensaios superaram, bastante, todas as expectativas teóricas.

Tabela 10.5 - Série 7 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)

SÉRIE 7 (30-1-Q)		Rupt. Teórica	Rupt.Teórica/	Rupt. Ensaio	Rupt.Ensaio/	Rupt. Ensaio/
Fc=30 MPa//Brita1//Quad.		(*) (MPa)	30 (**)	(MPa)	30 (**)	Rupt. Teórica
3B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H	52,31	1,74	44,02	1,47	0,84
4B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	54,00	1,80	47,25	1,58	0,88
5B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H	52,31	1,74	47,87	1,60	0,92
6B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	54,00	1,80	45,18	1,51	0,84
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Nominal		(**) Fc Nominal CV=30MPa		
CVSA = Conc. Velho Sem Armadura					CVCA = Conc. Velho Com Armadura	

Com base na Tab. 10.5, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (47% a 60%) do que a resistência nominal do CV (30 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 47% e 60% maiores;
- em todos os CPs, o cálculo teórico superestimou a resistência de ruptura (8% a 16%);
- para os CPs de Referência, a superestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 16% e 8%. Tais diferenças indicam razoável a boa precisão
- observação da maior importância refere-se ao fato de as armaduras internas dos CPs de CV armados (CVCA) não terem tido influência significativa nas tensões de ruptura de ensaio em relação aos CPs de CV não armados (CVSA). Nos CPs de Referência, a tensão de ruptura no caso de CVCA foi 9% maior do que no caso de CVSA. Nos CPs com tela o contrário ocorreu, com diferença de 5%.

Tabela 10.6 - Série 8 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Nominal)

SÉRIE 8 (20-1-Q)		Rupt. Teórica	Rupt.Teórica/	Rupt. Ensaio	Rupt.Ensaio/	Rupt. Ensaio/
Fc=20 MPa//Brita1//Quad.		(*) (MPa)	20 (**)	(MPa)	20 (**)	Rupt. Teórica
3B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H	34,87	1,74	49,96	2,50	1,43
4B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	36,57	1,83	44,36	2,22	1,21
5B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H	34,87	1,74	47,10	2,36	1,35
6B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	36,57	1,83	47,04	2,35	1,29
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Nominal		(**) Fc Nominal CV=20MPa		
CVSA = Conc. Velho Sem Armadura					CVCA = Conc. Velho Com Armadura	

Com base na Tab. 10.6, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (122% a 150%) do que a resistência nominal do CV (20 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 150% e 136% maiores;

- em todos os CPs, o cálculo teórico subestimou a resistência de ruptura (21% a 43%);
- para os CPs de Referência, a superestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 43% e 35%. Tais diferenças são grandes.
- pelo exposto, constata-se que os resultados dos ensaios superaram, razoavelmente, todas as expectativas teóricas.
- observação da maior importância refere-se ao fato de as armaduras internas dos CPs de CV armados (CVCA) não terem tido influência significativa nas tensões de ruptura de ensaio em relação aos CPs de CV não armados (CVSA). Nos CPs de Referência, a tensão de ruptura no caso de CVSA foi 6% maior do que no caso de CVCA. Nos CPs com tela o contrário ocorreu, com diferença de 6%.

Considerando todas as seis séries em conjunto, podem-se fazer as seguintes observações:

- ◆ para os CPs de Referência, cilíndricos das Séries 1 e 3, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 35% maior do que a resistência nominal do CV (30 MPa). Contra o valor mínimo de 35%, o valor máximo foi de 65%;
- ◆ para os CPs de Referência, cilíndricos das Séries 2 e 4, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 129% maior do que a resistência nominal do CV (20 MPa). Contra o valor mínimo de 129%, o valor máximo foi de 184%;
- ◆ para os CPs de Referência quadrados da Série 7, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 47% maior do que a resistência nominal do CV (30 MPa). Contra o valor mínimo de 47%, o valor máximo foi de 60%;
- ◆ para os CPs de Referência quadrados da Série 8, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 136% maior do que a resistência nominal do CV (20 MPa). Contra o valor mínimo de 136%, o valor máximo foi de 150%;
- ◆ Com relação às Séries 1, 3 e 7, que tinham CV com resistência nominal de 30 MPa, o cálculo teórico superestimou a carga de ruptura dos CPs de Referência numa porcentagem máxima de 13% para os CPs cilíndricos, e de 16% para os CPs quadrados;

- ◆ Com relação às Séries 2, 4 e 8, que tinham CV com resistência nominal de 20 MPA, o cálculo teórico subestimou a carga de ruptura dos CPs de Referência numa porcentagem mínima de 46% para os CPs cilíndricos, e de 35% para os CPs quadrados. Portanto, é importante a busca da causa desta maior margem de erro, a favor da segurança, e, a partir dela, a adaptação do critério teórico de definição da carga de ruptura devida ao cintamento;

10.2.2 Considerando Resultados Teóricos Calculados com Base na Resistência de Ensaio do Concreto Velho

As Tab. 10.7 a 10.12 mostram as tensões teóricas de ruptura (Ruptura Teórica), dos CPs do Ensaio de Luva, calculadas com base na resistência de ensaio do concreto velho (F_c Ensaio) e com a expressão de cintamento $f_{ci} = f_c + 4p$; as tensões de ruptura obtidas experimentalmente (Ruptura Ensaio), registradas no subitem 9.2; assim como a relação entre elas. A relação entre as duas tensões e a tensão de ruptura de ensaio do concreto velho, diferente em cada série, é, também, mostrada.

Vale refrisar que dois corpos de prova (um de cada espessura de luva) de cada uma das séries estudadas foram denominados “Corpo de Prova de Referência”. Eles correspondiam aos corpos de prova com hélice interna (tipos He, Hint ou H) e com o menor passo adotado (“passo de referência” - ver 6.2.1), e eram os de maior importância no estudo por serem os que melhor orientariam o projeto dos Modelos Recuperados de Pilar. **Nas tabelas, os Corpos de Prova de Referência estão sombreados.**

É importante salientar que o esperado é que todas as relações apresentadas nas Tab.10.7 a 10.12, que consideraram a tensão de ruptura de ensaio do CV (F_c Ensaio), diminuam em comparação com as das Tab.10.1 a 10.6, que consideraram a tensão ruptura nominal do CV (F_c Nominal). Isto porque a tensão de ruptura de ensaio do CV era sempre maior do que a sua tensão de ruptura nominal.

Assim sendo, os comentários apresentados após as Tab. 10.7 a 10.12 terão, basicamente, o mesmo texto dos apresentados após as Tab. 10.1 a 10.6, com alterações nos valores registrados.

Observa-se que, nos comentários, as porcentagens indicadas, quando relativas à razão Rupt.Ensaio/Rupt.Teórica, para facilidade de visualização na tabela, foram registradas em comparação com a unidade (p.ex., 1,25 \Rightarrow 25% e 0,80 \Rightarrow 20%).

Tabela 10.7 - Série 1 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)

SÉRIE 1 (30-00)		Rupt. Teórica	Rupt.Teórica/	Rupt. Ensaio	Rupt. Ensaio/	Rupt. Ensaio/
Fc = 30 MPa // Brita 00		(*) (MPa)	33,8 (**)	(MPa)	33,8 (**)	Rupt. Teórica
3A	30/00-R-10/15-He	50,53	1,49	45,79	1,35	0,91
4A	30/00-R-10/15-He-T	52,34	1,55	59,64	1,76	1,14
5A	30/00-R-10/15-H2e	42,17	1,25	34,86	1,03	0,83
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	43,97	1,30	41,85	1,24	0,95
3B	30/00-R-10/20-Hint	50,53	1,49	46,20	1,37	0,91
4B	30/00-R-10/20-Hint-T	52,34	1,55	51,84	1,53	0,99
5B	30/00-R-10/20-Hext	45,73	1,35	37,16	1,10	0,81
6B	30/00-R-10/20-Hext-T	47,54	1,41	45,37	1,34	0,95
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Ensaio		(**) Fc Ensaio CV=33,8MPa		

Com base na Tab. 10.7, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (3% a 76%) do que a resistência de ensaio do CV (33,8 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 35% e 37% maiores;
- para os CPs de Referência, o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura em 9% ,o que indica uma boa precisão;
- nos CPs com Tela, o cálculo teórico subestimou (14%) a tensão de ruptura do CP de Referência com tela (He-T) e superestimou (1% a 5%) a dos demais, indicando boa precisão;
- o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura do CP de menor espessura e passo dobrado em 17% e a do CP de maior espessura e hélice externa em 19%.

Tabela 10.8 - Série 2 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)

SÉRIE 2 (20-00)		Rupt. Teórica	Rupt. Teórica/	Rupt. Ensaio	Rupt. Ensaio/	Rupt. Ensaio/
Fc = 20 MPa // Brita 00		(*) (MPa)	22,9 (**)	(MPa)	22,9 (**)	Rupt. Teórica
3A	20/00-R-10/15-He	34,29	1,50	56,44	2,46	1,65
4A	20/00-R-10/15-He-T	36,10	1,58	54,81	2,39	1,52
5A	20/00-R-10/15-H2e	28,60	1,25	44,32	1,94	1,55
6A	20/00-R-10/15-H2e-T (2)	30,40	1,33	44,73	1,95	1,47
3B	20/00-R-10/20-Hint	34,29	1,50	56,73	2,48	1,65
4B	20/00-R-10/20-Hint-T	36,10	1,58	57,45	2,51	1,59
5B	20/00-R-10/20-Hext (1)	31,02	1,35	46,49	2,03	1,50
6B	20/00-R-10/20-Hext-T (1)	32,83	1,43	48,89	1,45	1,49

: CPs de Referência (*) c/base Fc Ensaio (**) Fc Ensaio CV=22,9MPa

Com base na Tab. 10.8, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (45% a 148%) do que a resistência de ensaio do CV (22,9 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 146% e 148% maiores;
- em todos os CPs, o cálculo teórico subestimou a tensão de ruptura (47% a 65%);
- para os CPs de Referência, a subestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 65%. Tal diferença é bem grande, mas a favor da segurança;
- pelo exposto, constata-se que os resultados dos ensaios superaram, bastante, todas as expectativas teóricas.

Tabela 10.9 - Série 3 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)

SÉRIE 3 (30-1)		Rupt. Teórica	Rupt. Teórica/	Rupt. Ensaio	Rupt. Ensaio/	Rupt. Ensaio/
Fc = 30 MPa // Brita 1		(*) (MPa)	32,1 (**)	(MPa)	32,1 (**)	Rupt. Teórica
3A	30/1-R-10/15-He	48,83	1,52	40,46	1,26	0,83
4A	30/1-R-10/15-He-T	50,64	1,58	54,28	1,69	1,07
5A	30/1-R-10/15-H2e	40,47	1,26	31,48	0,98	0,78
6A	30/1-R-10/15-H2e-T	42,27	1,32	43,18	1,35	1,02
3B	30/1-R-10/20-Hint	48,83	1,52	49,50	1,54	1,01
4B	30/1-R-10/20-Hint-T	50,64	1,58	54,39	1,69	1,07
5B	30/1-R-10/20-Hext,int	55,41	1,73	62,05	1,93	1,12
6B	30/1-R-10/20-Hext,int-T	57,22	1,78	66,90	2,08	1,17

: CPs de Referência (*) c/base Fc Ensaio (**) Fc Ensaio CV=32,1MPa

Com base na Tab. 10.9, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram quase iguais (98%) ou maiores (26% a 108%) do que a resistência de ensaio do CV (32,1 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 26% e 54% maiores;
- para os CPs de Referência, o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura (17%) do CP de menor espessura, e a subestimou (1%) para o CP de maior espessura. Tais diferenças indicam razoável a muito boa precisão;
- em todos os CPs com Tela, o cálculo teórico subestimou a tensão de ruptura (2% a 17%);
- o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura do CP de menor espessura e passo dobrado em 22%, e subestimou a do CP de maior espessura e hélices internas e externa em 12%.

Tabela 10.10 - Série 4 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)

SÉRIE 4 (20-1) Fc = 20 MPa // Brita 1		Rupt. Teórica (*) (MPa)	Rupt.Teórica/ 28,4 (**)	Rupt. Ensaio (MPa)	Rupt. Ensaio/ 28,4 (**)	Rupt. Ensaio/ Rupt. Teórica
3A	20/1-R-10/15-He	39,79	1,40	45,84	1,61	1,15
4A	20/1-R-10/15-He-T	41,60	1,46	53,69	1,89	1,29
5A	20/1-R-10/15-H2e	34,10	1,20	35,39	1,25	1,04
6A	20/1-R-10/15-H2e-T	35,90	1,26	47,93	1,69	1,34
3B	20/1-R-10/20-Hint	39,79	1,40	49,08	1,73	1,23
4B	20/1-R-10/20-Hint-T	41,60	1,46	58,10	2,05	1,40
5B	20/1-R-10/20-Hext,int	44,28	1,56	56,90	2,00	1,29
6B	20/1-R-10/20-Hext,int-T	46,09	1,62	66,90	2,36	1,45

: CPs de Referência (*) c/base Fc Ensaio (**) Fc Ensaio CV=28,4MPa

Com base na Tab. 10.10, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (25% a 136%) do que a resistência de ensaio do CV (28,4 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 61% e 73% maiores;
- em todos os CPs, o cálculo teórico subestimou a resistência de ruptura (4% a 45%).
- para os CPs de Referência, a subestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 15% e 23%. Tais diferenças não foram tão grandes como ocorrido na Série 2, em função da

bem maior resistência de ensaio apresentada pelo concreto velho (28,4 MPa), em comparação com a da Série 2 (22,9MPa);

- pelo exposto até aqui, constata-se que os resultados dos ensaios superaram, razoavelmente, todas as expectativas teóricas.

Tabela 10.11 - Série 7 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)

SÉRIE 7 (30-1-Q)		Rupt. Teórica	Rupt. Teórica/	Rupt. Ensaio	Rupt. Ensaio/	Rupt. Ensaio/
Fc=30 MPa//Brita1//Quad.		(*) (MPa)	34,3 (**)	(MPa)	34,3 (**)	Rupt. Teórica
3B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H	56,61	1,65	44,02	1,28	0,78
4B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	58,30	1,70	47,25	1,38	0,81
5B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H	56,61	1,65	47,87	1,40	0,85
6B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	58,30	1,70	45,18	1,32	0,77
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Ensaio		(**) Fc Ensaio CV=34,3MPa		
CVSA = Conc. Velho Sem Armadura		CVCA = Conc. Velho Com Armadura				

Com base na Tab. 10.11, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (28% a 40%) do que a resistência de ensaio do CV (34,3 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 28% e 40% maiores;
- em todos os CPs, o cálculo teórico superestimou a resistência de ruptura (15% a 23%);
- para os CPs de Referência, a superestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 22% e 15%. Tais diferenças indicam média precisão
- observação da maior importância refere-se ao fato de as armaduras internas dos CPs de CV armados (CVCA) não terem tido influência significativa nas tensões de ruptura de ensaio em relação aos CPs de CV não armados (CVSA). Nos CPs de Referência, a tensão de ruptura no caso de CVCA foi 9% maior do que no caso de CVSA. Nos CPs com tela, o contrário ocorreu, com diferença de 5%.

Tabela 10.12 - Série 8 - Ruptura Teórica x Ruptura Experimental (Fc Ensaio)

SÉRIE 8 (20-1-Q)		Rupt. Teórica	Rupt. Teórica/	Rupt. Ensaio	Rupt. Ensaio/	Rupt. Ensaio/
Fc=20 MPa//Brita1//Quad.		(*) (MPa)	27,6 (**)	(MPa)	27,6 (**)	Rupt. Teórica
3B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H	42,47	1,54	49,96	1,81	1,18
4B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	44,17	1,60	44,36	1,61	1,00
5B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H	42,47	1,54	47,10	1,71	1,11
6B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	44,17	1,60	47,04	1,70	1,06
: CPs de Referência		(*) c/base Fc Ensaio		(**) Fc Ensaio CV=27,6MPa		
CVSA = Conc. Velho Sem Armadura		CVCA = Conc. Velho Com Armadura				

Com base na Tab. 10.12, as observações mais importantes são:

- todas as tensões de ruptura de ensaio foram maiores (61% a 81%) do que a resistência de ensaio do CV (27,6 MPa). Nos CPs de Referência, elas foram 81% e 71% maiores;
- em todos os CPs, o cálculo teórico coincidiu com, ou subestimou, a resistência de ruptura (6% a 18%);
- para os CPs de Referência, a superestimativa da tensão de ruptura do cálculo teórico foi de 18% e 11%. Tais diferenças são razoáveis e a favor da segurança;
- pelo exposto até aqui, constata-se que os resultados dos ensaios superaram, pouco, todas as expectativas teóricas.
- observação da maior importância refere-se ao fato de as armaduras internas dos CPs de CV armados (CVCA) não terem tido influência significativa nas tensões de ruptura de ensaio em relação aos CPs de CV não armados (CVSA). Nos CPs de Referência, a tensão de ruptura no caso de CVSA foi 6% maior do que no caso de CVCA. Nos CPs com tela o contrário ocorreu, com diferença de 6%.

Considerando todas as seis séries em conjunto, podem-se fazer as seguintes observações:

- ◆ para os CPs de Referência, cilíndricos das Séries 1 e 3, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 26% maior do que a resistência de ensaio do CV (Fc Ensaio). Contra o valor mínimo de 26%, o valor máximo foi de 54%;

- ◆ para os CPs de Referência, cilíndricos das Séries 2 e 4, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 61% maior do que a resistência de ensaio do CV (F_c Ensaio). Contra o valor mínimo de 61%, o valor máximo foi de 148%;
- ◆ para os CPs de Referência quadrados da Série 7, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 28% maior do que a resistência nominal do CV (F_c Ensaio = 34,3 MPa). Contra o valor mínimo de 28%, o valor máximo foi de 40%;
- ◆ para os CPs de Referência quadrados da Série 8, a tensão de ruptura de ensaio foi, no mínimo, 71% maior do que a resistência nominal do CV (F_c Ensaio = 27,6 MPa). Contra o valor mínimo de 71%, o valor máximo foi de 81%;
- ◆ Com relação às Séries 1, 3 e 7, que tinham CV com resistência de ensaio de 33,8 MPa, 32,1 MPa ou 34,3 MPa, respectivamente, o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura dos CPs de Referência numa porcentagem máxima de 17% para os CPs cilíndricos, e de 22% para os CPs quadrados;
- ◆ Com relação às Séries 2, 4 e 8, que tinham CV com resistência de ensaio de 22,9 MPa; 28,4 MPa ou 27,6 MPa, o cálculo teórico subestimou a tensão de ruptura dos CPs de Referência numa porcentagem mínima de 15% para os CPs cilíndricos, e de 11% para os CPs quadrados. Diferente do acontecido quando a referência era a resistência nominal do CV, com a referência sendo a resistência de ensaio a margem de erro, a favor da segurança, foi, portanto, bastante razoável;

10.3 Expressões de Cintamento Teóricas e Experimentais

Para a definição das Expressões de Cintamento Teóricas e Experimentais, a seguir apresentadas, os cálculos foram feitos com base nas tensões de ruptura de ensaio do concreto velho (F_c Ensaio).

Antes da apresentação dos resultados, é conveniente apresentar a sequência dos cálculos feitos para a eles chegar.

A expressão de cintamento teórica utilizada na pesquisa foi definida pela Eq. 3.11, transcrita a seguir.

$$f_{ci} = f_c + 4 p \quad (3.11)\text{Transc}$$

Onde:

f_{ci} = resistência última do concreto cintado;

f_c = resistência última do concreto não cintado;

P = pressão de confinamento do núcleo de concreto.

Com base na Eq. 3.11, a expressão do cintamento teórico, utilizada para a definição das Tensões Teóricas de Ruptura foi:

$$f_{ci}^{teo} = f_c^{ens} + 4 \cdot p \quad (10.1)$$

Onde:

f_{ci}^{teo} = resistência última do concreto cintado, calculada teoricamente;

f_c^{ens} = resistência à compressão de ensaio do concreto não cintado;

A expressão do cintamento experimental utilizada é:

$$f_{ci}^{exp} = f_c^{ens} + k \cdot p \quad (10.2)$$

Onde:

f_{ci}^{exp} = resistência última do concreto cintado, obtida experimentalmente;

k = coeficiente experimental de majoração de “p”.

O valor de “p” é obtido da Eq. 10.1:

$$p = \frac{f_{ci}^{teo} - f_c^{ens}}{4} \quad (10.3)$$

Observa-se que o valor de "p" calculado pela Eq. 10.3, poderia ter sido obtido, também, pela expressão utilizada na definição das Tensões Teóricas de Ruptura:

$$p = \frac{A_t \cdot f_y}{2 \cdot A_{ci}} \quad (3.16) \text{ Transc.}$$

Explicitando "k" na Eq. 10.2, tem-se:

$$k = \frac{f_{ci}^{exp} - f_c^{ens}}{p} \quad (10.4)$$

Colocando o valor de "p" da Eq. 10.3 na Eq. 10.4, obtém-se o valor de k, que compõe a Expressão de Cintamento Experimental:

$$k = 4 \cdot \frac{f_{ci}^{exp} - f_c^{ens}}{f_{ci}^{teo} - f_c^{ens}} \quad (10.5)$$

Como exemplo de cálculo feito nas tabelas para a definição da Expressão de Cintamento Experimental, apresenta-se, a seguir, o cálculo referente ao corpo de prova 30/00-R-10/15-He (Tab. 10-13), para o qual $f_c^{ens} = 33,8$ MPa; $f_{ci}^{teo} = 50,53$ MPa e $f_{ci}^{exp} = 45,79$ MPa.

$$k = 4 \cdot \frac{f_{ci}^{exp} - f_c^{ens}}{f_{ci}^{teo} - f_c^{ens}} = 4 \cdot \frac{45,79 - 33,8}{50,53 - 33,8} = 2,87$$

As Tab. 10.13 a 10.18 registram a Expressão de Cintamento Experimental para cada um dos CPs de cada série estudada. Elas registram, também, a Expressão Teórica de Cintamento - constante para cada série -, utilizada para definir as tensões teóricas de ruptura.

Comentários considerados de relevância são feitos logo a seguir à apresentação dos resultados de cada uma das seis séries estudadas. Salienta-se que tais comentários se restringiram aos Corpos de Prova de Referência e aos seus pares com Tela (He / He-T; Hint / Hint-T; H / H-T).

Tabela 10.13 - Série 1 - Expressões de Cintamento Teórica e Experimental

SÉRIE 1 (30-00)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	(*) Expressão Cintamento
Fc = 30 MPa // Brita 00		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	Fci=33,8+"k".p	Experimental (MPa)
3A	30/00-R-10/15-He	50,53	45,79	2,87	Fci = 33,8 + 2,87p
4A	30/00-R-10/15-He-T	52,34	59,64	5,57	Fci = 33,8 + 5,57p
5A	30/00-R-10/15-H2e	42,17	34,86	0,51	Fci = 33,8 + 0,51p
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	43,97	41,85	3,17	Fci = 33,8 + 3,17p
3B	30/00-R-10/20-Hint	50,53	46,20	2,96	Fci = 33,8 + 2,96p
4B	30/00-R-10/20-Hint-T	52,34	51,84	3,89	Fci = 33,8 + 3,89p
5B	30/00-R-10/20-Hext	45,73	37,16	1,13	Fci = 33,8 + 1,13p
6B	30/00-R-10/20-Hext-T	47,54	45,37	3,37	Fci = 33,8 + 3,37p
: CPs de Referência		(*)Expressão Cintamento Teórica: fci= 33,8 + 4p			Fc-Ensaio CV= 33,8 MPa

Com base na Tab. 10.13, onde os CPs eram cilíndricos, cabem as seguintes observações:

- para os CPs de Referência, nas duas espessuras de luva (He e Hint), a expressão de cintamento $Fci=33,8+3p$ é uma boa aproximação (erro máximo de 4%, contra segurança);
- para os CPs de Referência com Tela, nas duas espessuras de luva (He-T e Hint-T), a expressão de cintamento $Fci=33,8+4p$ é uma boa aproximação (erro máximo de 3%, contra segurança);

Tabela 10.14 - Série 2 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica

SÉRIE 2 (20-00)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	(*) Expressão Cintamento
Fc = 20 MPa // Brita 00		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	Fci=22,9+"k".p	Experimental (MPa)
3A	20/00-R-10/15-He	34,29	56,44	11,78	Fci = 22,9 + 11,78p
4A	20/00-R-10/15-He-T	36,10	54,81	9,67	Fci = 22,9 + 9,67p
5A	20/00-R-10/15-H2e	28,60	44,32	15,03	Fci = 22,9 + 15,03p
6A	20/00-R-10/15-H2e-T (2)	30,40	44,73	11,64	Fci = 22,9 + 11,64p
3B	20/00-R-10/20-Hint	34,29	56,73	11,88	Fci = 22,9 + 11,88p
4B	20/00-R-10/20-Hint-T	36,10	57,45	10,47	Fci = 22,9 + 10,47p
5B	20/00-R-10/20-Hext (1)	31,02	46,49	11,62	Fci = 22,9 + 11,62p
6B	20/00-R-10/20-Hext-T (1)	32,83	48,89	10,47	Fci = 22,9 + 10,47p
: CPs de Referência		(*)Expressão Cintamento Teórica: fci= 22,9 + 4p			Fc-Ensaio CV= 22,9 MPa

Com base na Tab. 10.14, onde os CPs eram cilíndricos, cabem as seguintes observações:

- para os CPs de Referência, nas duas espessuras de luva (He e Hint), a expressão de cintamento $Fci=22,9+12p$ é uma boa aproximação (erro máximo de 2%, contra segurança);

- para os CPs de Referência com tela, nas duas espessuras de luva (He-T e Hint-T), a expressão de cintamento $F_{ci}=22,9+10p$ é uma boa aproximação (erro máximo de 4%, contra segurança);

Tabela 10.15 - Série 3 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica

SÉRIE 3 (30-1)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	(*) Expressão Cintamento
Fc = 30 MPa // Brita 1		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	Fci=32,1+"k".p	Experimental (MPa)
3A	30/1-R-10/15-He	48,83	40,46	2,00	Fci = 32,1 + 2,00p
4A	30/1-R-10/15-He-T	50,64	54,28	4,79	Fci = 32,1 + 4,79p
5A	30/1-R-10/15-H2e	40,47	31,48	-0,30	Fci = 32,1 - 0,30p
6A	30/1-R-10/15-H2e-T	42,27	43,18	4,36	Fci = 32,1 + 4,36p
3B	30/1-R-10/20-Hint	48,83	49,50	4,16	Fci = 32,1 + 4,16p
4B	30/1-R-10/20-Hint-T	50,64	54,39	4,81	Fci = 32,1 + 4,81p
5B	30/1-R-10/20-Hext,int	55,41	62,05	5,14	Fci = 32,1 + 5,14p
6B	30/1-R-10/20-Hext,int-T	57,22	66,90	5,54	Fci = 32,1 + 5,54p
: CPs de Referência		(*)Expressão Cintamento Teórica: fci= 32,1 + 4p			Fc-Ensaio CV= 32,1 MPa

Com base na Tab. 10.15, onde os CPs eram cilíndricos, cabem as seguintes observações:

- para os CPs de Referência (He e Hint), nas duas espessuras de luva, a expressão de cintamento $F_{ci}=32,1+3p$ ainda é uma boa aproximação, apesar da destoante expressão do CP de Referência de menor espessura (He);
- para os CPs de Referência com tela, nas duas espessuras de luva (He-T e Hint-T), a expressão de cintamento $F_{ci}=32,1+4p$ é uma boa aproximação (erro de 20%, favor segurança);

Tabela 10.16 - Série 4 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica

SÉRIE 4 (20-1)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	(*) Expressão Cintamento
Fc = 20 MPa // Brita 1		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	Fci=28,4+"k".p	Experimental (MPa)
3A	20/1-R-10/15-He	39,79	45,84	6,12	Fci = 28,4 + 6,12p
4A	20/1-R-10/15-He-T	41,60	53,69	7,66	Fci = 28,4 + 7,66p
5A	20/1-R-10/15-H2e	34,10	35,39	4,91	Fci = 28,4 + 4,91p
6A	20/1-R-10/15-H2e-T	35,90	47,93	10,42	Fci = 28,4 + 10,42p
3B	20/1-R-10/20-Hint	39,79	49,08	7,26	Fci = 28,4 + 7,26p
4B	20/1-R-10/20-Hint-T	41,60	58,10	9,00	Fci = 28,4 + 9,00p
5B	20/1-R-10/20-Hext,int	44,28	56,90	7,18	Fci = 28,4 + 7,18p
6B	20/1-R-10/20-Hext,int-T	46,09	66,90	8,71	Fci = 28,4 + 8,71p
: CPs de Referência		(*)Expressão Cintamento Teórica: fci= 28,4 + 4p			Fc-Ensaio CV= 28,4 MPa

Com base na Tab. 10.16, onde os CPs eram cilíndricos, cabem as seguintes observações:

- para os CPs de Referência, nas duas espessuras de luva (He e Hint), a expressão de cintamento $F_{ci}=28,4+6,5p$ é uma boa aproximação (erro mínimo de 6%, contra segurança);
- para os CPs de Referência com tela, nas duas espessuras de luva (He-T e Hint-T), a expressão de cintamento $F_{ci}=28,4+8p$ é uma boa aproximação (erro máximo de 4%, contra segurança);

Tabela 10.17 - Série 7 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica

SÉRIE 7 (30-1-Q)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	(*) Expressão Cintamento
Fc=30 MPa//Brita1//Quad. p/		Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	Fci=34,3+"k".p	Experimental (MPa)
3B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H	56,61	44,02	1,74	Fci = 34,3 + 1,74p
4B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	58,30	47,25	2,16	Fci = 34,3 + 2,16p
5B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H	56,61	47,87	2,43	Fci = 34,3 + 2,43p
6B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	58,30	45,18	1,81	Fci = 34,3 + 1,81p
: CPs de Referência		(*) Expressão Cintamento Teórica: fci= 34,3 + 4p		Fc-Ensaio CV= 34,3 MPa	
CVSA = Conc. Velho Sem Armadura		CVCA = Conc. Velho Com Armadura			

Com base na Tab. 10.17, onde os CPs eram quadrados, cabem as seguintes observações:

- a média de resultados dos CPs de Referência (CVSA-H e CVCA-H) indica a expressão de cintamento $F_{ci}=34,3+2p$ (erro máximo de 13%, contra segurança)
- a média de resultados dos CPs de Referência com tela (CVSA-H-T e CVCA-H-T) indica a expressão de cintamento $F_{ci}=34,3+2p$ (erro máximo de 10%, contra segurança);

Tabela 10.18 - Série 8 - Expressões de Cintamento Experimental e Teórica

SÉRIE 8 (20-1-Q)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	(*) Expressão Cintamento
Fc=20 MPa//Brita1//Quad. p/		Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	Fci=27,6+"k".p	Experimental (MPa)
3B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H	42,47	49,96	6,01	Fci = 27,6 + 6,01p
4B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	44,17	44,36	4,05	Fci = 27,6 + 4,05p
5B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H	42,47	47,10	5,25	Fci = 27,6 + 5,25p
6B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	44,17	47,04	4,69	Fci = 27,6 + 4,69p
: CPs de Referência		(*) Expressão Cintamento Teórica: fci= 27,6 + 4p		Fc-Ensaio CV= 27,6 MPa	
CVSA = Conc. Velho Sem Armadura		CVCA = Conc. Velho Com Armadura			

Com base na Tab. 10.18, onde os CPs eram quadrados, cabem as seguintes observações:

- a média de resultados dos CPs de Referência (CVSA-H e CVCA-H) indica a expressão de cintamento $F_{ci}=27,6+5,5p$ (erro máximo de 5%, contra segurança);
- a média de resultados dos CPs de Referência com tela (CVSA-H-T e CVCA-H-T) indica a expressão de cintamento $F_{ci}=27,6+4,5p$ (erro máximo de 10%, contra segurança);

A Tab. 10.19 resume as Expressões de Cintamento Experimental sugeridas para os CPs de Referência, e de seus pares com Tela, das seis séries estudadas.

Tabela 10.19 - Expressões de Cintamento Experimental

Série (Fc Nominal-brita)	1 (30-00) (p/2 esp.luva)	2 (20-00) (p/2 esp.luva)	3 (30-1) (p/2 esp.luva)	4 (20-1) (p/2 esp.luva)	7 (30-1) (1 esp.luva)	8 (20-1) (1 esp.luva)
CP Referência	$F_{ci} = F_c + 3p$	$F_{ci} = F_c + 12p$	$F_{ci} = F_c + 3p$	$F_{ci} = F_c + 6,5p$	$F_{ci} = F_c + 2p$	$F_{ci} = F_c + 5,5p$
CP Referência +Tela	$F_{ci} = F_c + 4p$	$F_{ci} = F_c + 10p$	$F_{ci} = F_c + 4p$	$F_{ci} = F_c + 8,0p$	$F_{ci} = F_c + 2p$	$F_{ci} = F_c + 4,5p$
Fc -Ensaio (MPa)	33,8	22,9	32,1	28,4	34,3	27,6

OBS.: Expressão Teórica de Cintamento: $F_{ci} = F_c + 4p$

Com base na Tab. 10.19, pode-se resumir o quadro geral das seis séries com as seguintes observações:

- Nas Séries 2, 4 e 8 (CV com Fc Nominal de 20MPa), a Expressão de Cintamento Experimental indicou desempenho sempre superior (12% a 300%) ao calculado pela Expressão Teórica de Cintamento ($F_{ci} = F_c + 4p$);
- Nas Séries 2, 4 e 8 (CV com Fc Nominal de 20MPa), a Série 8, única com CPs quadrados, as Expressões de Cintamento Experimental indicaram o seu menor desempenho relativo, que, entretanto, era de 12% a 38% maior do que o desempenho indicado pela Expressão de Cintamento Teórico;
- Comparação entres as expressões dos CPs de Referência das Séries 4 e 8, ambos com CV de brita 1 e Fc Ensaio, praticamente, iguais, o desempenho do cintamento nos CPs quadrados (Série 8 - $F_{ci}=F_c+5,5p$) foi 15% menor do que o desempenho nos CPs cilíndricos (Série 4 - $F_{ci}=F_c+6,5p$);

- Nas séries com concreto velho com resistência nominal de 30 MPa e CPs cilíndricos (Séries 1 e 3), o máximo de desempenho indicado pelas Expressões de Cintamento Experimental (CPs com tela) foi igual ao indicado pela Expressão Teórica de Cintamento ($F_{ci}=F_c+4p$). O mínimo (CPs sem tela) foi 25% menor ($F_{ci}=F_c+3p$);
- Comparação entre as expressões dos CPs de Referência das Séries 3 e 7, ambos com CV de brita 1 e F_c Ensaio, praticamente iguais, o desempenho do cintamento nos CPs cilíndricos (Série 3 - $F_{ci}=F_c+3p$) foi 50% maior do que o desempenho nos CPs quadrados (Série 7 - $F_{ci}=F_c+2p$).
- ♦ **Considerando todas as observações acima**, baseadas na Tab.10.19, pode-se sugerir as seguintes Expressões de Cintamento para serem usadas em projetos de recuperação localizada de pilares por encamisamento:

- Pilares circulares - 20 MPa $\Rightarrow F_{ci} = F_c + 6p$;

- Pilares quadrados - 20 MPa $\Rightarrow F_{ci} = F_c + 5p$;

- Pilares circulares - 30 MPa $\Rightarrow F_{ci} = F_c + 3p$;

- Pilares quadrados - 30 MPa $\Rightarrow F_{ci} = F_c + 2p$.

10.4 Coeficientes de Poisson pelas Expressões de Cintamento da Resistência dos Materiais

Para a definição das Expressões Experimentais de Cintamento pela Resistência dos Materiais, os cálculos foram feitos com base nas tensões de ruptura de ensaio do concreto velho (F_c Ensaio). Com base nessas expressões, foram determinados os Coeficientes de Poisson para cada um dos CPs cilíndricos das Séries 1 a 4.

Antes da apresentação dos resultados, é conveniente apresentar a sequência dos cálculos feitos para a eles chegar.

A Expressão Teórica de Cintamento pela Resistência dos Materiais foi definida pela Eq. 3.25, transcrita a seguir. Observa-se que ela é coincidente com a expressão definida por Leonhardt, F. e Mönning, E. (1977).

$$f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \cdot p \quad (3.25) \text{ Transc.}$$

Onde:

f_{ci} = resistência última do concreto cintado;

f_c = resistência última do concreto não cintado;

ν = Coeficiente de Poisson;

p = pressão de confinamento do núcleo de concreto

No subitem 10.3, foram definidas as expressões experimentais de cintamento. Os resultados foram apresentados, nas Tabs. 10.13 a 10.18, por meio da Expressão Experimental de Cintamento definida pela Eq. 10.2, a seguir transcrita.

$$f_{ci}^{\text{exp}} = f_c^{\text{ens}} + k \cdot p \quad (10.2) \text{ Transc.}$$

Comparação entre a Eq. 3.25 com a Eq. 10.2, conduz a:

$$\frac{1}{\nu} = k \quad \Rightarrow \quad \nu = \frac{1}{k} \quad (10.6)$$

As Tabs. 10.20 a 10.23 apresentam os valores do Coeficiente de Poisson (ν) obtidos pela Eq. 10.6 aplicada nos valores de “k” registrados nas Tabs. 10.13 a 10.16 (Séries 1 a 4). Nas

tabelas, estão sombreados os CPs de Referência, únicos a serem utilizados nas análises, conforme resumo da Tab.10.24.

Tabela 10.20 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento

SÉRIE 1 (30-00)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	v
Fc = 30 MPa // Brita 00		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	($F_{ci}=33,8+''k''.p$)	(Coef. Poisson)
3A	30/00-R-10/15-He	50,53	45,79	2,87	0,35
4A	30/00-R-10/15-He-T	52,34	59,64	5,57	0,18
5A	30/00-R-10/15-H2e	42,17	34,86	0,51	1,97
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	43,97	41,85	3,17	0,32
3B	30/00-R-10/20-Hint	50,53	46,20	2,96	0,34
4B	30/00-R-10/20-Hint-T	52,34	51,84	3,89	0,26
5B	30/00-R-10/20-Hext	45,73	37,16	1,13	0,89
6B	30/00-R-10/20-Hext-T	47,54	45,37	3,37	0,30
: CPs de Referência				Fc-Ensaio CV= 33,8 MPa	

Tabela 10.21 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento

SÉRIE 2 (20-00)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	v
Fc = 20 MPa // Brita 00		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	($F_{ci}=22,9+''k''.p$)	(Coef. Poisson)
3A	20/00-R-10/15-He	34,29	56,44	11,78	0,08
4A	20/00-R-10/15-He-T	36,10	54,81	9,67	0,10
5A	20/00-R-10/15-H2e	28,60	44,32	15,03	0,07
6A	20/00-R-10/15-H2e-T (2)	30,40	44,73	11,64	0,09
3B	20/00-R-10/20-Hint	34,29	56,73	11,88	0,08
4B	20/00-R-10/20-Hint-T	36,10	57,45	10,47	0,10
5B	20/00-R-10/20-Hext (1)	31,02	46,49	11,62	0,09
6B	20/00-R-10/20-Hext-T (1)	32,83	48,89	10,47	0,10
: CPs de Referência				Fc-Ensaio CV= 22,9 MPa	

Tabela 10.22 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento

SÉRIE 3 (30-1)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	v
Fc = 30 MPa // Brita 1		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	(Fci=32,1+"k".p)	(Coef. Poisson)
3A	30/1-R-10/15-He	48,83	40,46	2,00	0,50
4A	30/1-R-10/15-He-T	50,64	54,28	4,79	0,21
5A	30/1-R-10/15-H2e	40,47	31,48	-0,30	-3,37
6A	30/1-R-10/15-H2e-T	42,27	43,18	4,36	0,23
3B	30/1-R-10/20-Hint	48,83	49,50	4,16	0,24
4B	30/1-R-10/20-Hint-T	50,64	54,39	4,81	0,21
5B	30/1-R-10/20-Hext,int	55,41	62,05	5,14	0,19
6B	30/1-R-10/20-Hext,int-T	57,22	66,90	5,54	0,18
: CPs de Referência				Fc-Ensaio CV= 32,1 MPa	

Tabela 10.23 - Coeficientes de Poisson pelas Expressões Experimentais de Cintamento

SÉRIE 4 (20-1)		Rupt. Teórica -	Rupt. Ensaio	k	v
Fc = 20 MPa // Brita 1		p/ Fc-Ensaio(MPa)	(MPa)	(Fci=28,4+"k".p)	(Coef. Poisson)
3A	20/1-R-10/15-He	39,79	45,84	6,12	0,16
4A	20/1-R-10/15-He-T	41,60	53,69	7,66	0,13
5A	20/1-R-10/15-H2e	34,10	35,39	4,91	0,20
6A	20/1-R-10/15-H2e-T	35,90	47,93	10,42	0,10
3B	20/1-R-10/20-Hint	39,79	49,08	7,26	0,14
4B	20/1-R-10/20-Hint-T	41,60	58,10	9,00	0,11
5B	20/1-R-10/20-Hext,int	44,28	56,90	7,18	0,14
6B	20/1-R-10/20-Hext,int-T	46,09	66,90	8,71	0,11
: CPs de Referência				Fc-Ensaio CV= 28,4 MPa	

Para facilitar análises comparativas e correspondentes comentários, os valores médios dos coeficientes de Poisson dos CPs de Referência das séries estudadas estão resumidos na Tab. 10.24.

Tabela 10.24 - Coef. de Poisson Médios dos CPs de Referência - Resumo

Série (Fc-Nominal - Brita)	Fc - Ensaio (MPa)	Luva de 2,2 cm	Luva de 4,6 cm	Média das Luvas
		CP Referência	CP Referência	CP Referência
		v	v	v
Série 1 (30-00)	33,8	0,35	0,34	0,35
Série 2 (20-00)	22,9	0,08	0,08	0,08
Série 3 (30-1)	32,1	0,50	0,24	0,37
Série 4 (20-1)	28,4	0,16	0,14	0,15

Análise dos dados da Tab. 10.24 permite os seguintes comentários:

- os resultados dos CPs da Série 3 não tiveram a uniformidade apresentada pelos resultados dos CPs das outras três séries. Cabe observar que a Série 3, também, destoou das Séries 1, 2 e 4, em relação a outros aspectos, destacadamente, em relação aos resultados de aderência e de atrito, tanto pelo Ensaio de Cisalhamento Inclinado, quanto pelo Ensaio de Luva;
- o valor médio dos coeficientes de Poisson da Série 3 (30-1), ficou bem próximo do valor médio do coeficiente de Poisson da Série 1 (30-00);
- o valor médio do coeficiente de Poisson da Série 4 (20-1) apresentou quase o dobro do valor médio da Série 2 (20-00);
- o valor médio do coeficiente de Poisson da Série 1 (30-00) foi mais de quatro vezes maior do que os da Série 2 (20-00), e mais de duas vezes maior do que os da Série 4 (20-1);
- o fato dos CPs com F_c nominal de 20MPa terem apresentado coeficiente de Poisson de duas a quatro vezes menor do que os CPs com F_c nominal de 30MPa é a **justificativa física** para os CPs em luva com CV de 20MPa, mesmo com menor armadura de fretagem (32%), terem apresentado tensão de ruptura igual ou maior do que os CPs em luva com CV de 30MPa. Para tanto, basta lembrar que $f_{ci} = f_c + p/\nu$, que mostra que, quanto menor “ ν ”, maior o acréscimo da resistência à compressão do concreto fretado.

10.5 Avaliação Teórica da Influência da Área de Contato Entre Concretos

A avaliação da influência da área de contato entre o concreto velho e o novo na tensão de ruptura dos CPs em luva das Séries 5 e 6 foi feita, no Cap. 8 (subitens 8.2.5 e 8.2.6), por meio da comparação direta entre estas tensões.

Nos dois citados subitens, concluiu-se que alturas de contato CV-CN iguais a 14cm ou 17,5cm eram bastante satisfatórias.

Neste subitem, a mesma avaliação é feita pela comparação entre a tensão de cisalhamento atuante e a tensão de cisalhamento resistente na interface entre os dois concretos. A tensão de cisalhamento atuante foi calculada com base nas tensões de ruptura de ensaio, enquanto que a de cisalhamento resistente o foi com base nas Equações de Coulomb definidas pelos Ensaio de Luva (subitem 9.3).

As Tabs. 10.25 e 10.26 apresentam os cálculos das tensões de cisalhamento resistentes e das tensões de cisalhamento atuantes, assim como a relação entre elas. Nas designações dos CPs, a “área de contato” entre o CV e o CN foi representada pela “altura de contato” (L) que tinham os valores de 10 cm, 14 cm ou 17,5 cm.

Tabela 10.25 - Série 5 - Tensões de Cisalhamento Atuante e Resistente no Contato Entre o Concreto Velho e o Concreto Novo

SÉRIE 5 (30-1-H)	Rupt.Teórica	p (MPa)	Rupt.Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ _{par}
Fc = 30 MPa // Brita 1	(MPa)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
30/1-H-R-10/20-L=10-Hint	49,03	4,18	34,67	78,54	27230	314,16	8,67
30/1-H-R-10/20-L=10-Hint-T	50,84	4,64	39,96	78,54	31385	314,16	9,99
30/1-H-R-10/20-L=14-Hint	49,03	4,18	53,48	78,54	42003	439,82	9,55
30/1-H-R-10/20-L=14-Hint-T	50,84	4,64	57,42	78,54	45098	439,82	10,25
*30/1-R-10/20-Hint (L=17,5)	48,83	4,18	49,50	78,54	38877	549,78	7,07
*30/1-R-10/20-Hint-T (L=17,5)	50,64	4,64	54,39	78,54	42718	549,78	7,77

SÉRIE 5 (30-1-H)	τ _{par-Atuante}	p	σ(MPa)	τ _{par-Resistente}	τ _{par-Resistente}	τ _{Resist./τ_{Atuante}}
Fc = 30 MPa // Brita 1	(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	
30/1-H-R-10/20-L=10-Hint	8,67	4,18	2,09	τ = 5,04σ + 0	10,54	1,22
30/1-H-R-10/20-L=10-Hint-T	9,99	4,64	2,32	τ = 5,04σ + 0	11,68	1,17
30/1-H-R-10/20-L=14-Hint	9,55	4,18	2,09	τ = 5,04σ + 0	10,54	1,10
30/1-H-R-10/20-L=14-Hint-T	10,25	4,64	2,32	τ = 5,04σ + 0	11,68	1,14
*30/1-R-10/20-Hint (L=17,5)	7,07	4,18	2,09	τ = 5,04σ + 0	10,54	1,49
*30/1-R-10/20-Hint-T (L=17,5)	7,77	4,64	2,32	τ = 5,04σ + 0	11,68	1,50

(*) Resultado da Série3-30/1 Fc-Ensaio CV= 32,3 MPa (Série 5) e 32,1 MPa (Série 3)

Com base nos dados da Tab. 10.25, podem ser feitos os seguintes comentários:

- inicialmente, é importante ressaltar que a altura de contato (L) de 10 cm corresponde a 100% do diâmetro dos CPs de concreto velho (ϕ 10x20cm); a altura de 14 cm a 140%; e a de 17,5 cm a 175%;
- as tensões de ruptura dos CPs em luva (mínima de 34,67MPa), nas três alturas de contato, foram maiores do que a tensão de ruptura de ensaio (F_c -Ensaio) do concreto velho (32,3 ou 32,1 MPa);
- as tensões de ruptura dos CPs com L=14 cm foram maiores (em média, 7%) do que as dos CPs com L=17,5 cm. Isto sugere que o que foi concluído, na pesquisa, para a altura de 17,5 cm, seja válido para a altura de 14 cm;
- as tensões de ruptura dos CPs com L=10 cm foram, em média, 28% menores do que os CPs com L=17,5cm. Observa-se que a diminuição de tensão não foi proporcional à redução de área de contato, pois, nos CPs com L=10 cm, ela é 43% menor do que nos CPs de L=17,5 cm;
- a relação entre a tensão de cisalhamento resistente e a atuante, nas três alturas, foi sempre maior do que a unidade (mínimo igual a 1,10), indicando a ausência de deslizamento;
- a relação entre a tensão de cisalhamento resistente e a atuante para a altura de 14 cm (1,10 e 1,14) foi, em média, 25% menor do que para a altura de 17,5 cm (1,49 e 1,50), e 7% menor do que para a altura de 10 cm (1,22 e 1,17);
- considerando uma maior segurança, o exposto indica sugerir que, na recuperação, por encamisamento localizado, de pilares quadrados ($f_{c,nom}$ =30 MPa), com perda localizada total de resistência, uma altura de contato entre concretos com valor de 1,75 A é indicada; onde “A” é o lado do quadrado. Observa-se que CÁNOVAS, M.F (1988) indicou a adoção de altura igual a 1,5 A, no caso do pilar recuperado ter resistência residual de 45%.

Tabela 10.26 - Série 6 - Tensões de Cisalhamento Atuante e Resistente no Contato Entre o Concreto Velho e o Concreto Novo

SÉRIE 6 (20-1-H)	Rupt. Teórica	p (MPa)	Rupt.Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ _{par}
Fc = 20 MPa // Brita 1	(MPa)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
20/1-H-R-10/20-L=10-Hint	33,89	2,85	36,69	78,54	28816	314,16	9,17
20/1-H-R-10/20-L=10-Hint-T	35,70	3,30	45,00	78,54	35343	314,16	11,25
20/1-H-R-10/20-L=14-Hint	33,89	2,85	45,09	78,54	35414	439,82	8,05
20/1-H-R-10/20-L=14-Hint-T	35,70	3,30	49,95	78,54	39231	439,82	8,92
20/1-R-10/20-Hint (L=17,5)	39,79	2,85	49,08	78,54	38547	549,78	7,01
20/1-R-10/20-Hint-T (L=17,5)	41,60	3,30	58,10	78,54	45632	549,78	8,30

SÉRIE 6 (20-1-H)	τ _{par-Atuante}	p	σ(MPa)	τ _{par-Resistente}	τ _{par-Resistente}	τ _{Resist.} /τ _{Atuante}
Fc = 20 MPa // Brita 1	(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	
20/1-H-R-10/20-L=10-Hint	9,17	2,85	1,42	τ = 5,03σ + 0,17	7,33	0,80
20/1-H-R-10/20-L=10-Hint-T	11,25	3,30	1,65	τ = 5,03σ + 0,17	8,47	0,75
20/1-H-R-10/20-L=14-Hint	8,05	2,85	1,42	τ = 5,03σ + 0,17	7,33	0,91
20/1-H-R-10/20-L=14-Hint-T	8,92	3,30	1,65	τ = 5,03σ + 0,17	8,47	0,95
					0,17	
*20/1-R-10/20-Hint (L=17,5)	7,01	2,85	1,42	τ = 5,03σ + 0,17	7,33	1,05
*20/1-R-10/20-Hint-T (L=17,5)	8,30	3,30	1,65	τ = 5,03σ + 0,17	8,47	1,02

(*) Resultado da Série4-20/1 Fc-Ensaio CV= 22,5 MPa (Série 6) e 28,4 MPa (Série 4)

Com base nos dados da Tab. 10.26, podem ser feitos os seguintes comentários:

- torna-se a ressaltar que a altura de contato (L) de 10 cm corresponde a 100% do diâmetro do CP de concreto velho (φ 10x20cm); a altura de 14 cm a 140%; e a de 17,5 cm a 175%;
- a tensão de ruptura dos CPs em luva (mínima de 36,69 MPa), nas três alturas de contato, foi muito maior (de 63% a 122%) do que a tensão de ruptura de ensaio (Fc-Ensaio) do concreto velho (22,5 ou 28,4MPa);
- as tensões de ruptura dos CPs com L=14 cm foram, na média, apenas 11% menores do que as dos CPs com L=17,5 cm. Considerando que as tensões de ruptura dos CPs com L=14 cm (45,09 e 49,95 MPa) foram iguais ao dobro, ou mais, da tensão de ruptura de ensaio (Fc-Ensaio) do concreto velho (22,5 MPa), parece ser, ainda, razoável a ideia de que o que foi concluído, na pesquisa, para a altura de 17,5 cm, seja válido para a altura de 14 cm;
- a relação entre a tensão de cisalhamento resistente e a atuante foi maior do que a unidade (média de 1,04) apenas nos CPs com L=17,5 cm. Para os CPs com L=14 cm a relação teve média de 0,93 (0,91 e 0,95) e, para os CPs com L=10 cm, média de 0,78 (0,80 e 0,75).

Entretanto, é preciso salientar que o fato destas relações terem sido menores (máximo de 25%) do que a unidade não tem significado negativo de desempenho, frente à elevada tensão de ruptura de todos os CPs em luva, em comparação com a tensão de ruptura de ensaio do concreto velho (de 63% a 122% maior). Isto porque, impondo uma redução de 25% nas tensões de ruptura dos CPs com H=10 e 14 cm, as relações entre as tensões de cisalhamento resistentes e as atuantes ficariam iguais ou maiores do que a unidade, e, as tensões de ruptura dos CPs em luva, ainda maiores (30% a 76%) do que a tensão de ruptura de ensaio do concreto velho;

- o exposto sugere que, na recuperação, por encamisamento localizado, de pilares quadrados ($f_{c,nom} = 20$ MPa), com perda localizada total de resistência, uma altura de contato entre concretos com valor de $1,75 A$ é indicada; onde “A” é o lado do quadrado. Observa-se que CÁNOVAS, M.F (1988) indicou a adoção de altura igual a $1,5 A$, no caso do pilar recuperado ter resistência residual de 45%;
- Finalmente, é preciso ressaltar que a relação entre a tensão de cisalhamento resistente e a atuante com valor inferior à unidade, ocorrida nos CPs da Série 6 com L=10 cm e L=14 cm, sugere a ocorrência, na ruptura - de valor bem elevado -, de deslizamento entre o concreto velho e o novo.

Para melhor avaliar a possível indicação de deslizamento citada no último comentário, convém analisar os deslocamentos relativos CV-CN, tanto da Série 6, quanto da Série 5, na qual todas as relações entre a tensão de cisalhamento resistente e a atuante foram superiores à unidade.

As Figs. 10.1 e 10.2 mostram os deslocamentos relativos CV-CN dos CPs das Séries 5 e 6.

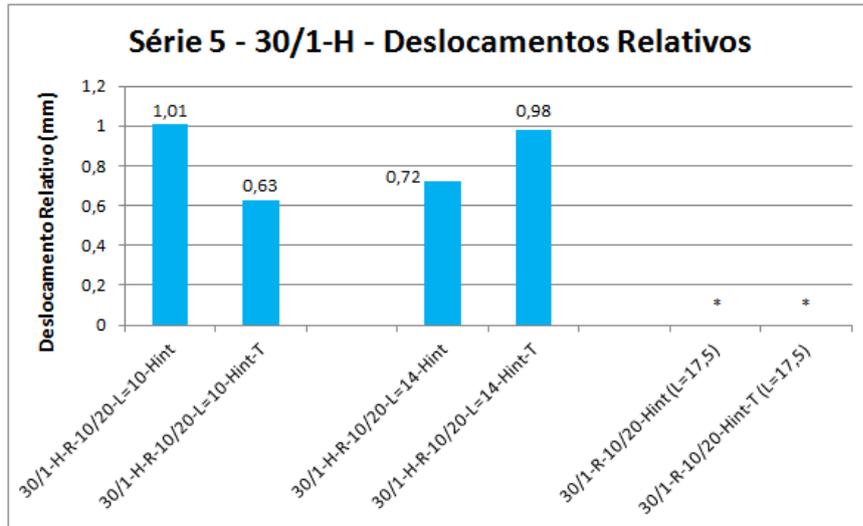


Figura 10.1 - Série 5 - Deslocamentos Relativos CV-CN

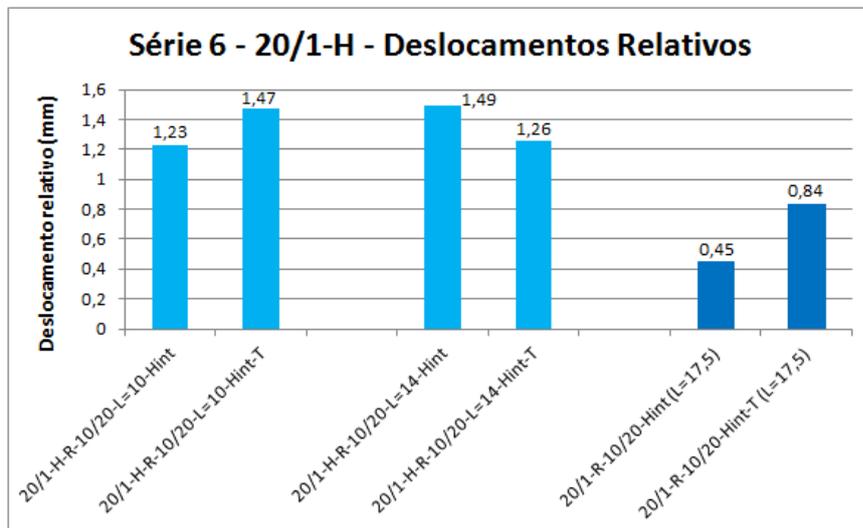


Figura 10.2 - Série 6 - Deslocamentos Relativos CV-CN

Pelas Figs. 10.1 e 10.2, constata-se que os deslocamentos relativos máximos dos CPs da Série 6 (F_c Nominal=20MPa), com $H=10$ cm e $H=14$ cm (1,47 e 1,49 mm), foram, em média, 48% maiores do que os máximos dos CPs correspondentes da Série 5 (F_c Nominal=30MPa) com os mesmos valores de H (1,01 e 0,98 mm), sugerindo que o deslocamento relativo CV-CN possa ter, realmente, ocorrido na Série 6.

É importante registrar, todavia, que, durante os ensaios, não foi perceptível, visualmente, qualquer deslocamento relativo até imediatamente antes da ruptura.

Convém registrar, também, que a avaliação da influência da altura de contato por meio da comparação entre a tensão de cisalhamento atuante e a tensão de cisalhamento resistente na interface entre os dois concretos é bem mais rigorosa do que pela comparação direta entre as tensões de ruptura dos CPs em luva (Cap. 8 - subitens 8.2.5 e 8.2.6).

10.6 Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN

Neste subitem são apresentadas, para os CPs em luva das Séries 1 a 4 e Séries 7 e 8, a comparação entre a tensão de cisalhamento atuante na interface dos dois concretos e a tensão de cisalhamento resistente definida com base na expressão de Coulomb (ver subitem 9.3). Os resultados da comparação entre estas tensões é um sinalizador referente à possibilidade de ter ocorrido o deslizamento entre o CV e o CN.

As Tabs. 10.28 a 10.33 apresentam os cálculos das tensões de cisalhamento resistentes e das tensões de cisalhamento atuantes. Nelas, foi registrada, para cada CP, a tendência (S), ou não (N), de deslizamento entre concretos, definida em função da tensão de cisalhamento atuante ser, respectivamente, maior ou menor do que a tensão de cisalhamento resistente.

Tabela 10.27 - Série 1 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN

SÉRIE 1 (30-00)		Rupt. Teórica	p (MPa)	Rupt. Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ _{par}
Fc = 30 MPa // Brita 00		(MPa) (p/Fc-Ensaio)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
3A	30/00-R-10/15-He	50,53	4,18	45,79	78,54	35963	549,78	6,54
4A	30/00-R-10/15-He-T	52,34	4,64	59,64	78,54	46841	549,78	8,52
5A	30/00-R-10/15-H2e	42,17	2,09	34,86	78,54	27379	549,78	4,98
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	43,97	2,54	41,85	78,54	32869	549,78	5,98
3B	30/00-R-10/20-Hint	50,53	4,18	46,20	78,54	36285	549,78	6,60
4B	30/00-R-10/20-Hint-T	52,34	4,64	51,84	78,54	40715	549,78	7,41
5B	30/00-R-10/20-Hext	45,73	2,98	37,16	78,54	29185	549,78	5,31
6B	30/00-R-10/20-Hext-T	47,54	3,44	45,37	78,54	35634	549,78	6,48

SÉRIE 1 (30-00)		τ _{par-Atuante}	p	σ(MPa)	τ _{par-Resistente}	τ _{par-Resistente}	Deslizam.
Fc = 30 MPa // Brita 00		(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	S/N
3A	30/00-R-10/15-He	6,54	4,18	2,09	τ = 4,86σ + 0,49	10,65	N
4A	30/00-R-10/15-He-T	8,52	4,64	2,32	τ = 4,86σ + 0,49	11,75	N
5A	30/00-R-10/15-H2e	4,98	2,09	1,05	τ = 4,86σ + 0,49	5,57	N
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	5,98	2,54	1,27	τ = 4,86σ + 0,49	6,67	N
3B	30/00-R-10/20-Hint	6,60	4,18	2,09	τ = 4,86σ + 0,49	10,65	N
4B	30/00-R-10/20-Hint-T	7,41	4,64	2,32	τ = 4,86σ + 0,49	11,75	N
5B	30/00-R-10/20-Hext	5,31	2,98	1,49	τ = 4,86σ + 0,49	7,74	N
6B	30/00-R-10/20-Hext-T	6,48	3,44	1,72	τ = 4,86σ + 0,49	8,84	N

: CPs de Referência Fc-Ensaio CV= 33,8 MPa

Tabela 10.28 - Série 2 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN

SÉRIE 2 (20-00)		Rupt. Teórica	p (MPa)	Rupt. Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ _{par}
Fc = 20 MPa // Brita 00		(MPa) (p/Fc-Ensaio)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
3A	20/00-R-10/15-He	34,29	2,85	56,44	78,54	44328	549,78	8,06
4A	20/00-R-10/15-He-T	36,10	3,30	54,81	78,54	43048	549,78	7,83
5A	20/00-R-10/15-H2e	28,60	1,43	44,32	78,54	34809	549,78	6,33
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	30,40	1,88	44,73	78,54	35131	549,78	6,39
3B	20/00-R-10/20-Hint	34,29	2,85	56,73	78,54	44556	549,78	8,10
4B	20/00-R-10/20-Hint-T	36,10	3,30	57,45	78,54	45121	549,78	8,21
5B	20/00-R-10/20-Hext	31,02	2,03	46,49	78,54	36513	549,78	6,64
6B	20/00-R-10/20-Hext-T	32,83	2,48	48,89	78,54	38398	549,78	6,98

SÉRIE 2 (20-00)		τ _{par-Atuante}	p	σ(MPa)	τ _{par-Resistente}	τ _{par-Resistente}	Deslizam.
Fc = 20 MPa // Brita 00		(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	S/N
3A	20/00-R-10/15-He	8,06	2,85	1,42	τ = 3,53σ + 1,23	6,26	S
4A	20/00-R-10/15-He-T	7,83	3,30	1,65	τ = 3,53σ + 1,23	7,05	S
5A	20/00-R-10/15-H2e	6,33	1,43	0,71	τ = 3,53σ + 1,23	3,75	S
6A	30/00-R-10/15-H2e-T	6,39	1,88	0,94	τ = 3,53σ + 1,23	4,54	S
3B	20/00-R-10/20-Hint	8,10	2,85	1,42	τ = 3,53σ + 1,23	6,26	S
4B	20/00-R-10/20-Hint-T	8,21	3,30	1,65	τ = 3,53σ + 1,23	7,05	S
5B	20/00-R-10/20-Hext	6,64	2,03	1,02	τ = 3,53σ + 1,23	4,81	S
6B	20/00-R-10/20-Hext-T	6,98	2,48	1,24	τ = 3,53σ + 1,23	5,61	S

: CPs de Referência Fc-Ensaio CV= 22,9 MPa

Tabela 10.29 - Série 3 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN

SÉRIE 3 (30-1)		Rupt. Teórica	p (MPa)	Rupt. Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ _{par}
Fc = 30 MPa // Brita 1		(MPa) (p/Fc-Ensaio)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
3A	30/1-R-10/15-He	48,83	4,18	40,46	78,54	31777	549,78	5,78
4A	30/1-R-10/15-He-T	50,64	4,64	54,28	78,54	42632	549,78	7,75
5A	30/1-R-10/15-H2e	40,47	2,09	31,48	78,54	24724	549,78	4,50
6A	30/1-R-10/15-H2e-T	42,27	2,54	43,18	78,54	33914	549,78	6,17
3B	30/1-R-10/20-Hint	48,83	4,18	49,50	78,54	38877	549,78	7,07
4B	30/1-R-10/20-Hint-T	50,64	4,64	54,39	78,54	42718	549,78	7,77
5B	30/1-R-10/20-Hext,int	55,41	5,83	62,05	78,54	48734	549,78	8,86
6B	30/1-R-10/20-Hext,int-T	57,22	6,28	66,90	78,54	52543	549,78	9,56

SÉRIE 3 (30-1)		τ _{par-Atuante}	p	σ(MPa)	τ _{par-Resistente}	τ _{par-Resistente}	Deslizam.
Fc = 30 MPa // Brita 1		(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	S/N
3A	30/1-R-10/15-He	5,78	4,18	2,09	τ = 5,04σ + 0	10,54	N
4A	30/1-R-10/15-He-T	7,75	4,64	2,32	τ = 5,04σ + 0	11,68	N
5A	30/1-R-10/15-H2e	4,50	2,09	1,05	τ = 5,04σ + 0	5,27	N
6A	30/1-R-10/15-H2e-T	6,17	2,54	1,27	τ = 5,04σ + 0	6,41	N
3B	30/1-R-10/20-Hint	7,07	4,18	2,09	τ = 5,04σ + 0	10,54	N
4B	30/1-R-10/20-Hint-T	7,77	4,64	2,32	τ = 5,04σ + 0	11,68	N
5B	30/1-R-10/20-Hext,int	8,86	5,83	2,91	τ = 5,04σ + 0	14,69	N
6B	30/1-R-10/20-Hext,int-T	9,56	6,28	3,14	τ = 5,04σ + 0	15,83	N

: CPs de Referência Fc-Ensaio CV= 32,1 MPa

Tabela 10.30 - Série 4 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN

SÉRIE 4 (20-1)		Rupt. Teórica	p (MPa)	Rupt. Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ _{par}
Fc = 20 MPa // Brita 1		(MPa) (p/Fc-Ensaio)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
3A	20/1-R-10/15-He	39,79	2,85	45,84	78,54	36003	549,78	6,55
4A	20/1-R-10/15-He-T	41,60	3,30	53,69	78,54	42168	549,78	7,67
5A	20/1-R-10/15-H2e	34,10	1,43	35,39	78,54	27795	549,78	5,06
6A	20/1-R-10/15-H2e-T	35,90	1,88	47,93	78,54	37644	549,78	6,85
3B	20/1-R-10/20-Hint	39,79	2,85	49,08	78,54	38547	549,78	7,01
4B	20/1-R-10/20-Hint-T	41,60	3,30	58,10	78,54	45632	549,78	8,30
5B	20/1-R-10/20-Hext,int	44,28	3,97	56,90	78,54	44689	549,78	8,13
6B	20/1-R-10/20-Hext,int-T	46,09	4,42	66,90	78,54	52543	549,78	9,56

SÉRIE 4 (20-1)		τ _{par-Atuante}	p	σ(MPa)	τ _{par-Resistente}	τ _{par-Resistente}	Deslizam.
Fc = 20 MPa // Brita 1		(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	S/N
3A	20/1-R-10/15-He	6,55	2,85	1,42	τ = 5,03σ + 0,17	7,33	N
4A	20/1-R-10/15-He-T	7,67	3,30	1,65	τ = 5,03σ + 0,17	8,47	N
5A	20/1-R-10/15-H2e	5,06	1,43	0,71	τ = 5,03σ + 0,17	3,75	S
6A	20/1-R-10/15-H2e-T	6,85	1,88	0,94	τ = 5,03σ + 0,17	4,89	S
3B	20/1-R-10/20-Hint	7,01	2,85	1,42	τ = 5,03σ + 0,17	7,33	N
4B	20/1-R-10/20-Hint-T	8,30	3,30	1,65	τ = 5,03σ + 0,17	8,47	N
5B	20/1-R-10/20-Hext,int	8,13	3,97	1,99	τ = 5,03σ + 0,17	10,15	N
6B	20/1-R-10/20-Hext,int-T	9,56	4,42	2,21	τ = 5,03σ + 0,17	11,29	N

: CPs de Referência Fc-Ensaio CV= 28,4 MPa

Tabela 10.31 - Série 7 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN

SÉRIE 7 (30-1)		Rupt. Teórica	p (MPa)	Rupt. Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ_{par}
Fc = 30 MPa // Brita 1		(MPa) (p/Fc-Ensaio)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
3B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H	56,61	5,58	44,02	78,54	34573	549,78	6,29
4B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	58,30	6,00	47,25	78,54	37110	549,78	6,75
5B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H	56,61	5,58	47,87	78,54	37597	549,78	6,84
6B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	58,30	6,00	45,18	78,54	35484	549,78	6,45

SÉRIE 7 (30-1)		$\tau_{par-Atuante}$	p	σ (MPa)	$\tau_{par-Resistente}$	$\tau_{par-Resistente}$	Deslizam.
Fc = 30 MPa // Brita 1		(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	S/N
3B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H	6,29	5,58	2,79	$\tau = 5,04\sigma + 0$	14,06	N
4B	30/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	6,75	6,00	3,00	$\tau = 5,04\sigma + 0$	15,12	N
5B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H	6,84	5,58	2,79	$\tau = 5,04\sigma + 0$	14,06	N
6B	30/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	6,45	6,00	3,00	$\tau = 5,04\sigma + 0$	15,12	N

: CPs de Referência Fc-Ensaio CV= 34,3 MPa

Tabela 10.32 - Série 8 - Avaliação Teórica da Possibilidade de Deslizamento entre CV e CN

SÉRIE 8 (20-1)		Rupt. Teórica	p (MPa)	Rupt. Ensaio	Área CP	Fcis	A _{contato}	τ_{par}
Fc = 20 MPa // Brita 1		(MPa) (p/Fc-Ensaio)	(RuptTeo-FcEns)/4	(MPa)	(cm ²)	(daN)	(cm ²)	(MPa)
3B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H	42,47	3,72	49,96	78,54	39239	549,78	7,14
4B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	44,17	4,14	44,36	78,54	34840	549,78	6,34
5B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H	42,47	3,72	47,10	78,54	36992	549,78	6,73
6B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	44,17	4,14	47,04	78,54	36945	549,78	6,72

SÉRIE 8 (20-1)		$\tau_{par-Atuante}$	p	σ (MPa)	$\tau_{par-Resistente}$	$\tau_{par-Resistente}$	Deslizam.
Fc = 20 MPa // Brita 1		(MPa)	(MPa)	(p/2)	(MPa)	(MPa)	S/N
3B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H	7,14	3,72	1,86	$\tau = 5,03\sigma + 0,17$	9,52	N
4B	20/1-Q-R-10/20-CVSA-H-T	6,34	4,14	2,07	$\tau = 5,03\sigma + 0,17$	10,59	N
5B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H	6,73	3,72	1,86	$\tau = 5,03\sigma + 0,17$	9,52	N
6B	20/1-Q-R-10/20-CVCA-H-T	6,72	4,14	2,07	$\tau = 5,03\sigma + 0,17$	10,59	N

: CPs de Referência Fc-Ensaio CV= 27,6 MPa

Com base nas Tabs. 10.28 a 10.33, podem ser feitos os seguintes comentários:

- nas Séries 1, 3 e 7, que tinham CV com Fc Nominal de 30 MPa, em todos os CPs em luva, não houve indicação de deslizamento entre concretos;
- na Série 2, de CV com Fc Nominal de 20 MPa, houve indicação de ocorrência de deslizamento em todos os CPs. Tal constatação não tem, entretanto, significado negativo, tendo em vista que a tensão de ruptura dos dois CPs de Referência (56,44 e 56,73 MPa) foi mais de 180% maior do que o Fc Nominal do concreto da série (20 MPa). Por outro lado, essa mesma elevada tensão de ruptura sinaliza para a possibilidade de ocorrência de deslizamento.

- na Série 4, de CV com Fc Nominal de 20 MPa, dos oito CPs, houve indicação de ocorrência de deslizamento em apenas dois CPs, com luva de menor espessura, mas que não eram CPs de Referência;
- na Série 8, de CV com Fc Nominal de 20 MPa, em todos os CPs em luva, não houve indicação de deslizamento entre concretos;
- não ter havido indicação de deslizamento entre concretos nos CPs quadrados, tanto com Resistência Nominal de 30 MPa (Série 7), quanto com de 20 MPa (Série 8), é ocorrência positiva com relação à recuperação de pilares quadrados.

É importante ressaltar que, na metodologia sugerida para o projeto de recuperações localizadas de pilares (Cap. 15), a altura de contato entre a luva e o concreto velho do pilar recuperado é calculada com base na possibilidade de deslizamento, não sendo admitido, entretanto, valor menor do que 1,75 vezes o lado da seção quadrada do pilar.

11 ENSAIOS DE PILAR - MODELOS E CORPOS DE PROVA

11.1 Introdução

Neste capítulo, são descritos os dois modelos de pilar (Modelo 15x15 e Modelo 20x20) que foram ensaiados no que foi denominado Ensaio de Pilar, ou seja, ensaios que visaram à avaliação de desempenho de pilares recuperados por encamisamentos localizados, projetados com base nos conceitos e resultados dos Ensaio de Luvas.

Cada modelo era formado por um pilar com seção íntegra (Pilar Original) e um pilar com seção recuperada por encamisamento localizado (Pilar Recuperado), mas que tinha as mesmas características do Pilar Original.

Os dois Pilares Originais se diferenciavam, além da altura, pela seção transversal (15x15 ou 20x20 cm), pela resistência do concreto à compressão (30 ou 20 MPa) e pelas armaduras (4 ϕ 12,5 ou 4 ϕ 10mm).

Os dois Pilares Recuperados, com as mesmas alturas de seus equivalentes originais, tinham luvas de encamisamento de mesma espessura (5 cm), mas comprimento e armaduras diferentes.

Os dois Pilares Recuperados visaram simular correção de anomalia localizada no terço médio de seus vãos, conforme ilustrado pela Fig. 11.1.

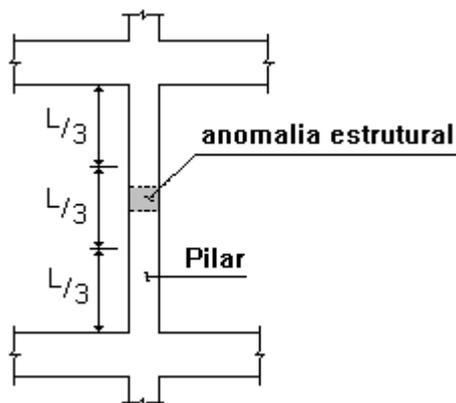


Figura 11.1 - Posição Relativa da Anomalia nos Pilares Recuperados

A anomalia citada consistiu na perda total de seção de concreto e de aço. Essa perda total de seção foi simulada, nos ensaios, por camada de isopor (5 cm) interposta entre trechos de pilar com a seção original, conforme pode ser visto nas Figs. 11.2 a 11.9.

Observa-se que a recuperação de um pilar com perda total de seção de concreto e de aço, mesmo localizada, é uma situação limite, que não ocorre, comumente, na prática, mas que é, entretanto, situação ideal para avaliar um método de recuperação, como o estudado na pesquisa.

Vale lembrar que, em recuperação de pilares, é procedimento usual ser desprezada a resistência residual do trecho a ser recuperado (Cánovas-1988).

11.2 Pilares Originais - Formas e Armaduras

Como se pretendia, com os Pilares Originais, representar pilares reais com concretos com resistências à compressão, na idade de recuperação, com valores em torno de 20 MPa e 30 MPa, a definição de suas seções transversais e de suas armaduras ficou limitada pela capacidade de carga dos macacos hidráulicos que estariam disponíveis, na época dos ensaios, no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas - LAEEs, do Depto. de Engenharia de Estruturas da EE-UFMG. Em função disto, definiu-se que a carga de ruptura experimental dos dois pilares deveria ficar em torno de 1000 kN.

Por isso, foi definida a seção de 15 x 15 cm, para o concreto de resistência nominal de 30 MPa, e de 20 x 20 cm, para concreto de 20 MPa. Para as armaduras foram utilizadas quatro barras, de aço CA-50, com diâmetro de 12,5 mm, no modelo de seção 15 x 15 cm, e quatro barras, do mesmo aço, com diâmetro de 10 mm, no modelo de seção 20 x 20 mm. Os estribos tinham diâmetro de 4.2 mm e o espaçamento máximo permitido pela NBR 6118 ($12\phi_L$), com exceção da fretagem das extremidades do pilar, onde o espaçamento era bem menor.

O cálculo das cargas teóricas de ruptura dos pilares originais dos dois modelos é apresentado no Cap. 12.

A altura dos pilares foi definida de forma que tivessem coeficiente de flambagem em torno de 30 (33-Modelo 15x15 e 30-Modelo 20x20) para que o fenômeno da flambagem não ocorresse nos ensaios.

As Figs. 11.2 a 11.5 mostram as formas e as armaduras dos Pilares Originais dos Modelos 15x15 e 20x20.

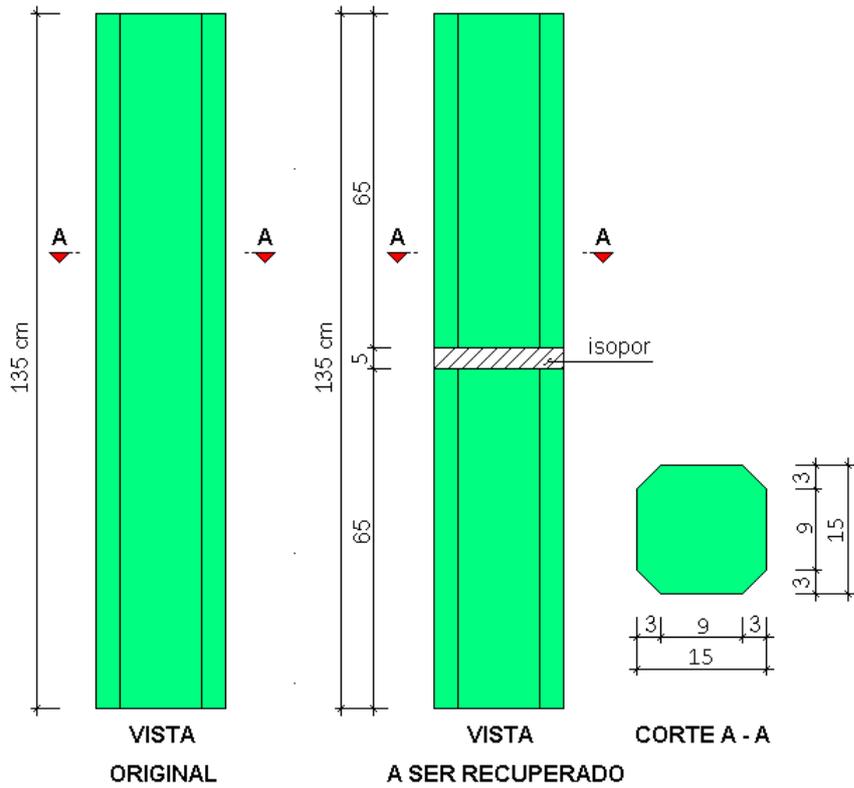


Figura 11.2 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Formas

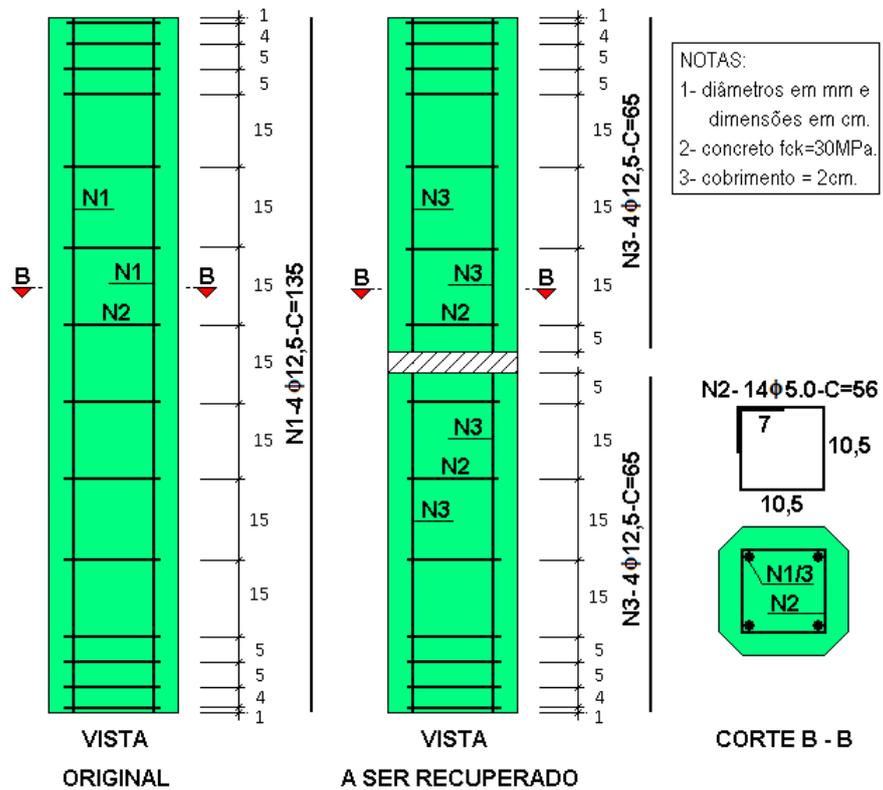


Figura 11.3 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Armação

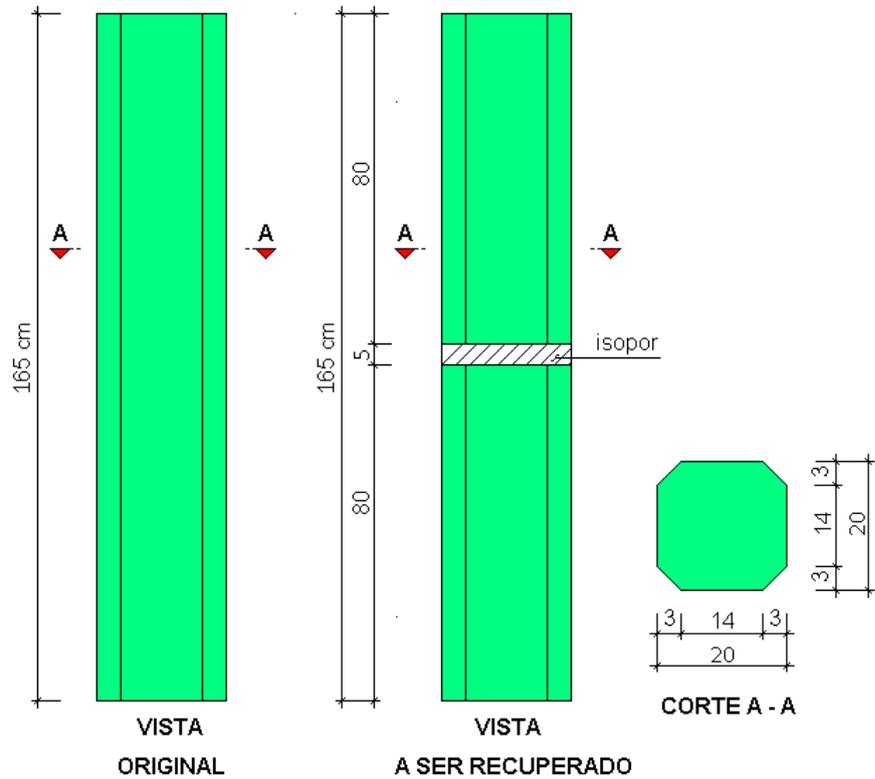


Figura 11.4 - Pilar Original - Modelo 20x20 - Formas



Figura 11.5 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Armação

11.3 Luvas de Encamisamento dos Pilares Recuperados - Formas e Armaduras

O dimensionamento do cintamento do projeto da luva de encamisamento dos dois Pilares Recuperados foi desenvolvido com o mesmo critério adotado para os CPs dos Ensaios de luva, ou seja, com a base na expressão de cintamento de Richart et al. (1929), coincidente com a da NBR 6118 -1980: $f_{ci} = f_c + 4p$. Salienta-se não ter sido possível a utilização das expressões de cintamento deduzidas dos Ensaios de Luva (subitem 10.3), pela necessidade de encomenda daquelas armaduras antes das análises dos resultados dos Ensaios de Luva.

Apesar dos cálculos referentes às armaduras de cintamento e às alturas das luvas dos Pilares Recuperados estarem registrados no Cap. 12, elas, adiantadamente, estão apresentadas neste capítulo, para uma melhor concentração de informações básicas.

Observa-se que as luvas de encamisamento, além da armadura de cintamento, possuíam armaduras externas (longitudinais e transversais) iguais às dos Pilares Originais que recuperavam.

As Fig. 11.6 a 11.9 mostram as formas e as armaduras das luvas dos dois Modelos Recuperados.

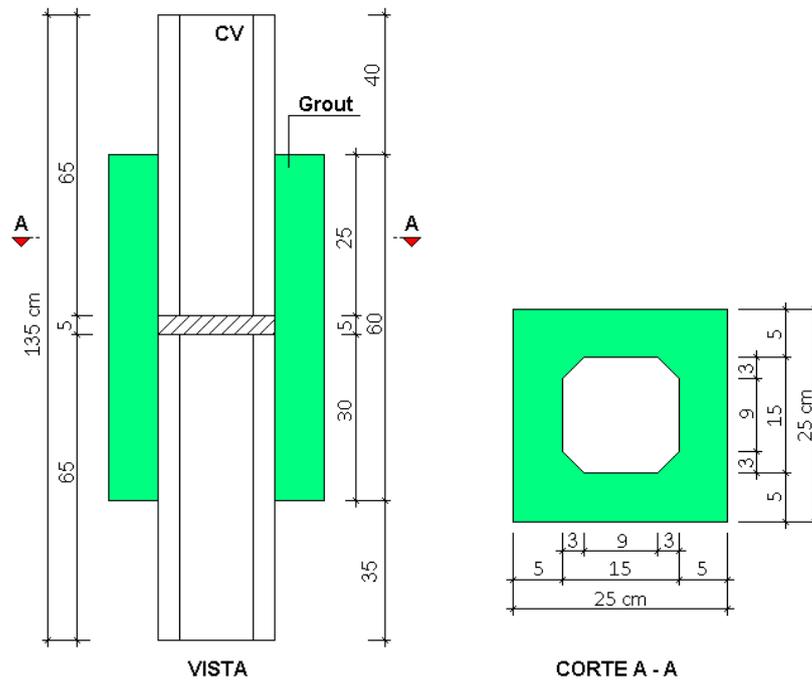


Figura 11.6 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Luva de Encamisamento - Formas

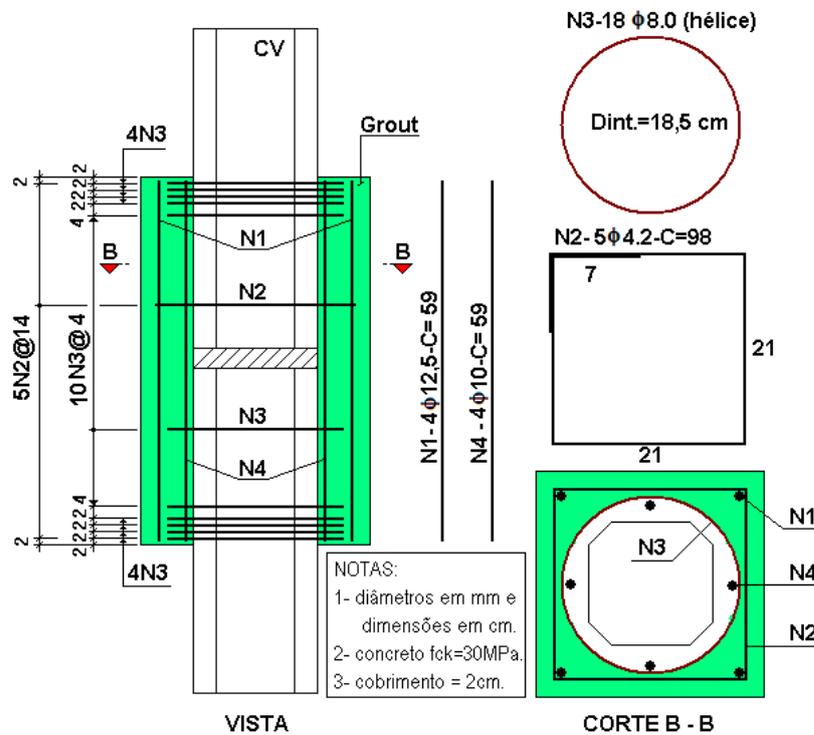


Figura 11.7 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Luva de Encamisamento - Armação

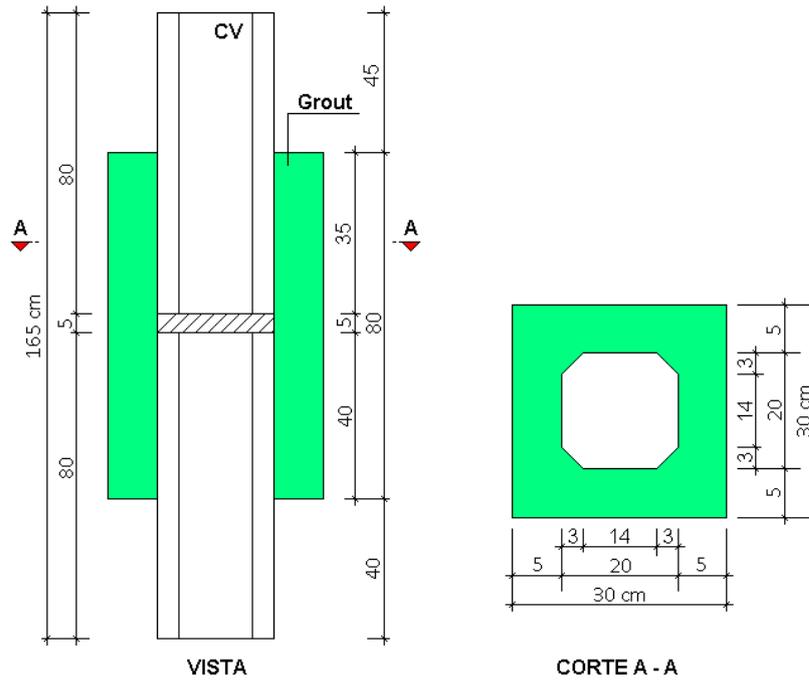


Figura 11.8 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Luva de Encamisamento - Formas

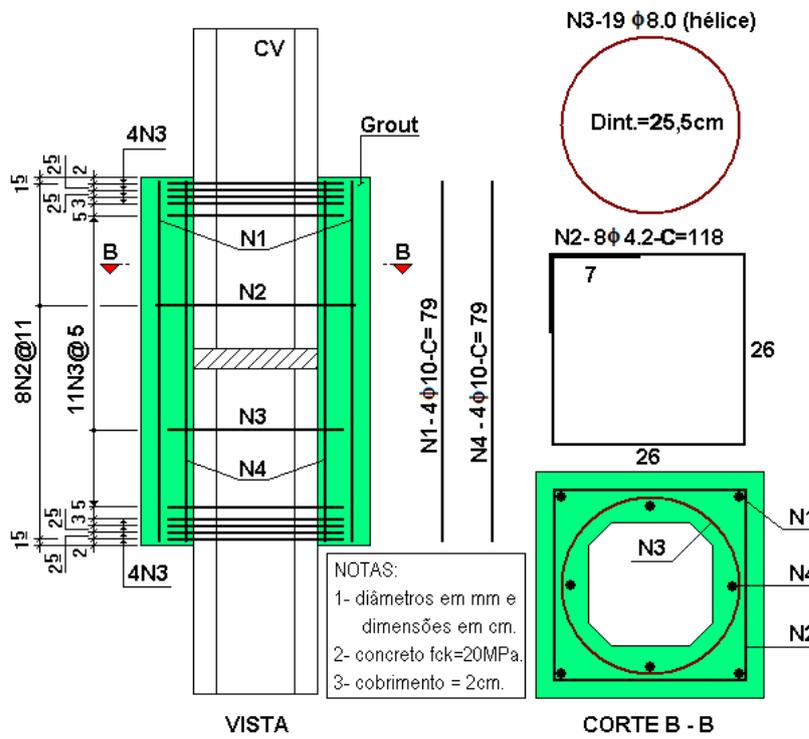


Figura 11.9 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Luva de Encamisamento - Armação

Os códigos adotados para identificação, onde necessária, dos pilares foram:

- PO-M15x15: Pilar Original - Modelo 15x15;
- PR-M15x15: Pilar Recuperado - Modelo 15x15;
- PO-M20x20: Pilar Original - Modelo 20x20;
- PR-M20x20: Pilar Recuperado - Modelo 20x20.

11.4 Corpos de Prova dos Ensaios de Caracterização dos Concretos (ECC)

Antes dos ensaios dos Pilares Originais de cada um dos dois modelos, o concreto velho (CV) foi caracterizado quanto à resistência à compressão.

Nos ensaios dos Pilares Recuperados dos dois modelos, o concreto velho e o concreto novo (graute) foram caracterizados quanto à resistência à compressão, à resistência à tração e ao módulo de elasticidade.

A Fig. 11.10 mostra os códigos adotados para identificação dos CPs dos Ensaios de ECC.

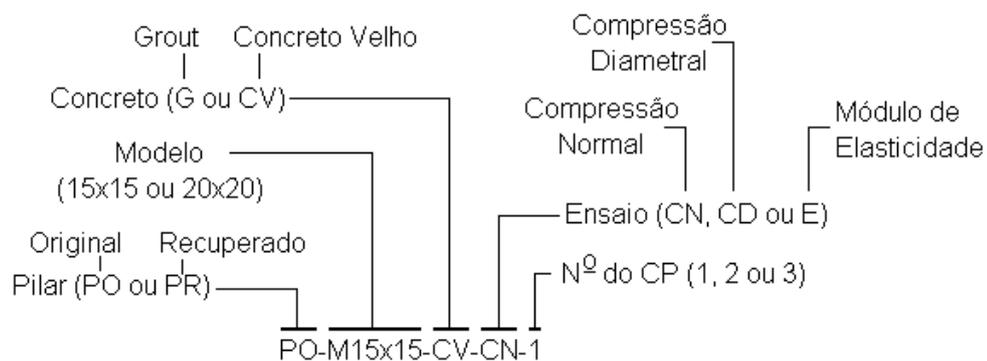


Figura 11.10 - Códigos de Identificação dos CPs dos ECC dos Dois Modelos de Pilar.

12 ENSAIOS DE PILAR - ANÁLISES TEÓRICAS INICIAIS

12.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentadas as análises teóricas iniciais desenvolvidas para definição das armaduras de cintamento (hélices ou estribos soldados) das luvas de encamisamento dos Pilares Recuperados dos Modelos 15x15 e 20x20. Apresentam-se, também, as análises que estimaram as Cargas Teóricas de Ruptura dos Pilares Originais e das luvas dos Pilares Recuperados e as Cargas de Projeto dos Pilares Originais.

Observa-se que a análise teórica para a definição do espaçamento das armaduras de cintamento das luvas de encamisamento dos Pilares Recuperados é semelhante à de definição das cargas teóricas de ruptura das mesmas. Entretanto, na definição dos “passos” das hélices, ou espaçamento dos estribos soldados, de cintamento foi adotada, como área do núcleo fretado, a área da seção transversal do concreto velho. Como os Modelos Originais de Pilar tinham seção de concreto velho quadrada, considerou-se, nos cálculos, seção circular fictícia de CV com a mesma área da prismática. Já no cálculo das cargas teóricas de ruptura das luvas, o núcleo fretado foi definido pelo eixo da hélice de cintamento, sendo formado, portanto, por todo o concreto velho e parte do concreto novo. O motivo para a diferença citada surgiu da urgência de definição das hélices a serem encomendadas, imposta pelo tempo a ser gasto na fabricação.

Outra importante diferença entre os dois cálculos se refere à expressão teórica de cintamento adotada em cada caso. Enquanto que, para a definição do espaçamento da armadura de cintamento das luvas de encamisamento, feita antes das análises dos Ensaio de Luva, foi considerada a Expressão de Cintamento da NBR 6118 - 1980, coincidente com a de Richart et

al (1929) - $f_{ci} = f_c + 4p$ -; para a definição das cargas teóricas de ruptura dessas luvas, foram consideradas as expressões de cintamento definidas com base nas análises dos resultados dos Ensaio de Luva (subitem 10.3), a saber:

$$\text{- Pilares quadrados - 20 MPa} \Rightarrow f_{ci} = f_c + 5p \quad (12.1)$$

$$\text{- Pilares quadrados - 30 MPa} \Rightarrow f_{ci} = f_c + 2p \quad (12.2)$$

Observa-se que em todos os cálculos não foram considerados coeficientes de segurança, e, ainda, salvo indicação contrária, foram adotadas as resistências nominais do concreto velho.

Quanto à altura de contato entre concretos, conforme sugerido no subitem 10-5, ela deveria ter valor mínimo de $1,75A$, sendo “A” a aresta do quadrado da seção do pilar original. Entretanto, para sua definição, foi considerado, também, o cálculo da possibilidade de deslizamento, utilizando as Equações de Coulomb definidas pelas Eqs. 9.7 e 9.8.

Salienta-se que altura de contato, definida como citado, foi utilizada apenas no trecho superior da luva. No seu trecho inferior, foi adotada altura, aleatoriamente, pouco maior (5cm), no intuito de garantir que possível falha ocorresse no trecho superior, único local onde os deslocamentos relativos entre a seção original do pilar e a luva foram medidos por meio de transdutores.

12.2 Passos das Hélices ou Espaçamento dos Estribos de Cintamento das Luvas dos Pilares Recuperados

É importante reafirmar que, para os experimentos da pesquisa, tanto nos Ensaio de Luva, quanto em um dos Pilares Recuperados dos Ensaio de Pilar, a armadura de cintamento na forma de hélice foi adotada por facilitar os trabalhos de montagem. Nas recuperações de pilares de edificações, entretanto, devem ser utilizados estribos soldados, visto ser quase

impossível a instalação de hélices e, também, ancorar extremidades de estribos abertos no interior do núcleo cintado.

Nas análises foram utilizadas expressões oriundas da NBR 6118 - 1980 e/ou de Richart et al (1929), descritas no Cap. 3 (subitens 3.2.1 e 3.2.3), a saber:

$$f_{ci} = f_c + 4p \quad (12-3)$$

$$p = \frac{A_t \cdot f_{yk}}{2 \cdot A_{ci}} \quad (12.4)$$

$$f_{ci} = f_c + \frac{2 \cdot A_t \cdot f_{yk}}{A_{ci}} \quad (12.5)$$

$$\therefore f_{ci} \cdot A_{ci} = f_c \cdot A_{ci} + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (12.6)$$

$$\therefore N^{com-int.} = N^{sem-int.} + 2 \cdot A_t \cdot f_{yk} \quad (12.7)$$

Onde:

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \quad (12.8)$$

$$A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \quad (12.9)$$

Para a definição do espaçamento das hélices (passo) ou dos estribos soldados da armadura de cintamento das luvas, estipulou-se que o cintamento, a exemplo do considerado nos Ensaio de Luva, promoveria um acréscimo de 70% na capacidade de carga dos Pilares Originais, capacidade esta que considerava a seção de concreto e, também, de aço. Dessa forma, tudo se passava como se as armaduras longitudinais promovessem um acréscimo na resistência do concreto dos Pilares Originais. Entretanto, de outro lado, a capacidade de carga do núcleo fretado foi calculada sem a consideração da contribuição da armadura do Pilar Original, tendo em vista a observação/conclusão 9 do subitem 8.2.17.

Para a armadura do cintamento em pautas, foi definida a utilização de barras ϕ 8.0 mm de aço CA-50S. Tal diâmetro coincide com o recomendado por Cánovas (1988) para as recuperações localizadas de pilares.

A Fig. 12.1 mostra, para o Modelo 15x15 e Modelo 20x20, a seção prismática real do Pilar Original e a circular fictícia equivalente (mesma área), considerada no cálculo da armadura de cintamento dos Pilares Recuperados.

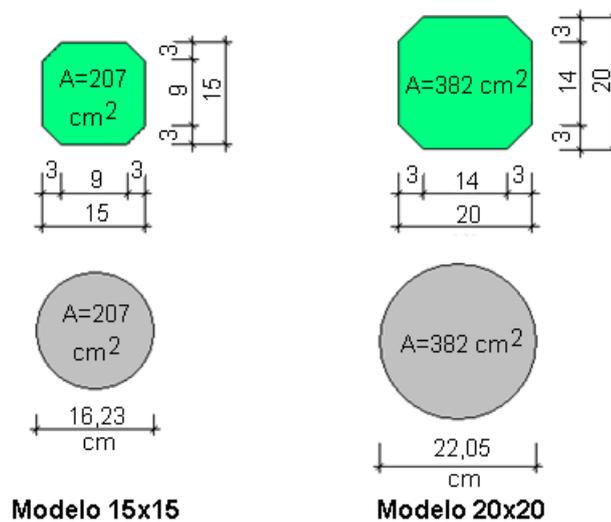


Figura 12.1 - Pilares Originais - Seções Prismáticas Reais e Circulares Fictícias Equivalentes

Para o Modelo 15x15, com Pilar Original de concreto de $f_{c,nom} = 30$ MPa e a armadura longitudinal de quatro barras $\phi 12,5$ (CA 50), tem-se:

$$N^{sem-c.int.} = 300 \times 207 + 1,25 \times 4 \times 4.200 = 62.100 + 21.000 = 83.100 \text{ daN}$$

$$N^{com-c.int.} = N^{sem-c.int.} \times 1,70 = 83.100 \times 1,70 = 141.270 \text{ daN}$$

$$N^{com-c.int.} = N^{sem-c.int.} + 2 \cdot A_t \cdot f_y \Rightarrow 141.270 = 83.100 + 2 \cdot A_t \cdot 5.000 \Rightarrow A_t = 5,82 \text{ cm}^3/\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \Rightarrow 5,82 = \frac{\pi^2 \cdot 16,23 \cdot 0,8^2}{4 s} \Rightarrow s = 4,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Hélice} = \underline{\phi 8 @ 4 \text{ cm}}$$

Para o Modelo 20x20, com Pilar Original de concreto de $f_{c,nom} = 20$ MPa e armadura longitudinal de quatro barras $\phi 10$ (CA 50), tem-se:

$$N^{sem-int.} = 200 \times 382 + 0,80 \times 4 \times 4.200 = 76.400 + 13.440 = 89.840 \text{ daN}$$

$$N^{com-int.} = N^{sem-int.} \times 1,70 = 89.840 \times 1,70 = 152.728 \text{ daN}$$

$$N^{com-int.} = N^{sem-int.} + 2 \cdot A_t \cdot f_y \Rightarrow 152.728 = 89.840 + 2 \cdot A_t \cdot 5.000 \Rightarrow A_t = 6,29 \text{ cm}^3/\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \Rightarrow 6,29 = \frac{\pi^2 \cdot 22,05 \cdot 0,8^2}{4 s} \Rightarrow s = 5,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Estribos} = \underline{\phi 8 @ 5\text{cm}}$$

12.3 Cargas Teóricas de Ruptura

A seguir, apresentam-se as análises que definiram as Cargas Teóricas de Ruptura dos Modelos Originais e das luvas dos Modelos Recuperados dos Ensaios de Pilar.

É importante observar que, em todas as análises, não foi considerado qualquer coeficiente de segurança, tendo em vista o objetivo de se comparar resultados teóricos com resultados experimentais.

Vale salientar que os Ensaios de Pilar visaram apenas avaliar se a ruptura do Pilar Recuperado ocorreria na luva ou na seção original do pilar. Desta forma, foi necessário avaliar a carga de ruptura dos Pilares Originais e a carga de ruptura das Luvas dos Pilares Recuperados.

12.3.1 Carga Teórica de Ruptura dos Pilares Originais

A seguir, são descritos os cálculos das Cargas Teóricas de Ruptura dos Pilares Originais do Modelo 15x15 e do Modelo 20x20.

A expressão utilizada nas análises foi descrita no Cap. 3, a saber:

$$N = f_c \cdot A_c + A_s' \cdot f_{yc}^{0,002} \quad (12.10)$$

Por se tratar de cálculos pré-ensaios, para a resistência (f_c) do concreto velho foram considerados os valores nominais (20 ou 30 MPa) e, também, os valores médios dos concretos com brita 1 indicados pelos Ensaio de Luva, (26,2 ou 32,9 MPa).

12.3.1.1 Concretos com a Resistência Nominal

Neste subitem, considerou-se para a resistência à compressão dos concretos os valores nominais, ou seja, 30 MPa (Modelo 15x15) ou 20 MPa (Modelo 20x20).

Para o Pilar Original do Modelo 15x15, no qual a seção transversal tinha 207 cm^2 , concreto $f_{c,nom} = 30 \text{ MPa}$, e quatro barras $\phi 12,5$ (CA 50) de armadura longitudinal, tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc nom} = 300 \times 207 + 1,25 \times 4 \times 4.200 = 62.100 + 21.000 = 83.100 \text{ daN} = \underline{831 \text{ kN}}.$$

Para Pilar Original do Modelo 20x20, no qual a seção transversal tinha 382 cm², concreto $f_{c,nom} = 20\text{MPa}$ e quatro barras $\phi 10$ (CA 50) de armadura longitudinal, tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc\ nom} = 200 \times 382 + 0,80 \times 4 \times 4.200 = 76.400 + 13.440 = 89.840 \text{ daN} = \underline{898 \text{ kN}}$$

12.3.1.2 Concretos com a Resistência Média dos Ensaios de Luva

Neste subitem, considerou-se para a resistência à compressão dos concretos os valores médios dos concretos com brita 1 dos Ensaios de Luva, ou seja, 32,9 MPa (Modelo 15x15) ou 26,2 MPa (Modelo 20x20).

Para o Pilar Original do Modelo 15x15, no qual a seção transversal tinha 207 cm², concreto $f_{c,med} = 32,9\text{MPa}$ e quatro barras $\phi 12,5$ (CA 50) de armadura longitudinal, tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc\ EL} = 329 \times 207 + 1,25 \times 4 \times 4.200 = 68.103 + 21.000 = 89.103 \text{ daN} = \underline{891 \text{ kN}}$$

Para Pilar Original do Modelo 20x20, no qual a seção transversal tinha 382 cm², concreto $f_{c,med} = 26,2\text{MPa}$ e quatro barras $\phi 10$ (CA 50) de armadura longitudinal, tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc\ EL} = 262 \times 382 + 0,80 \times 4 \times 4.200 = 76.400 + 13.440 = 113.524 \text{ daN} = \underline{1.135 \text{ kN}}$$

12.3.2 Carga Teórica de Ruptura das Luvas dos Pilares Recuperados

No cálculo da ruptura teórica das luvas, é preciso considerar dois de seus trechos, ou seja, o trecho em que elas cintam o concreto velho (trecho maciço) e o trecho em que formam apenas um anel de concreto novo, em função da camada de isopor.

12.3.2.1 Carga de Ruptura do Trecho Cintado da Luva

Diferentemente do considerado no cálculo do espaçamento da armadura de cintamento das luvas de encamisamento dos Pilares Recuperados, onde foi considerado que apenas o concreto velho estaria fretado, considerou-se, no cálculo da carga teórica de ruptura das mesmas, que o núcleo cintado era definido pelo diâmetro do círculo definido pelo eixo da barra da hélice. Assim sendo, o núcleo cintado ficou composto por todo o concreto velho e parte do concreto novo da luva. Como o concreto novo tinha resistência (média=45 MPa) diferente do concreto velho (20 ou 30 MPa), optou-se por considerar, nos cálculos, que todo o concreto do núcleo cintado tinha a resistência do concreto velho.

Também, deferentemente do considerado no cálculo do espaçamento da armadura de cintamento das luvas de encamisamento dos Pilares Recuperados, onde foi considerado a expressão de cintamento de Richart et al (1929) - $f_{ci} = f_c + 4p$ -; no cálculo da carga de ruptura das luvas, foram consideradas as expressões fundamentais de cintamento definidas com base nas análises dos resultados dos Ensaio de Luva (subitem 10.3), a saber:

$$\text{- Pilares quadrados - 20 MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{ci} = f_c + 5p \quad (12.1) \text{ Transc.}$$

$$\text{- Pilares quadrados - 30 MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{ci} = f_c + 2p \quad (12.2) \text{ Transc.}$$

Para a expressão da pressão de confinamento do núcleo de concreto (p) foi adotada a definida por Richart et al (1929), descrita no Cap. 3 (subitem 3.2.3), a saber:

$$p = \frac{A_t \cdot f_{yk}}{2 \cdot A_{ci}} \quad (12.4) \text{ Transc.}$$

Onde:

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} \quad (12.8) \text{ Transc.}$$

$$A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \quad (12.9) \text{ Transc.}$$

Com base na observação/conclusão 9 do subitem 8.2.17, o cálculo da carga teórica de ruptura das luvas não considerou a armadura longitudinal existente no trecho do Pilar Original envolvido pelas mesmas. Assim sendo a carga de ruptura da luva de cintamento é dada por:

$$N_{Rupt}^{Luva} = f_{ci} \times A_{ci} \quad (12.11)$$

Observa-se que, nos ensaios dos Pilares Recuperados, a carga de ruptura teórica da luva não deverá ser atingida, tendo em vista ser ela bem maior do que a carga de ruptura da seção original do pilar. Obviamente, o projeto dos pilares recuperados perseguiu esta maior resistência das luvas.

A Fig. 12.2 mostra a seção transversal das luvas dos dois modelos de pilar.

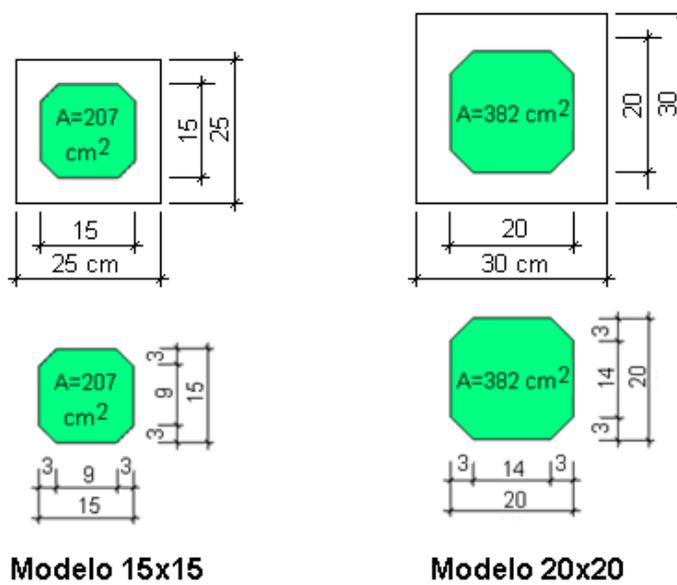


Figura 12.2 - Pilares Recuperados - Seções Transversais das Luvas

Para o Pilar Recuperado do Modelo 15x15, que tinha concreto velho de $f_{c,nom} = 30\text{MPa}$ e hélice de cintoamento de $\phi 8@4\text{cm}$ (CA 50S), com diâmetro interno igual a 18,5 cm, tem-se:

$$d_i = 18,5 + 0,8 = 19,3\text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} = \frac{\pi^2 \cdot 19,3 \cdot 0,8^2}{4 \cdot 4} = 7,62\text{ cm}^3/\text{cm}$$

$$A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} = \frac{\pi \cdot 19,3^2}{4} = 292,55\text{ cm}^2$$

$$f_{ci} = f_c + 2p$$

$$f_{ci} = f_c + 2 \times \frac{A_t \cdot f_y}{2 \cdot A_{ci}} = 300 + \frac{7,62 \cdot 5.000}{292,55} = 300 + 130 = 430\text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Rupt}^{Luva} = f_{ci} \times A_{ci} = 430 \times 292,55 = 125.797\text{ daN} = \underline{1.258\text{ kN}}$$

Convém registrar que, pela NBR 6118-2008, a armadura transversal de um pilar cintado deveria ter um espaçamento compreendido entre o diâmetro de sua seção transversal mais 3cm ($\phi_t + 3$ cm), e um quinto do diâmetro de seu núcleo cintado ($d_i/5$).

Assim sendo, para a luva do Modelo 15x15, o passo das hélices (s) teria de ficar entre 3,8cm ($0,8 + 3$) e 3,9cm ($19,3/5$). Portanto, o valor adotado na pesquisa ($s=4$ cm), praticamente, coincidiu com o espaçamento máximo preconizado pela NBR 6118-2008.

É importante lembrar que a carga de ruptura estimada para o Pilar Original do Modelo 15x15 foi de 831 kN, para concreto com $f_{c,nom}$, e de 891 kN, para concreto com $f_{c,med}$.

A relação entre a carga teórica de ruptura da luva e a carga teórica de ruptura do Pilar Original do Modelo 15x15 foi, portanto, de 1,51, para concreto com $f_{c,nom}$; e de 1,41, para concreto com $f_{c,med}$.

Os valores da segurança encontrados para a ruptura da luva em relação à do Pilar Original (1,51 e 1,41) e o valor do passo da hélice de cintamento ($s=4$), coincidente com o máximo espaçamento preconizado pela NBR 6118-2008 (3,9cm), indicam que, para o Pilar Recuperado do Modelo 15x15, o critério adotado para a definição da armadura de cintamento das luvas (subitem 12.2) foi bastante razoável.

Para o Pilar Recuperado do Modelo 20x20, que tinha concreto velho de $f_{c,nom} = 20$ MPa e estribos soldados de $\phi 8@5$ cm (CA 50S), com diâmetro interno igual a 25,5 cm, tem-se:

$$d_i = 25,5 + 0,8 = 26,3 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 s} = \frac{\pi^2 \cdot 26,3 \cdot 0,8^2}{4 \cdot 5} = 8,31 \text{ cm}^3 / \text{cm}$$

$$A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} = \frac{\pi \cdot 26,3^2}{4} = 543,25 \text{ cm}^2$$

$$f_{ci} = f_c + 5p$$

$$f_{ci} = f_c + 5 \times \frac{A_t \cdot f_y}{2 \cdot A_{ci}} = 200 + 2,5 \times \frac{8,31 \cdot 5.000}{543,25} = 200 + 191 = 391 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Rupt}^{Luva} = f_{ci} \times A_{ci} = 391 \times 543,25 = 212.411 \text{ daN} = \underline{2.124 \text{ kN}}$$

Pelo já citado critério da NBR 6118-2008, para a luva do Modelo 20x20, o passo das hélices (s) teria de ficar entre 3,8cm (0,8 +3) e 5,3cm (26,3/5). Portanto, o valor adotado na pesquisa (s=5 cm) ficou muito perto do espaçamento máximo preconizado pela NBR 6118-2008.

É importante lembrar que a carga de ruptura estimada para o Pilar Original do Modelo 20x20 foi de 898 kN, para concreto com $f_{c,nom}$, e de 1.135 kN, para concreto com $f_{c,med}$.

A relação entre a carga teórica de ruptura da luva e a carga teórica de ruptura do Pilar Original do Modelo 20x20 foi, portanto, de 2,37, para concreto com $f_{c,nom}$; e de 1,87, para concreto com $f_{c,med}$.

Os elevados valores da segurança encontrados para a ruptura da luva em relação à do Pilar Original (2,37 e 1,87) indicam que, para o Pilar Recuperado do Modelo 20x20, o critério adotado para a definição da armadura de cintamento das luvas (subitem 12.2) foi bastante rigoroso, apesar de o valor do espaçamento dos estribos soldados de cintamento (s=5) ter ficado bem próximo do máximo espaçamento preconizado pela NBR 6118-2008 (5,9cm). Portanto, pode-se concluir que poderiam ter sido utilizados hélices de cintamento com

diâmetro menor. Recálculos indicaram que, para hélices de $\phi 6.3@5\text{cm}$, a segurança seria de 1,92 e 1,52, e para hélices de $\phi 5.0@5\text{cm}$, de 1,66 e 1,32.

Vale refrisar que Cánovas (1988) recomendava, para as recuperações localizadas de pilares, a utilização de estribos com diâmetro de 8mm.

É importante lembrar que, quando da definição do diâmetro e espaçamento da armadura de cintamento das luvas dos Pilares Recuperados, as expressões de cintamento baseadas nos Ensaio de Luva não haviam sido, ainda, definidas, tendo sido utilizada a expressão de Richart et al (1929) - $f_{ci} = f_c + 4p$. Tal fato ocorreu pela urgência de encomenda de fabricação daquelas armaduras. Obviamente, em estudos futuros, a definição do cintamento deverá ser feita pelas expressões de cintamento definidas pelo Ensaio de Luva. O coeficiente de majoração da carga de ruptura do Pilar Original (1,7) deverá ser reavaliado e reduzido até valor que garanta segurança e economia.

12.3.2.2 Carga de Ruptura do Trecho em Anel da Luva

No trecho em anel da luva, ou seja, trecho onde se localiza a camada de isopor, a carga aplicada deve ser totalmente resistida pela seção de concreto novo (graute) da luva. Este concreto (graute) apresentou resistência à compressão experimental de 45 MPa (ver Tab. 4.7).

A expressão de cálculo é:

$$N_{Rupt}^{Anel} = f_{c,graute} \times A_{anel} \quad (12.12)$$

Para a luva do Pilar Recuperado do Modelo 15x15 (ver Fig. 12.2), tem-se:

$$N_{Rupt}^{Anel} = 450 \times (25 \times 25 - 207) = 188.100 \text{ daN} = \underline{1.881 \text{ kN}}$$

Para a luva do Pilar Recuperado do Modelo 20x20 (ver Fig. 12.2), tem-se:

$$N_{Rupt}^{Anel} = 450 \times (30 \times 30 - 382) = 233.100 \text{ daN} = \underline{2.331 \text{ kN}}$$

12.4 Altura de Contato entre os Concretos dos Pilares e das Luvas

Neste subitem são definidas as alturas do contato (H) entre o concreto velho do Pilar Original e o concreto novo (graute) das luvas do encamisamento localizado dos Pilares Recuperados dos Modelos 15x15 e 20x20, conforme ilustra a Fig. 12.3.

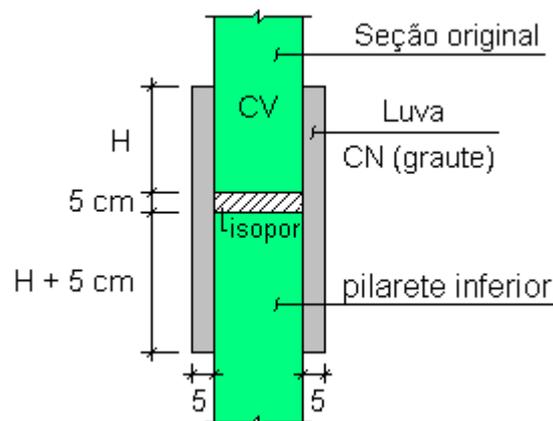


Figura 12.3 - Pilares Recuperados - Luvas - Contatos entre o CV e CN

Observa-se que a altura de contato da luva com o pilarete (seção original de concreto velho) inferior foi definida como 5 cm maior do que com o superior (H). O objetivo foi forçar que possível ruptura por deslizamento ocorresse no contato da luva com o pilarete superior, único local que teve os deslocamentos relativos medidos por transdutores.

Como perímetro da superfície de contato entre os dois concretos da luva (CV e CN), foi considerado, nos cálculos, o perímetro (50,99 ou 69,27cm) da seção circular fictícia equivalente (área igual à da seção transversal do Pilar Original), conforme mostrado na Fig. 12.4.

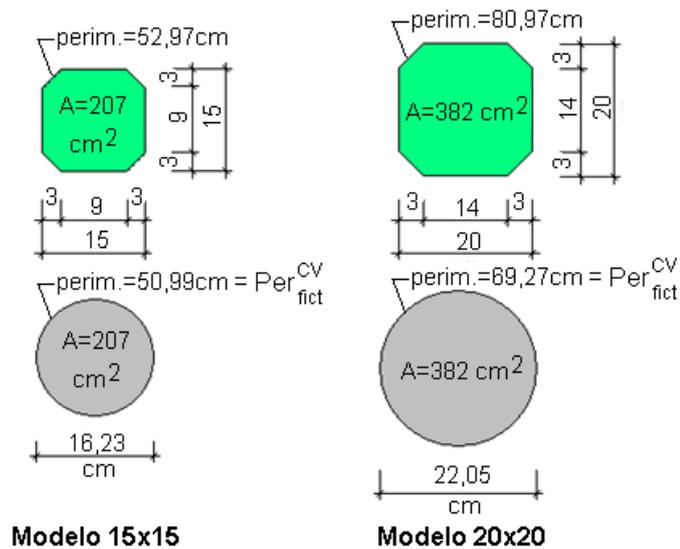


Figura 12.4 - Pilares Originais - Seções Prismáticas Reais e Circulares Fictícias Equivalentes

Para a luva do Pilar Recuperado do Modelo 15x15, tem-se:

- Dados: $N_{Rupt}^{Luva} = 1.258 \text{ kN}$; $d_i = 19,3 \text{ cm}$; $A_{ci} = 292,55 \text{ cm}^2$; $A_t = 7,62 \text{ cm}^3 / \text{cm}$

$$\tau = 5,04 \sigma + 0,00 \text{ (MPa)} \quad (9.7) \text{ Transc.}$$

$$p = \frac{A_t \cdot f_{yk}}{2 \cdot A_{ci}} \quad (12.4) \text{ Transc.}$$

- Cálculo de $\tau_{par}^{Re\ sist}$:
$$p = \frac{A_t \cdot f_{yk}}{2 \cdot A_{ci}} = \frac{7,62 \times 5.000}{2 \times 292,55} = 65,12 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{par} = \frac{p}{2} = \frac{65,12}{2} = 32,6 \text{ daN/cm}^2 = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{par}^{Re\ sist} = 5,04 \times 3,26 = 16,43 \text{ MPa} = 164,3 \text{ daN/cm}^2$$

- Cálculo de $\tau_{par}^{Atuante}$: $N_{Rupt}^{Luva} = 1.258 \text{ kN} = 125.800 \text{ daN}$; $Per_{fict}^{CV} = 50,99 \text{ cm}$

$$\tau_{par}^{Atuante} = \frac{N_{Rupt}^{Luva}}{Per_{fict}^{CV} \times H} = \frac{125.800}{50,99 \times H}$$

- No equilíbrio: $\tau_{par}^{Resist} = \tau_{par}^{Atuante} \Rightarrow 164,3 = \frac{125.800}{50,99 \times H} \Rightarrow \underline{H = 15,0 \text{ cm}}$

O valor de H calculado (15 cm) conduz a uma razão H/A igual, apenas, à unidade.

Não se pode esquecer que as análises descritas no Cap.8 indicaram que a razão entre a altura de contato (H) e a aresta (A) do CP de CV quadrado deveria ser igual a, no mínimo, 1,75.

Portanto, o valor de H deverá ser:

$$H = 1,75 \times 15 = 26,3 \text{ cm} \Rightarrow \underline{H_{adot} = 25 \text{ cm}}$$

É importante frisar, que o fato de se estar diante do projeto de um tipo de recuperação a ser ensaiada pela primeira vez permite julgar ser melhor um dimensionamento que possa pecar pelo exagero, mas que permita ser refinado em pesquisas futuras, do que um dimensionamento que possa conduzir, no ensaio, à ruptura da luva, principalmente, quando o ensaio não possa ser repetido.

Para a luva do Pilar Recuperado do Modelo 20x20, tem-se:

- Dados: $N_{Rupt}^{Luva} = 2.124 \text{ kN}$; $d_i = 26,3 \text{ cm}$; $A_{ci} = 543,25 \text{ cm}^2$; $A_t = 8,31 \text{ cm}^3 / \text{cm}$

$$\tau = 5,03\sigma + 0,17 \text{ (MPa)} \quad (9.8) \text{ Transc.}$$

$$p = \frac{A_t \cdot f_{yk}}{2 \cdot A_{ci}} \quad (12.4) \text{ Transc.}$$

• Cálculo de τ_{par}^{Resist} :

$$p = \frac{A_t \cdot f_{yk}}{2 \cdot A_{ci}} = \frac{8,31 \times 5.000}{2 \times 543,25} = 38,24 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{par} = \frac{p}{2} = \frac{38,24}{2} = 19,12 \text{ daN/cm}^2 = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{par}^{Resist} = 5,03 \times 1,91 + 0,17 = 9,78 \text{ MPa} = 97,8 \text{ daN/cm}^2$$

• Cálculo de $\tau_{par}^{Atuante}$: $N_{Rupt}^{Luva} = 2.124 \text{ kN} = 212.400 \text{ daN}$; $Per_{fict}^{CV} = 69,27 \text{ cm}$

$$\tau_{par}^{Atuante} = \frac{212.400}{69,27 \times H}$$

• No equilíbrio: $\tau_{par}^{Resist} = \tau_{par}^{Atuante} \Rightarrow 97,8 = \frac{212.400}{69,27 \times H} \Rightarrow H = 31,4 \text{ cm} \Rightarrow \underline{H_{adot} = 35 \text{ cm}}$

O valor adotado (35 cm) implica numa razão H/A igual a 1,75, que é igual à mínima recomendada.

12.5 Cargas de Projeto dos Pilares Originais

Apenas para servir de referência para um possível interesse em comparações entre Cargas de Ruptura, Teóricas ou Experimentais, e Cargas de Projeto (com coeficientes de segurança), calculam-se, a seguir, o valor dessas últimas para o Pilar Original do Modelo 15x15 e do Modelo 20x20, com a consideração da resistência nominal do concreto velho (30 ou 20 MPa).

A expressão preconizada pela NBR 6118-1980, para alternativa simplificada de cálculo de pilares com carga centrada e índice de esbeltez (λ) menor ou igual a 40, (ver item 3.2.1) era:

$$\left(1 + \frac{6}{h}\right) \cdot N \cdot \gamma_f = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c + \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \cdot A_s' \quad (3.1) \text{ Transc.}$$

Desprezando-se o coeficiente de segurança $(1+6/h)$ referente a possível excentricidade, a Eq. (3.1) se torna:

$$N \cdot \gamma_f = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c + \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \cdot A_s' \quad (12.13)$$

Para o Pilar Original do Modelo 15x15, considerando a resistência nominal do concreto (30MPa) tem-se:

$$N_{proj}^{orig-Fcnom} \cdot 1,4 = 0,85 \times \frac{300}{1,4} \times 207 + 4.200 \times 4 \times 1,25 \Rightarrow N_{serv} = 41.931 \text{ daN} = \underline{419 \text{ kN}}$$

Para o Pilar Original do Modelo 20x20, considerando a resistência nominal do concreto (20MPa) tem-se:

$$N_{proj}^{orig-Fcnom} \cdot 1,4 = 0,85 \times \frac{200}{1,4} \times 382 + 4.200 \times 4 \times 0,80 \Rightarrow N_{serv} = 42.733 \text{ daN} = \underline{427 \text{ kN}}$$

13

ENSAIOS DE PILAR - PROGRAMA EXPERIMENTAL E METODOLOGIAS

13.1 Introdução

Neste capítulo é descrito o programa experimental da pesquisa, referente aos Ensaio de Pilar, desenvolvidos no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas - LAEES -, do Departamento de Engenharia de Estruturas - DEEs - da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - EEUFMG. A descrição das metodologias adotadas está, também, nele, contemplada.

13.2 Moldagem do Concreto Velho dos Modelos dos Ensaio de Pilar

Neste subitem são descritos os procedimentos adotados para a moldagem dos concretos velhos, ou seja, os concretos que representaram o concreto do pilar que sofreria intervenção.

As formas para o concreto velho dos modelos dos Ensaio de Pilar foram fabricadas com MDF, conforme descrito no subitem 4.5. Nessas formas, não foi aplicado qualquer tipo de desmoldante, visto que a aderência entre concreto velho e concreto novo era fator a ser investigado. Como o MDF era plastificado, não houve qualquer dificuldade na desforma.

Para os Ensaios de Caracterização dos Concretos, foram concretados corpos de prova ($\phi 10 \times 20 \text{cm}$) em moldes de material plástico, que após criteriosa limpeza recebiam fina camada de óleo desmoldante.

As barras das armaduras foram compradas já dobradas, mas montadas no LAEEs. Elas tiveram o seu cobrimento de concreto (2 cm) garantido pelo uso de espaçadores em roseta plástica.

Para garantir que a carga aplicada seria, convenientemente, distribuída no concreto e nas barras da armadura longitudinal, as extremidades destas tocavam a forma. Quando isto não acontecia, pequeno calço metálico era instalado. A Fig. 13.1 ilustra o citado.



Figura 13.1 - Detalhes do Contato Barras Longitudinais com a Forma.
Observar Calço Metálico (foto à esquerda).

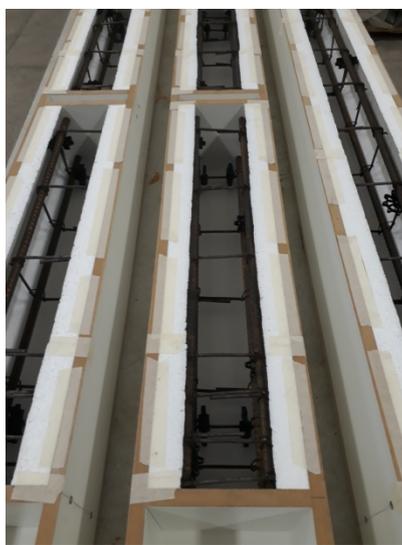
O único procedimento de cura consistiu em cobrir o concreto exposto ao ar com materiais plásticos. A desforma ocorria no terceiro dias após a concretagem.

Ressalta-se que a sequência de procedimentos de preparo das formas e armaduras, moldagem, adensamento e cura dos concretos foram iguais, e com mesmo rigor, aos descritos para os concretos dos Ensaios de Luva.

As Fig. 13.2 a 13.4 ilustram etapas da pré-moldagem, moldagem, cura e desforma do concreto dos Pilares Originais e dos pilaretes que comporiam os Pilares Recuperados.



Modelo 15x15 cm



Modelo 20x20 cm

Figura 13.2 - Pré-moldagem do Concreto - Preparo das Formas e Armaduras.

Na Fig. 13.2, pode-se observar que peças triangulares de isopor (Lx3x3cm) foram coladas nos cantos da forma para eliminação de quinas vivas no concreto dos pilares e pilaretes.



Figura 13.3 - Moldagem e Cura do Concreto - Pilar Original e Pilaretes.



Figura 13.4 - Desforma - Pilar Original e Pilaretes dos Pilares-Recuperados.

A Fig. 13.5 mostra, em detalhe, as extremidades dos ferros longitudinais faceando o concreto da base dos pilares e pilaretes.



Figura 13.5 - Detalhe das Extremidades das Barras Longitudinais Faceando o Concreto.

13.3 Preparo dos Pilaretes de Concreto Velho dos Pilares Recuperados

Antes das concretagens das luvas de cintoamento dos Ensaio de Pilar, as superfícies dos pilaretes que compuseram os Pilares Recuperados foram tratadas de forma a atenderem

necessidades específicas, ou seja, rugosidade das superfícies laterais de contato com o concreto novo (superfícies de deslizamento), planitude das superfícies de suas bases e perpendicularidade com as faces laterais.

13.3.1 Tratamento da Superfície de Deslizamento

Nas recuperações de pilar por encamisamento, a rugosidade da superfície de contato entre o concreto velho (CV) e o concreto novo (CN) é de vital importância.

Como feito nos CPs de concreto velho do Ensaio de Luva, as superfícies dos pilaretes de CV, que entrariam em contato com o CN, foram submetidas ao “apicoamento químico”, cuja sequência de procedimentos foi descrita no subitem 7.3.1.

A Fig. 13.6 mostra os pilaretes de CV dos Modelos 15x15cm e 20x20cm após o apicoamento químico.

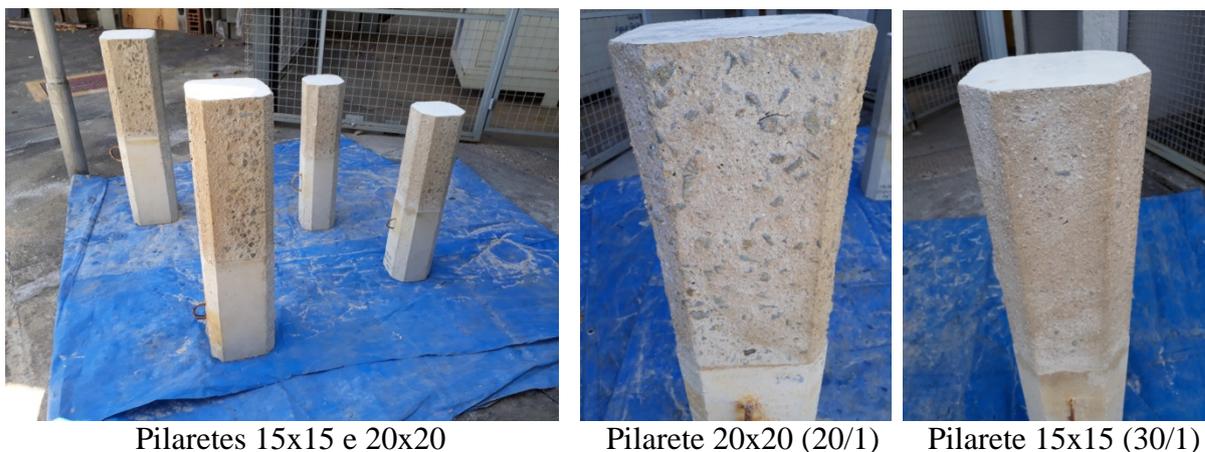


Figura 13.6 - Pilaretes após apicoamento químico.

13.3.2 Tratamento da Superfície de Contato com o Atuador

Fator de grande importância para os ensaios dos Pilares Originais como para os dos Pilares Recuperados refere-se à planicidade da base e a sua perpendicularidade com as faces laterais. A precisão que se conseguiu dar às formas favoreceu bastante a obtenção das duas características. Para melhor garantia de planicidade, nos ensaios, placa de madeira compensada (2cm) foi interposta entre as extremidades dos pilares e as placas de aço que entravam em contato com o atuador e com a laje de reação.

Os corpos de prova dos Ensaios de Caracterização dos Concretos tiveram suas bases submetidas à Retificadora de Concreto.

13.4 Preparo das Armaduras das Luvas do Encamisamento Localizado

As hélices e estribos soldados de cintamento (CA50S - ϕ 8mm) dos Pilares Recuperados (armadura interna das luvas) foram confeccionados em calandra, com diâmetros internos de 18,5cm ou 25,5cm.

A montagem da hélice de cintamento do Pilar Recuperado do Modelo 15x15 foi feita manualmente, sendo os passos definidos por meio de fixação, por solda, da hélice em quatro barras longitudinais (CA50S - ϕ 10). Para o Pilar Recuperado do Modelo 20x20, o cintamento foi feito com estribos circulares soldados, com espaçamentos definidos de forma análoga.

As barras das armaduras externas das luvas foram compradas já dobradas, mas montadas no LAEEs. Elas tiveram o seu cobrimento de concreto (2 cm) garantido pelo uso de espaçadores em roseta plástica.

A Figs. 13.7 e 13.8 ilustram as armaduras internas e externas das luvas de recuperação.



Vista



Detalhe

Figura 13.7 - Armaduras da Luva do Pilar Recuperado do Modelo 15x15



Vista



Detalhe

Figura 13.8 - Armaduras da Luva do Pilar Recuperado do Modelo 20x20

13.5 Moldagem do Concreto Novo dos Pilares Recuperados

Os moldes do concreto novo (graute) dos Pilares Recuperados eram de MDF, conforme descrito no subitem 4.5.

Para os Ensaios de Caracterização do Concreto Novo (resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade) foram utilizados moldes de material plástico com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, que após criteriosa limpeza recebiam fina camada de óleo desmoldante.

Os pilaretes do concreto velho e as armaduras da luva de recuperação (cintamento interno e convencionais externas) foram instalados dentro das formas. O cobrimento de concreto (2cm) foi garantido por rosetas plásticas.

O preparo do concreto novo (graute) foi feito em betoneira com capacidade de 120 litros. Em cada betonada era preparado 25 kg de graute. Após a colocação do material seco na betoneira, era adicionado $\frac{2}{3}$ do volume total da água e processada a mistura, por 2 minutos. A seguir o terço restante de água era adicionado e a mistura continuada por mais 3 minutos. Esta sequência de procedimentos foi observada, com rigor, em todas as preparações do graute.

Imediatamente após o preparo, o graute era lançado, continuamente, nos moldes, utilizando-se conchas metálicas, enquanto leves pancadas de martelo de borracha eram aplicadas nas faces externas das formas, para promover melhor movimentação do graute auto-adensável.

Terminada a moldagem, os modelos eram cobertos com “lona” plástica, ficando assim até a desforma, que ocorria após três dias.

As Figs. 13.9 e 13.10 mostram etapas da concretagem das luvas de recuperação.



Pilaretes e Armaduras Instalados Após Concretagem e Desforma

Figura 13.9- Modelo Recuperado do Pilar 15x15



Pilaretes e Armaduras Instalados Detalhe dos 5 cm de Isopor

Figura 13.10 - Modelo Recuperado do Pilar 20x20

13.6 Os Ensaio de Pilar

O Pilar Original de cada Modelo (15x15 e 20x20cm), foi submetido a ensaio de compressão simples, por meio de macaco hidráulico da marca Torvel, com capacidade de 2000 kN. O objetivo foi a obtenção da Carga Experimental de Ruptura e do “modo de ruptura”.

O Pilar Recuperado de cada Modelo, constituído por dois pilaretes de concreto velho, separados por camada de isopor (5 cm), e ligados por luva armada de concreto novo, foi, também, submetido a ensaio de compressão simples por meio do macaco citado. Os possíveis deslocamentos relativos entre pilar e luva de recuperação foram medidos por meio de dois transdutores de deslocamento.

A Fig.13.11 ilustra esses dois típicos pilares do Ensaio de Pilar.

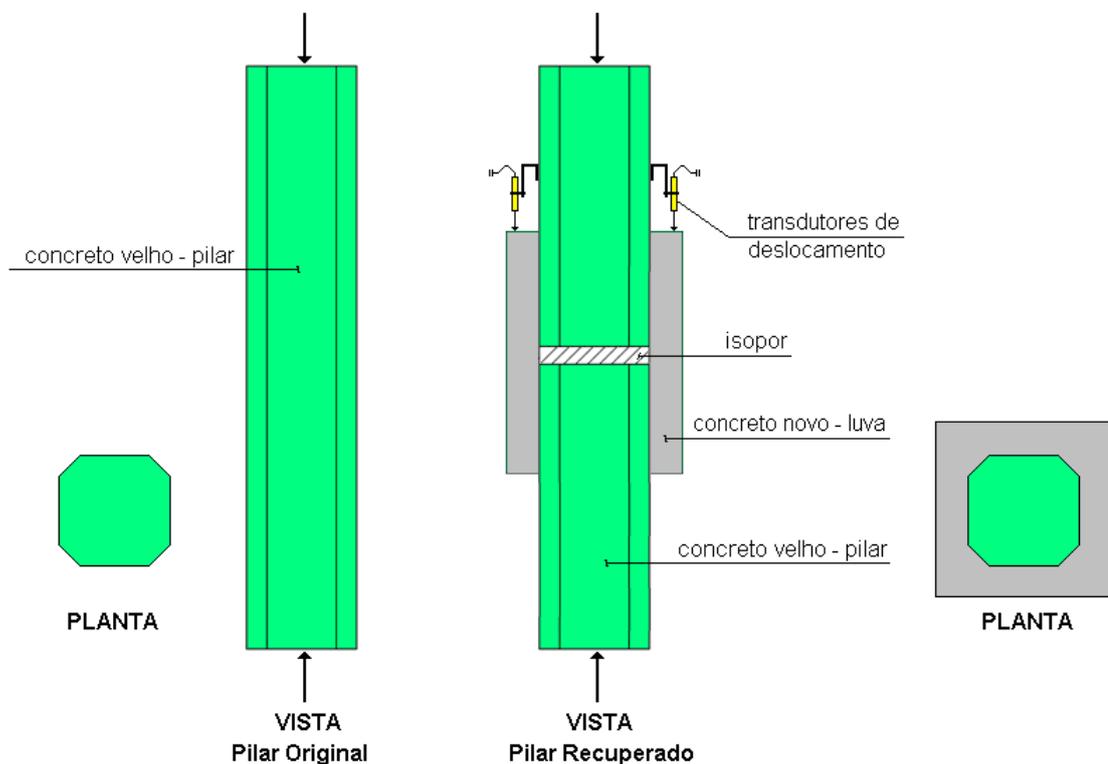


Figura 13.11 - Modelos Típicos dos Ensaio de Pilar - Original e Recuperado

Tanto nos Pilares Originais, quanto nos Pilares Recuperados, a carga normal foi aplicada de forma contínua até o valor de ruptura. A carga aplicada e os deslocamentos relativos luvapilar, no caso dos Modelos Recuperados, foram registrados em intervalos de 4 segundos.

No dia do ensaio de cada Pilar Original, inicialmente, a resistência à compressão do concreto (CV) foi caracterizada. No caso dos Pilares Recuperados, também, no dia de seus ensaios, inicialmente, foram feitos ensaios para caracterização da resistência à compressão, da resistência à tração e do módulo de elasticidade dos dois concretos. Todos os ensaios foram executados de acordo com as normas da ABNT.

Antes do início dos ensaios dos Pilares Originais e Pilares Recuperados, e ao seu término, foram feitos registros fotográficos, que são apresentados, a seguir, pelas Figs. 13.12 a 13.18.



Pilar Original - Modelo 20x20



Pilar Original Modelo 15x15

Figura 13.12 - Pilares Originais dos Modelos 20x20 e 15x15 - Pré-Ensaio



Face 1



Face 2



Face 3



Face 4



Face 2 - Detalhe



Face 3 - Detalhe

Figura 13.13 - Pilar Original - Modelo 20x20 - Pós-Ensaio

Pelos detalhes, observa-se que a ruptura ocorreu com a flambagem de duas barras no primeiro trecho de estribos espaçados com o valor máximo preconizado pela NBR 6118 ($12\phi = 12\text{ cm}$).



Face 1



Face 2



Face 3



Face 4



Face 1 - Detalhe



Face 3 - Detalhe

Figura 13.14 - Pilar Original - Modelo 15x15 - Pós-Ensaio

Pelos detalhes, observa-se que a ruptura ocorreu com a flambagem de duas barras no primeiro trecho de estribos espaçados com o valor máximo preconizado pela NBR 6118 ($12\phi = 15\text{ cm}$).



Figura 13.15 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Pré-Ensaio



Figura 13.16 - Pilar Recuperado Modelo 15x15 - Pré-Ensaio



Face 1



Face 2



Face 3



Face 4



Face 1 - Detalhe



Face 3 - Detalhe

Figura 13.17 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Pós-Ensaio



Face 1



Face 2



Face 3



Face 4



Face 2 - Detalhe



Face 3 - Detalhe

Figura 13.18 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Pós-Ensaio

Pelos detalhes da Fig. 13.17, pode-se observar que, no Pilar Recuperado do Modelo 20x20, a ruptura ocorreu com a flambagem de duas barras no primeiro trecho de estribos espaçados com o valor máximo preconizado pela NBR 6118 ($12\phi = 12 \text{ cm}$).

No Pilar Recuperado do Modelo 15x15, a ruptura ocorreu com a flambagem de três barras no primeiro trecho de estribos espaçados com o valor máximo preconizado pela NBR 6118 ($12\phi = 15 \text{ cm}$). Duas dessas barras podem ser vistas nos detalhes da Fig. 13.18.

Finalizando, é importante registrar que, no ensaio do Pilar Recuperado do Modelo 15x15, a rótula em esfera do atuador foi substituída por placa de madeira laminada de baixa densidade (pinus) de 2 cm de espessura, conforme pode ser observado comparando as Figs. 3.12 e 3.15 com a Fig. 3.16. Este pilar, em relação ao seu equivalente original, apresentou modo de ruptura ligeiramente diferente e carga de ruptura maior, conforme pode ser constatado no Cap. 14.

14 ENSAIOS DE PILAR -RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISES

14.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados dos quatro ensaios de compressão centrada executados no Pilar Original e no Pilar Recuperado do Modelo 15x15 e do Modelo 20x20, denominados Ensaio de Pilar. Os resultados experimentais se referem às cargas de ruptura e aos deslocamentos relativos pilar-luva, medidos por transdutores de deslocamento.

Análises comparativas entre resultados experimentais e teóricos são, também, apresentadas.

Convém registrar que os Ensaio de Pilar não estavam previstos no Projeto de Tese apresentado inicialmente, que contemplava apenas os Ensaio de Luva. Contudo, concluiu-se que o ensaio de pilares recuperados por encamisamento localizado, utilizando os “parâmetros de ligação entre concretos” (aderência e atrito) e as “expressões de cintamento” deduzidos das análises dos resultados dos Ensaio de Luva, propiciariam um melhor fechamento da pesquisa experimental desenvolvida.

A possível constatação de que pilares, com recuperação projetada com as formulações deduzidas dos Ensaio de Luva, apresentassem, em ensaios de compressão, ruptura fora da luva de encamisamento, confirmaria a veracidade dessas formulações. Eliminaría, ainda, qualquer dúvida existente quanto a real possibilidade de um pilar, com perda total de capacidade resistente em trecho de seu vão, poder ser recuperado por um encamisamento localizado. Na verdade, o feito na pesquisa foi transformar num pilar, dois pilares independentes interligados por uma luva de concreto armado, sem que suas bases se tocassem.

Como forças contrárias à realização destes ensaios complementares da pesquisa, se apresentaram o exíguo tempo para o seu preparo, execução, análises e registro no texto da tese, e a já citada ausência de financiamento institucional.

Para que fosse possível transformar a ideia em realização, contornando todas as dificuldades, foi necessário limitar, ao máximo, o número de ensaios. Decidiu-se, portanto, por ensaiar um exemplar de cada um dos quatro pilares dos dois Modelos de Pilar, conforme mostrado no Cap.13.

Um desejo, entretanto, não pôde ser realizado, tendo de ter sido deixado para pesquisas futuras. Com a ruptura do pilar ocorrendo fora da luva, a avaliação da capacidade resistente desta só poderia ser avaliada em seguida. Para tanto, os trechos do pilar recuperado com seção original teriam de ser cortados numa distância de 2 cm das faces extremas das luvas. Desta forma, a luva e os dois pequeníssimos trechos de seção original do pilar (2cm) formariam um corpo de prova análogo aos corpos de prova dos Ensaios de Luva. Entretanto, o tempo que seria demandado pelas operações de corte, mesmo que de poucos dias, faria com que o graute da luva aumentasse a sua resistência à compressão, deixando, portanto, de ser o mesmo graute de quando do ensaio do pilar recuperado. Soma-se a este fato, a ausência do tempo hábil para a realização dos ensaios, em função do prazo para a conclusão da tese. Assim sendo, o modelo para a verificação da capacidade resistente da luva deverá, em pesquisas futuras, ser construído já com a geometria necessária e ensaiado com o graute na idade de sete dias.

14.2 Ensaios de Pilar - Resultados

A Tabela 14.1 apresenta todos os resultados dos ensaios dos quatro pilares que compuseram os Ensaios de Pilar.

Tabela 14.1 - Ensaios de Pilar - Resultados Experimentais

MODELO	PILAR	Carga de Ruptura Experimental (kN)	Desloc. Relativo Pilar-Luva (mm)
15x15	Original	739	*
	Recuperado	793	0,68
20x20	Original	1137	*
	Recuperado	1091	0,13

Resultado da maior relevância foi o de que a ruptura dos Pilares Recuperados ocorreu fora da luva de encamisamento, não tendo sido visualizado, após os ensaios, qualquer indício de deslizamento entre o pilar e a luva de encamisamento.

As Figs. 14-1 e 14-2 mostram as arestas do contato pilar-luva das quatro faces do Pilar Recuperado dos dois Modelos, onde nenhum indício de deslizamento pôde ser observado.

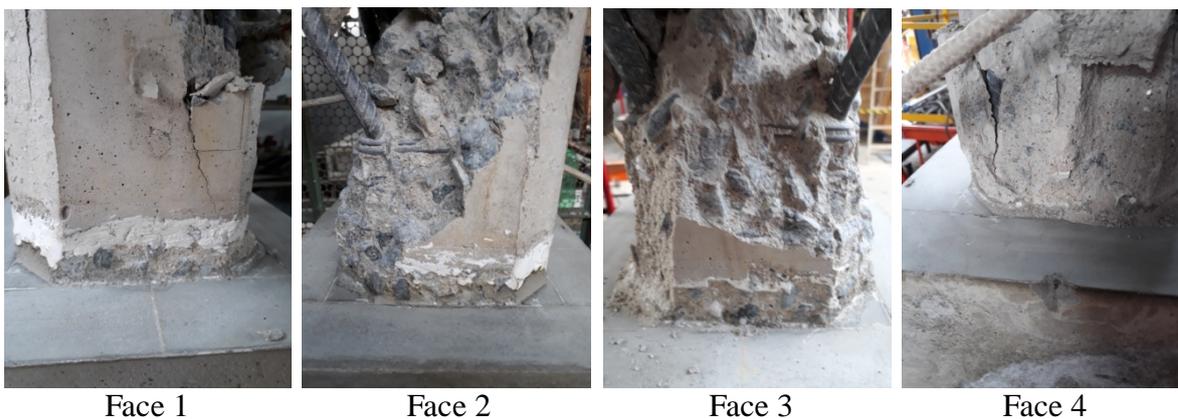


Figura 14.1 - Pilar Recuperado - Modelo 15x15 - Arestas do Contato Pilar-Luva.

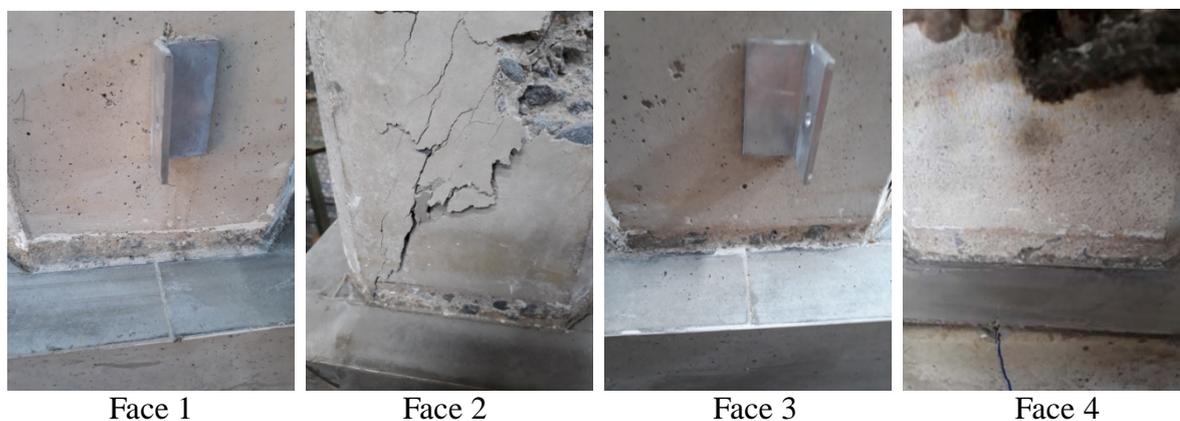


Figura 14.2 - Pilar Recuperado - Modelo 20x20 - Arestas do Contato Pilar-Luva.

Não tendo ocorrido deslizamento entre pilar e luva, os deslocamentos relativos registrados na Tabela 14.1, devem ser explicados pelas diferenças entre as deformações normais de compressão ($\epsilon=\sigma/E$) dos dois concretos, a menos de imprecisões dos aparelhos de medição.

Pode-se verificar, com base nos valores mostrados na Tabela 14.1, que, no Modelo 15x15, a carga de ruptura do Pilar Recuperado foi 7,3% maior do que a do Pilar Original e, no Modelo 20x20, ao contrário, a carga de ruptura do Pilar Recuperado foi 4,0% menor do que a do Pilar Original. Em termos experimentais, pode-se dizer, então, que, nos dois modelos, a carga de ruptura do Pilar Original foi igual à do Pilar Recuperado.

Vale lembrar que, pelas Figs. 13.13, 13.14, 13.17 e 13.18, se pode verificar que o local de ruptura dos quatro pilares (dois Originais e dois Recuperados) foi o mesmo, ou seja, ruptura no topo do pilar, no primeiro trecho com espaçamento entre estribos no valor máximo preconizado pela NBR 6118 (12ϕ).

Os resultados dos Ensaio de Caracterização do Concreto Velho foram registrados no Capítulo 4 (Tabela 4.4). Os valores das resistências à compressão estão transcritos na Tab. 14.2.

Tabela 14.2 - ECC - Resistências à Compressão do CV dos EP

Ensaio de Pilar - Concreto Velho		
PILAR		f_c (MPa)
Modelo Original 15x15	(30/1)	26,63
Modelo Original 20x20	(20/1)	18,27
Modelo Recuperado 15x15	(30/1)	26,61
Modelo Recuperado 20x20	(20/1)	23,50

Pela Tab. 14.2, pode-se constatar que a Resistência Experimental à compressão do CV dos pilares foi, em três deles (os dois Originais e o Recuperado 15x15), menor do que a

Resistência Nominal (30 ou 20 MPa). Se comparadas à Resistência Média dos Ensaios de Luva (32,9 ou 26,2 MPa), a Resistência Experimental foi menor nos quatro pilares.

Imagina-se que os menores valores de resistência à compressão do concreto velho dos Ensaios de Pilar, em relação aos Ensaios de Luva, ocorreram, além dos diferentes meses em que foram concretados e envelhecidos, pela diferença de local de estocagem. Enquanto que os CPs dos Ensaios de Luva ficaram estocados ao ar livre do interior do galpão do LAEES, os CPs dos Ensaios de Pilar foram estocados, no interior do mesmo galpão, mas dentro de pequeno armário de vidro fechado, o que deve ter influenciado na retração e na maturidade.

14.3 Resultados Teóricos Versus Resultados Experimentais

No Cap. 12, foram calculadas, as cargas teóricas de ruptura dos Pilares Originais, considerando as Resistências Nominais e Resistências Médias dos EL (ver 12.3.1), as cargas teóricas de ruptura das Luvas dos Pilares Recuperados (ver 12.3.2), e as cargas de projeto dos Pilares Originais (ver 12.5).

Considerando as menores resistências apresentadas pelo concreto velho dos Ensaios de Pilar em relação às Resistências Nominais e, principalmente, em relação às Resistências Médias dos EL, tornou-se necessário calcular as Cargas Teóricas de Ruptura dos Pilares Originais, também, com base nas Resistências Experimentais do concreto velho (ver Tab. 14.2).

A expressão a ser utilizada nesses cálculos é:

$$N = f_{c,exp} \cdot A_c + A_s' \cdot f_{yc}^{0,002} \quad (14.1)$$

Para o Pilar Original do Modelo 15x15 ($f_{c,exp} = 26,63$ MPa) tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc\ exp} = 266,3 \times 207 + 1,25 \times 4 \times 4.200 = 55.124 + 21.000 = 76.124 \text{ daN} = \underline{761 \text{ kN.}}$$

Para o Pilar Original do Modelo 20x20 ($f_{c,exp} = 18,27$ MPa) tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc\ exp} = 182,7 \times 382 + 0,80 \times 4 \times 4.200 = 69.791 + 13.440 = 83.231 \text{ daN} = \underline{832 \text{ kN}}$$

Para o Pilar Recuperado do Modelo 15x15 ($f_{c,exp} = 26,61$ MPa) tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc\ exp} = 266,1 \times 207 + 1,25 \times 4 \times 4.200 = 55.083 + 21.000 = 76.083 \text{ daN} = \underline{761 \text{ kN.}}$$

Para o Pilar Recuperado do Modelo 20x20 ($f_{c,exp} = 23,50$ MPa) tem-se:

$$N_{rup-teo}^{orig-Fc\ exp} = 235,0 \times 382 + 0,80 \times 4 \times 4.200 = 89.770 + 13.440 = 103.210 \text{ daN} = \underline{1.032 \text{ kN}}$$

A Tab. 14.3 resume todos os valores das cargas teóricas e experimentais de ruptura e das cargas teóricas de projeto dos quatro pilares ensaiados.

Tabela 14.3 - Ensaios de Pilar - Cargas Teóricas e Experimentais

	Modelo 15x15 (30 MPa)			Modelo 20x20 (20 MPa)		
	Pilar Original (Seção Original)	Pilar Recuperado (Seção Original)	Pilar Recuperado (Luva-Anel)	Pilar Original (Seção Original)	Pilar Recuperado (Seção Original)	Pilar Recuperado (Luva-Anel)
Carga Experimental de Ruptura	739 kN	793 kN	*	1.137 kN	1.091 kN	*
Carga Teórica de Ruptura						
Conc. - Fc Nominal (30 ou 20 MPa)	831 kN	831 kN	1.258 kN-1.881 kN	898 kN	898 kN	2.124 kN-2.331 kN
Conc. - Fc Médio-EL ^(*) (32,9 ou 26,2 MPa)	891 kN	891 kN	*	1.135 kN	1.135 kN	*
Conc. - Fc Experimental ^(**)	761 kN	761 kN	*	832 kN	1.032 kN	*
Carga Teórica de Projeto (Fc Nominal)	419 kN	419 kN	*	427 kN	427 kN	*

^(*) Ensaios de Luva

^(**) (26,63/26,61 ou 18,27/23,50 MPa)

Análise comparativa dos valores mostrados na Tab. 14.3 permite os seguintes comentários:

- para o Pilar Original e Pilar Recuperado do Modelo 15x15 e o Pilar Recuperado do Modelo 20x20, a Carga Experimental de Ruptura foi, praticamente, igual à Carga Teórica de Ruptura calculada com a Resistência Experimental do concreto (diferença entre 2,9% e 5,7%);
- para o Pilar Original do Modelo 20x20 a Carga Experimental de Ruptura foi igual à Carga Teórica de Ruptura calculada com a Resistência Média do concreto do EL (diferença de 0,2%).

Observa-se que a Resistência Experimental do CV deste pilar destoou da referente ao Pilar Recuperado (18,27MPa para 23,50MPa).

Vale observar, também, que os CPs de CV deste pilar original foram retificados e ensaiados logo após a abertura do armário de vidro em que estavam estocados, armário este que permaneceu aberto até a preparação e ensaio dos CPs de CV dos demais pilares;

- as Cargas Teóricas de Ruptura das Luvas dos Pilares Recuperados eram muito maiores do que as Cargas Experimentais de Ruptura de suas Seções Originais. As Cargas Teóricas de Ruptura dos Trechos em Anel das Luvas eram ainda maiores.

Tal fato foi intencional, visando garantir que a ruptura dos Pilares Recuperados não ocorresse na luva de encamisamento. Vale lembrar que, na definição da armadura de cintamento das luvas, foi considerado um acréscimo de resistência, em relação à dos Pilares Originais de 70%;

- as Cargas Experimentais de Ruptura foram, obviamente, bem maiores (76% a 166%) do que as Cargas Teóricas de Projeto dos Pilares Originais e das Seções Originais dos Pilares Recuperados;
- Os resultados dos Ensaio de Pilar demonstram ser perfeitamente possível a recuperação localizada de pilares com perda total de resistência no trecho anômalo.

15

METODOLOGIAS DE CÁLCULO:

- ATRITO E ADERÊNCIA ENTRE CONCRETOS**
- EXPRESSÕES EXPERIMENTAIS DE CINTAMENTO**
- RECUPERAÇÃO LOCALIZADA DE PILARES**

15.1 Introdução

Neste capítulo são sugeridas metodologias para o cálculo do coeficiente de atrito e da aderência entre dois concretos, para a definição das expressões experimentais de cintamento e para projetos de recuperações localizadas de pilares, todas baseadas em parâmetros definidos pelos Ensaio de Luva.

15.2 Metodologia para Cálculo do Coeficiente de Atrito e da Aderência com Base nos Ensaio de Luva

A metodologia baseia-se nas cargas de ruptura à compressão de corpos de prova, com luvas sem armaduras e de duas diferentes espessuras, submetidos ao Ensaio de Luva, e no valor da resistência à tração do concreto novo da luva, definido por Ensaio de Compressão Diametral.

A Fig. 15.1 ilustra um Corpo de Prova do Ensaio de Luva (Planta e Vista) e registra a nomenclatura e equações utilizadas na metodologia sugerida.

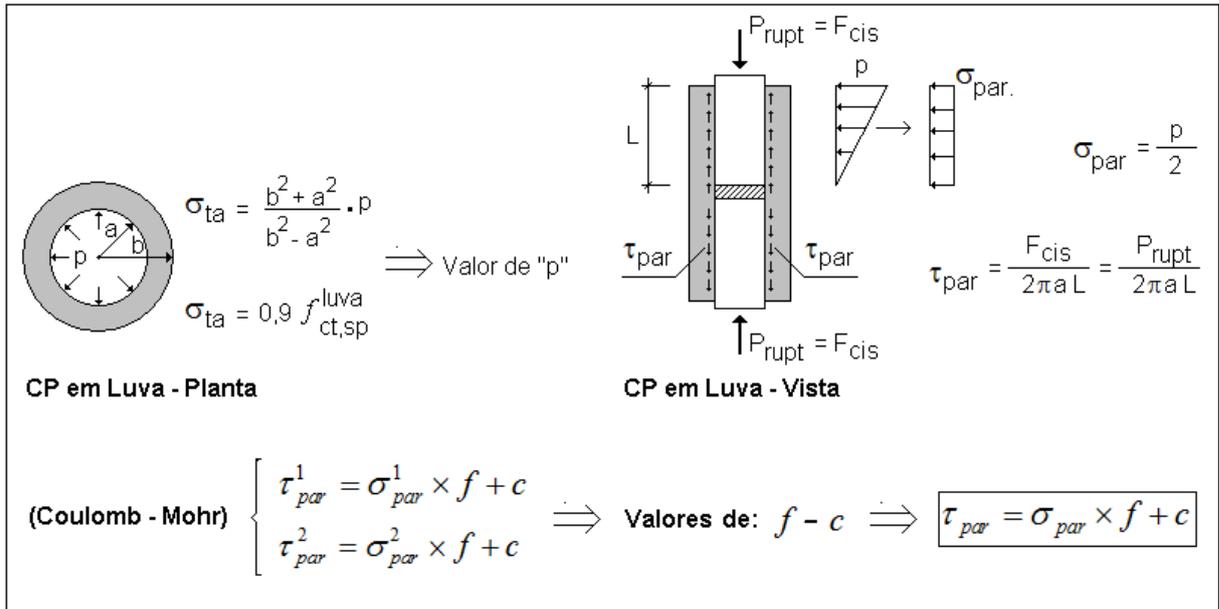


Figura 15.1 - Metodologia para Cálculo do Coeficiente de Atrito (f) e da Aderência (c).

A seguir, é registrada sequência de cálculos que define a metodologia, onde é adotada a seguinte simbologia:

a = raio interno da luva;

b = raio externo da luva;

$\sigma_{t,a}$ = tensão de tração na face interna (raio "a") da luva;

p = pressão interna na luva;

f_{ct}^{luva} = resistência à tração direta do concreto da luva;

$f_{ct,sp}^{luva}$ = resistência à tração, por compressão diametral, do concreto da luva;

σ_{par} = tensão de média de compressão na face interna da luva;

τ_{par} = tensão de cisalhamento no contato do concreto velho com o concreto novo;

P_{rupt} = carga de ruptura do CP em luva;

L = altura de contato entre a luva e o CP de CV;

f = coeficiente de atrito entre concretos;

c = aderência entre concretos;

A) Para cada uma das duas espessuras das luvas:

A-1) Cálculo da tensão de tração na face interna (raio “a”) da luva ($\sigma_{t,a}$) devida à pressão interna na luva (p):

$$\sigma_{t,a} = \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \times p \quad (15.1)$$

A-2) Cálculo da resistência à tração direta do concreto da luva (f_{ct}^{luva}):

$$f_{ct}^{luva} = 0,9 \times f_{ct,sp}^{luva} \quad (15.2)$$

A-3) Cálculo da pressão interna na luva (p):

$$\text{No equilíbrio, } f_{ct}^{luva} = \sigma_{t,a} \quad \Rightarrow \quad 0,9 \times f_{ct,sp}^{luva} = \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \times p$$

$$\text{Donde, } p = 0,9 \times f_{ct,sp}^{luva} \times \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \quad (15.3)$$

A-4) Cálculo da tensão de média de compressão na face interna da luva (σ_{par}):

$$\sigma_{par} = \frac{p}{2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{par} = 0,45 \times f_{ct,sp}^{luva} \times \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2} \quad (15.4)$$

A-5) Cálculo da tensão de cisalhamento no contato entre concretos (τ_{par}):

$$\tau_{par} = \frac{P_{rupt}}{2\pi \cdot a \cdot L} \quad (15.5)$$

B) Cálculo de “f” e “c” e da equação final de Coulomb-Mohr:

B-1) Com os valores de σ_{par} (Eq.15.4) e de τ_{par} (Eq.15.5) definidos para as duas espessuras de luva, pode-se escrever duas equações de Coulomb-Mohr, a saber:

$$\tau_{par}^1 = \sigma_{par}^1 \times f + c \quad (15.6)$$

$$\tau_{par}^2 = \sigma_{par}^2 \times f + c \quad (15.7)$$

B-2) Cálculo dos valores de “f” (coeficiente de atrito) e de “c” (aderência) entre concretos e definição da Expressão Final de Coulomb-Mohr:

Resolvendo-se o sistema formado pelas Equações (15.6) e (15.7), encontram-se os valores de f (coeficiente de atrito) e de c (aderência), que permitem escrever a Equação Final de Coulomb-Mohr:

$$\tau_{par} = \sigma_{par} \times f + c \quad (15.8)$$

**valores
calculados**

15.3 Metodologia para Cálculo da Expressão de Cintamento Experimental com Base no Ensaio de Luva

A metodologia sugerida baseia-se nas cargas de ruptura à compressão de corpos de prova, com luvas cintadas, submetidos ao Ensaio de Luva, e no valor da resistência à compressão do concreto velho, definido nos Ensaio de Compressão Normal, dos Ensaio de Caracterização dos Concretos.

A seguir, é registrada sequência de cálculos que define a metodologia sugerida, onde é adotada a seguinte simbologia:

d_i = diâmetro do núcleo cintado do concreto (eixo a eixo da hélice ou estribo circular);

ϕ_t = diâmetro da barra da armadura de cintamento;

s = espaçamento entre estribos, ou passo da hélice, da armadura de cintamento.

p = pressão de confinamento do núcleo cintado do concreto;

A_t = área fictícia do cintamento (volume por unidade de comprimento);

f_y = tensão de escoamento do aço da armadura de cintamento;

A_{ci} = área do núcleo cintado do concreto;

f_c^{ens} = resistência à compressão de ensaio do concreto não cintado (concreto velho);

f_{ci}^{exp} = resistência última do concreto cintado, obtida experimentalmente (tensão de ruptura do CP do Ensaio de Luva);

W = coeficiente de majoração de “p” da expressão experimental de cintamento, a ser definido.

Com os Ensaio de Luva já executados, à exceção de “W”, todos valores das variáveis acima descritas são conhecidos.

A expressão experimental de cintamento é definida por:

$$f_{ci}^{exp} = f_c^{ens} + W \cdot p \quad (15.9)$$

Sabe-se que:

$$p = \frac{A_t \times f_y}{2 \cdot A_{ci}}$$

Onde:

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 \cdot s} \quad \text{e} \quad A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4};$$

Donde:

$$p = \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot f_y}{2 \cdot d_i \cdot s} \quad (15.10)$$

Da Eq.(15.9), pode-se escrever:

$$W = \frac{f_{ci}^{exp} - f_c^{ens}}{p} \quad (15.11)$$

Achado o valor de “W”, a Expressão Experimental de Cintamento, baseada no Ensaio de Luva, está definida:

$$\boxed{f_{ci} = f_c + W \cdot p} \quad (15.12)$$

valor calculado

15.4 Metodologia para Cálculo de Recuperação Localizada de Pilares

15.4.1 Cálculo da Área da Seção do Anel da Luva e da Armadura de Cintamento

A Fig. 15.2 mostra a vista de um pilar recuperado por encamisamento localizado e as seções transversais do Pilar Original e da Luva de Encamisamento (Trecho Cintado e Trecho em Anel).

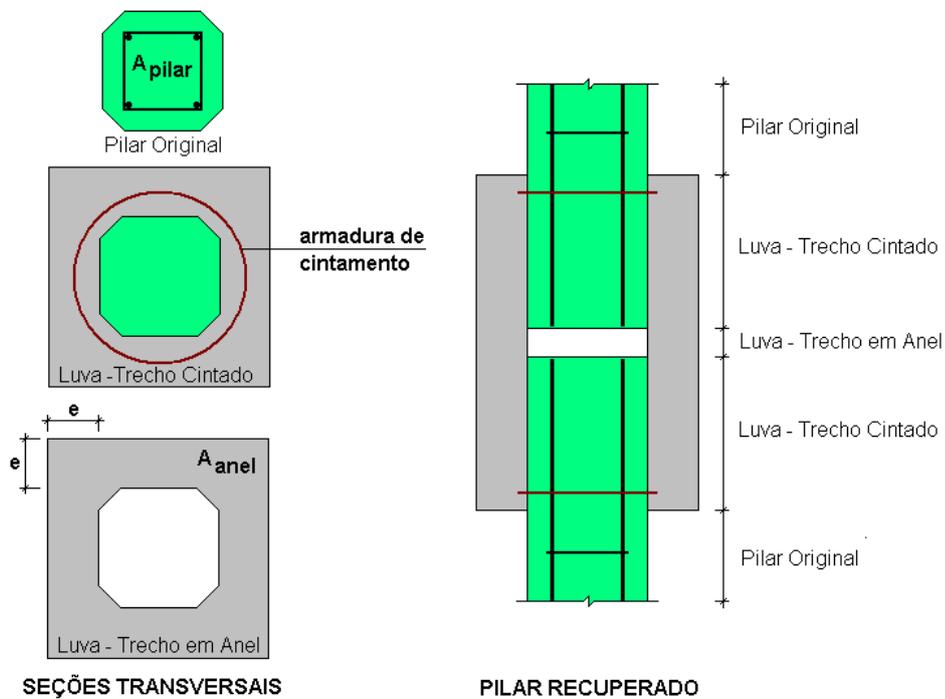


Figura 15.2 - Seções Transversais de Pilar Original e de Pilar Recuperado

A seguir, é registrada sequência de cálculos que define a metodologia sugerida, onde é adotada a seguinte simbologia:

N_{rupt}^{orig} = carga de ruptura do pilar original (sem coeficientes de segurança);

A_{pilar} = área da seção transversal do pilar original;

A_{anel} = área do anel de concreto novo da luva.

$f_{c,pilar}$ = resistência à compressão do concreto do pilar original;

A'_s = área da armadura longitudinal comprimida;

$f_{yc}^{0,002}$ = resistência à compressão do aço correspondente à deformação de 0,002;

N_{rupt}^{luva} = carga de ruptura definida para a luva;

N_{rupt}^{anel} = carga de ruptura do anel da luva;

K = coeficiente de majoração da carga de ruptura do pilar original;

$f_{c,luva}$ = resistência à compressão do concreto da luva;

f_{ci} = tensão de ruptura do concreto cintado;

A_{ci} = área do núcleo cintado do concreto (eixo a eixo da armadura de cintamento);

d_i = diâmetro do núcleo cintado do concreto (eixo a eixo da hélice ou estribo circular);

p = pressão de confinamento do núcleo cintado do concreto;

W = coeficiente de majoração de “p” da expressão de cintamento, definida pelos Ensaios de Luva,

A_t = área fictícia do cintamento (volume por unidade de comprimento);

f_y = tensão de escoamento do aço da armadura de cintamento;

ϕ_t = diâmetro da barra da armadura de cintamento;

s = espaçamento entre estribos, ou passo da hélice, da armadura de cintamento.

A) Cálculo da carga de ruptura do Pilar Original (sem coeficientes de segurança):

$$N_{rupt}^{orig} = A_{pilar} \times f_{c,pilar} + A'_s \times f_{yc}^{0,002} \quad (15.13)$$

Obs.: para o aço CA 50, $f_{yc}^{0,002} = 420$ MPa.

B) Cálculo da carga de ruptura definida para a luva:

$$N_{rupt}^{luva} = K \times N_{rupt}^{orig} \quad (15.14)$$

$$\text{Sugere-se:} \quad 1,5 \leq K \leq 1,7 \quad (15.15)$$

Intui-se que quanto maior a densidade de armadura do pilar a ser recuperado, maior deverá ser o valor de K.

C) Cálculo da área do anel de concreto novo da luva (A_{anel}):

Na definição da espessura da luva (e), ou seja, na definição da área do anel de concreto novo (A_{anel}) é necessário fazer com que a sua capacidade resistente isolada, e sem consideração de qualquer cintamento ou armadura longitudinal (N_{rupt}^{anel}), seja maior ou igual à carga de ruptura do trecho cintado da luva (N_{rupt}^{luva}).

Portanto,

$$N_{rupt}^{anel} = f_{c,luva} \times A_{anel} \geq N_{rupt}^{luva}$$

Donde,

$$A_{anel} \geq \frac{N_{rupt}^{luva}}{f_{c,luva}} \quad (15.16)$$

Caso a Eq. (15.16) não seja atendida, o valor da espessura da luva (e) deve ser aumentado. Caso isto seja problemático, pode-se adotar concreto novo da luva de maior resistência, ou avaliar a redução do valor para “K”.

D) Cálculo da tensão de ruptura do núcleo do concreto do trecho cintado da luva (f_{ci}):

$$N_{rupt}^{luva} = f_{ci} \times A_{ci} = f_{ci} \times \frac{\pi \cdot d_i^2}{4}$$

Donde,

$$f_{ci} = \frac{4 \cdot N_{rupt}^{luva}}{\pi \cdot d_i^2} \quad (15.17)$$

Salienta-se que o valor de “ d_i ” é definido, pelo projetista, como o menor diâmetro (eixo a eixo do estribo ou hélice) circunscrito à seção do pilar, após a retirada de suas quinas, até aparecer faces de estribos, e distando 1 a 2 cm dos vértices da seção do pilar. A Fig. 15.3 ilustra o citado.

Observa-se que a retirada das quinas do pilar deverá ocorrer somente no trecho onde a luva de encamisamento será instalada.

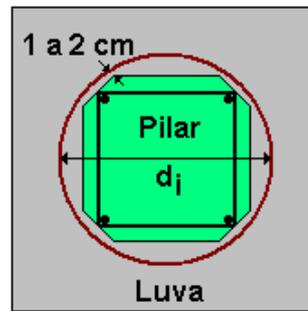


Figura 15.3 - Definição do Diâmetro do Núcleo Fretado do Pilar (d_i)

E) Cálculo da pressão de confinamento do núcleo do concreto do trecho cintado da luva (p):

A expressão de confinamento a ser adotada é a definida, previamente, pelos Ensaios de Luva, a qual tem a seguinte forma:

$$f_{ci} = f_{c.pilar} + W \cdot p \quad (15.18)$$

Donde,

$$p = \frac{f_{ci} - f_{c.pilar}}{W} \quad (15.19)$$

Sabe-se (ver subitem 3.2.3) que a pressão de confinamento pode, também, ser expressa por:

$$p = \frac{A_t \times f_y}{2 \cdot A_{ci}}$$

Onde,

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4 \cdot s} \quad \text{e} \quad A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4};$$

Donde,

$$p = \frac{\pi \cdot f_y}{2 \cdot d_i} \times \frac{\phi_t^2}{s} \tag{15.20}$$

F) Cálculo da armadura de cintamento da luva (diâmetro - ϕ - e passo - s):

Comparação entre as equações (15.19) e (15.20), permite escrever:

$$\frac{f_{ci} - f_{c.pilar}}{W} = \frac{\pi \cdot f_y}{2 d_i} \times \frac{\phi_t^2}{s}$$

Donde,

$$\boxed{\frac{\phi_t^2}{s} = \frac{f_{ci} - f_{c.pilar}}{W} \times \frac{2 d_i}{\pi \cdot f_y}} \tag{15.21}$$

A equação (15.21) permite definir o passo ou o espaçamento (s) de hélices ou estribos soldados a partir da definição da bitola (ϕ_t) desejada, ou vice-versa.

Vale lembrar que a NBR 6118-1980, que tem orientado o estudo, definia, para pilares cintados, limites para variáveis utilizadas nos cálculos, a saber:

$$\phi_t \geq 5mm; \quad \phi_t + 3cm \leq s \leq \frac{d_i}{5} \text{ e } 8cm; \quad A_t \geq 0,005 A_{ci}$$

É importante observar que a metodologia sugerida não considerou qualquer coeficiente de segurança visto ter se baseado na carga de ruptura do Pilar Original, calculada sem coeficientes de segurança.

Verificações com a consideração de coeficientes de segurança, entretanto, devem ser, também, desenvolvidas, considerando as seções de concreto e de armaduras já definidas, visando correções que, eventualmente, se mostrarem necessárias.

No subitem 15.4.4, como exemplos, estão registradas as verificações feitas para os Pilares Recuperados da pesquisa com a consideração de coeficientes de segurança.

15.4.2 Cálculo da Altura de Contato entre os Concretos da Luva e do Pilar Original (H)

Quanto à altura de contato (H) da luva com o concreto íntegro do pilar, para cada lado do trecho com anomalia, no Cap. 8, foi definido que ela tivesse o valor mínimo igual ao valor da aresta do pilar quadrado multiplicado por 1,75.

Este valor mínimo deve ser comparado com o valor da altura definida com base na Equação do Critério de Coulomb, deduzida com base nos Ensaio de Luva.

A Fig. 15.4 ilustra um Pilar Recuperado (Planta e Vista) e registra algumas considerações de cálculo e algumas nomenclaturas utilizadas na metodologia sugerida.

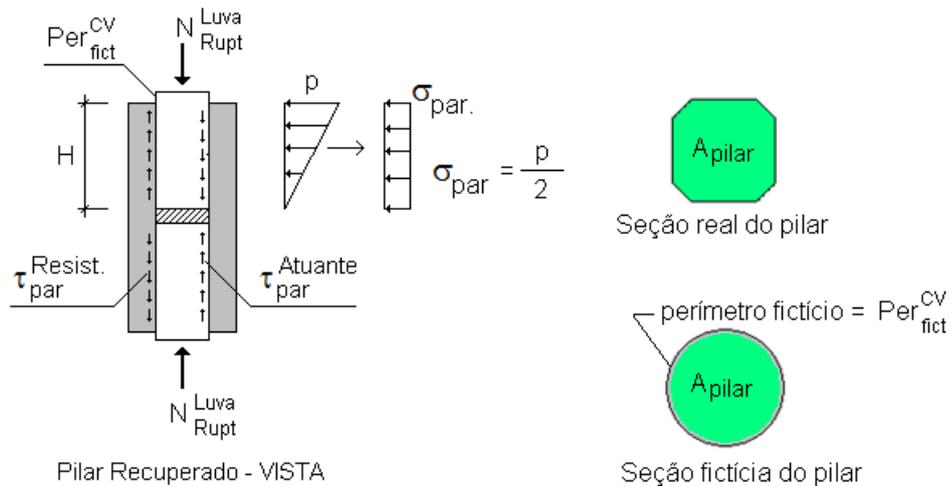


Figura 15.4 - Pilar Recuperado - Vista e Seções Real e Fictícia - Cálculo da Altura de Contato (H)

A seguir, é registrada sequência de cálculos que define a metodologia sugerida, onde é adotada a seguinte simbologia:

N_{rupt}^{luva} = carga de ruptura definida para a luva;

A_{ci} = área do núcleo cintado do concreto (eixo a eixo da armadura de cintamento);

A_t = área fictícia do cintamento (volume por unidade de comprimento);

f_y = tensão de escoamento do aço da armadura de cintamento;

p = pressão de confinamento do núcleo cintado do concreto;

τ_{par} = tensão de cisalhamento no contato do concreto velho com o concreto novo;

σ_{par} = tensão de média de compressão na face interna da luva;

P_{rupt} = carga de ruptura do CP em luva;

f = coeficiente de atrito entre concretos;

c = aderência entre concretos;

τ_{par}^{Resist} = tensão de cisalhamento resistente no contato do concreto velho com o concreto novo, devida ao atrito e aderência;

$\tau_{par}^{Atuante}$ = tensão de cisalhamento atuante no contato do concreto velho com o concreto novo, devida à carga de ruptura do CP em luva;

Per_{fict}^{CV} = perímetro fictício do contato CN da luva com CV do pilar original (ver Fig. 15.4);

H = altura de contato entre a luva e o CP de CV.

A) Expressões e dados já conhecidos:

$$N_{rupt}^{luva} ; A_{ci} ; A_t ; f_y ; p = \frac{A_t \times f_y}{2.A_{ci}} ; \tau_{par}^{Re\ sist} = \sigma_{par} \times f + c \text{ (em MPa)}$$

B) Cálculo da tensão de cisalhamento resistente ($\tau_{par}^{Re\ sist}$):

$$p = \frac{A_t \times f_y}{2.A_{ci}} \quad (15.22)$$

Conhecido “p”, tem-se:
$$\sigma_{par} = \frac{p}{2} \quad (15.23)$$

$$\tau_{par}^{Re\ sist} = \sigma_{par} \times f + c \text{ (em MPa)} \quad (15.24)$$

Para facilitar a compatibilidade de unidades, sugere-se transformar o valor de $\tau_{par}^{Re\ sist}$ para daN/cm².

C) Cálculo da tensão de cisalhamento atuante ($\tau_{par}^{Atuante}$):

$$\tau_{par}^{Atuante} = \frac{N_{rupt}^{luva}}{Per_{fict}^{CV} \times H} \quad (15.25)$$

D) No equilíbrio:

$$\tau_{par}^{Re\ sist} = \tau_{par}^{Atuante} \quad (15.26)$$

Donde,
$$\tau_{par}^{Re\ sist} = \frac{N_{rupt}^{luva}}{Per_{fict}^{CV} \times H} \quad (15.27)$$

Portanto,
$$H = \frac{N_{rupt}^{luva}}{Per_{fict}^{CV} \times \tau_{par}^{Re\ sist}} \quad (15.28)$$

OBS.: o valor de H deve ser, no mínimo, igual a 1,75 vezes a aresta do pilar quadrado.

15.4.3 Recálculo da Armadura de Cintamento das Luvas dos Pilares Recuperados com as Expressões de Cintamento Definidas pelos Ensaio de Luva

Visando exemplificar a metodologia de cálculo (sem coeficientes de segurança) das armaduras de cintamento sugerida no subitem 15.4.1, são recalculadas tais armaduras, para as luvas dos dois Pilares Recuperados, agora, com base nas Expressões de Cintamento definidas pelos Ensaio de Luva (subitem 10.3), a saber:

$$\text{- Pilares quadrados - 30 MPa} \Rightarrow f_{ci} = f_c + 2p$$

$$\text{- Pilares quadrados - 20 MPa} \Rightarrow f_{ci} = f_c + 5p$$

Vale lembrar que, no cálculo do cintamento de projeto das luvas destes pilares (subitem 12.2), foi utilizada a expressão da NBR 6118 - 1980 ($f_{ci}=f_c+4p$), tendo sido definido cintamento de $\phi 8@4$ para o Pilar Recuperado de 15x15, e de $\phi 8@5$ para o Pilar recuperado de 20x20.

15.4.3.1 Recálculo do cintamento da Luva do Pilar Recuperado do Modelo 15x15

Dados: $A_{\text{pilar}} = 207 \text{ cm}^2$; $A_s = 4\phi 12,5$; $d_i = 19,3 \text{ cm}$; $f_{c \text{ pilar}} = 30 \text{ MPa}$; e $K = 1,7$.

$$f_{ci} = f_c + 2p$$

Cálculos:

$$N_{\text{rupt}}^{\text{orig}} = A_{\text{pilar}} \times f_{c, \text{ pilar}} + A_s' \times f_{yc}^{0,002} = (207 \times 30) + (4 \times 1,25 \times 4.200) = 83.100 \text{ daN}$$

$$N_{rupt}^{luva} = K \times N_{rupt}^{orig} = 1,7 \times 83.100 = 141.270 \text{ daN}$$

$$f_{ci} = \frac{4.N_{rupt}^{luva}}{\pi.d_i^2} = \frac{4 \times 141.270}{\pi \times 19,3^2} = 482,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{\phi_t^2}{s} = \frac{f_{ci} - f_{c.pilar}}{W} \times \frac{2 d_i}{\pi \cdot f_y} = \frac{482,8 - 300}{2} \times \frac{2 \times 19,3}{\pi \times 5.000} = 0,225$$

Para $\phi 8\text{mm}$ $\Rightarrow s = \frac{0,8^2}{0,225} = 2,8 \text{ cm} \Rightarrow$ cintamento = $\phi 8@2,8$ > $\phi 8@4$ da pesquisa.

O espaçamento calculado ficou menor do que o utilizado na pesquisa por causa da diferença entre valores de “ d_i ” utilizados, nos dois cálculos, e da diferença entre equações de cintamento: $f_{ci} = f_c + 4p$ e $f_{ci} = f_c + 2p$.

Nos dados acima, alterando apenas o valor de **K para 1,5**, encontra-se:

$$\frac{\phi_t^2}{s} = 0,155 \Rightarrow s = \frac{0,8^2}{0,155} = 4,1 \text{ cm} \Rightarrow$$
 cintamento = $\phi 8@4$ = $\phi 8@4$ da pesquisa.

Portanto, para o Pilar Recuperado do Modelo 15x15, o cintamento adotado na pesquisa implicou num coeficiente de majoração da carga de ruptura do Pilar Original (K) igual a 1,5, que é o limite inferior indicado na Eq.(15.15).

15.4.3.2 Recálculo do cintamento da Luva do Pilar Recuperado do Modelo 20x20

Dados: $A_{pilar} = 382 \text{ cm}^2$; $A_s = 4\phi 10$; $d_i = 26,3 \text{ cm}$; $f_{c.pilar} = 20 \text{ MPa}$; e **K= 1,7**.

$$f_{ci} = f_c + 5p$$

Cálculos:

$$N_{rupt}^{orig} = A_{pilar} \times f_{c.pilar} + A_s' \times f_{yc}^{0,002} = (382 \times 200) + (4 \times 0,8 \times 4.200) = 89.840 \text{ daN}$$

$$N_{rupt}^{luva} = K \times N_{rupt}^{orig} = 1,7 \times 89.840 = 152.728 \text{ daN}$$

$$f_{ci} = \frac{4 \cdot N_{rupt}^{luva}}{\pi \cdot d_i^2} = \frac{4 \times 152.728}{\pi \times 26,3^2} = 281,2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{\phi_t^2}{s} = \frac{f_{ci} - f_{c.pilar}}{W} \times \frac{2 d_i}{\pi \cdot f_y} = \frac{281,2 - 200}{5} \times \frac{2 \times 26,3}{\pi \times 5.000} = 0,054$$

Para $\phi 8\text{mm} \Rightarrow s = \frac{0,8^2}{0,054} = 11,9 \text{ cm} \Rightarrow \text{cintamento} = \underline{\phi 8 @ 12} \ll \underline{\phi 8 @ 5}$ da pesquisa.

O espaçamento calculado ficou muito maior do que o utilizado na pesquisa por causa da diferença entre valores de “ d_i ” utilizados, nos dois cálculos, e da diferença entre equações de cintamento: $f_{ci} = f_c + 4p$ e $f_{ci} = f_c + 5p$.

Verificando outras bitolas para a armadura de cintamento tem-se:

Para $\phi 6.3\text{mm} \Rightarrow s = \frac{0,63^2}{0,054} = 7,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{cintamento} = \underline{\phi 6.3 @ 7.5}$.

Para $\phi 5\text{mm} \Rightarrow s = \frac{0,5^2}{0,054} = 4,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{cintamento} = \underline{\phi 5 @ 4.5}$.

Portanto, a armadura de cintamento de projeto da luva do Pilar Recuperado do Modelo 20x20 ($\phi 8 @ 5$) poderia ser substituída, considerando apenas o cálculo, por $\phi 5 @ 4,5$ cm.

Observa-se que o espaçamento máximo, segundo a NBR 6118-1980, é igual a 5,3 cm ($d_i/5 = 26,3/5$). Portanto, se adotados diâmetros de 8 mm ou 6,3 mm, o espaçamento teria de

ser igual a 5 cm, como adotado no projeto ($\phi 8@5$). Não se pode esquecer que Cánovas (1988), nas recuperações localizadas, indicava a utilização de estribos com $\phi 8\text{mm}$.

15.4.4 Verificações Necessárias com a Consideração de Coeficientes de Segurança

Conforme já citado, após os cálculos, sem coeficientes de segurança, da metodologia descrita no subitem 15.4.1, verificações com a consideração de coeficientes de segurança devem ser desenvolvidas, considerando as seções de concreto e de armaduras já definidas, visando correções que, eventualmente, se mostrarem necessárias.

Como exemplos dessas verificações, a seguir, são feitas comparações entre cargas de serviço dos Pilares Originais e das Luvas dos Pilares Recuperados dos Modelos 15x15 e 20x20, obtidas, é claro, com a consideração de coeficientes de segurança.

15.4.4.1 Modelo 15x15

A) Pilar Original: $f_c = 30 \text{ MPa}$; $A_{\text{pilar}} = 207 \text{ cm}^2$; $4\phi 12,5$

$$1,4 N_{\text{serv}} = \frac{0,85 \times 300}{1,4} \times 207 + 4 \times 1,25 \times 4.200 \quad \Rightarrow \quad N_{\text{serv}} = 41.931 \text{ daN} = \underline{419 \text{ kN}}$$

B) Luva - Trecho Cintado: $f_c = 30 \text{ MPa}$; $d_i = 18,5 + 0,8 = 19,3 \text{ cm}$; $\phi 8@4$

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4s} = \frac{\pi^2 \times 19,3 \times 0,8^2}{4 \times 4} = 7,62 \quad A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} = \frac{\pi \times 19,3^2}{4} = 292,6 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_t \cdot f_y}{2 A_{ci}} = \frac{7,62 \times 5000}{2 \times 292,6} = 65,1 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow f_{ci} = 300 + (2 \times 65,1) = 430,2 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,4 N_{serv} = \frac{0,85 \times 430,2}{1,4} \times 292,6 \Rightarrow N_{serv} = 54.589 \text{ daN} = \underline{546 \text{ kN}} = 1,30 \times \underline{419 \text{ kN}}$$

(seguro).

Caso não fosse seguro, bastaria aumentar o diâmetro do estribo, ou hélice, de cintamento ou diminuir o seu espaçamento.

C) Luva - Trecho em Anel: $f_c = 45 \text{ MPa}$; $A_{anel} = 418 \text{ cm}^2$

$$1,4 N_{serv} = \frac{0,85 \times 450}{1,4} \times 418 \Rightarrow N_{serv} = 81.574 \text{ daN} = \underline{816 \text{ kN}} = 1,95 \times \underline{419 \text{ kN}} \text{ (seguro).}$$

Caso não fosse seguro, bastaria aumentar a espessura da luva de encamisamento.

15.4.4.2 Modelo 20x20

A) Pilar Original: $f_c = 20 \text{ MPa}$; $A_{pilar} = 382 \text{ cm}^2$; $4\phi 10$

$$1,4 N_{serv} = \frac{0,85 \times 200}{1,4} \times 382 + 4 \times 0,8 \times 4.200 \Rightarrow N_{serv} = 42.733 \text{ daN} = \underline{427 \text{ kN}}$$

B) Luva - Trecho Cintado: $f_c = 20 \text{ MPa}$; $d_i = 25,5 + 0,5 = 26 \text{ cm}$; $\phi 5 @ 4,5$

Vale observar que, no cálculo deste subitem, foi considerada a menor armadura de cintamento calculada subitem 15.4.3 ($\phi 5 @ 4,5$), e não a adotada na pesquisa ($\phi 8 @ 5$).

$$A_t = \frac{\pi^2 \cdot d_i \cdot \phi_t^2}{4s} = \frac{\pi^2 \times 26 \times 0,5^2}{4 \times 4,5} = 3,56 \qquad A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} = \frac{\pi \times 26^2}{4} = 530,9 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_t \cdot f_y}{2 A_{ci}} = \frac{3,56 \times 5000}{2 \times 530,9} = 16,8 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow f_{ci} = 200 + (5 \times 16,8) = 284 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,4 N_{serv} = \frac{0,85 \times 284}{1,4} \times 530,9 \Rightarrow N_{serv} = 65.387 \text{ daN} = \underline{654 \text{ kN}} = 1,53 \times \underline{427 \text{ kN}} \text{ (seguro)}$$

Caso não fosse seguro, bastaria aumentar o diâmetro do estribo, ou hélice, de fretagem ou diminuir o seu espaçamento.

C) Luva - Trecho em Anel: $f_c = 45 \text{ MPa}$; $A_{anel} = 518 \text{ cm}^2$

$$1,4 N_{serv} = \frac{0,85 \times 450}{1,4} \times 518 \Rightarrow N_{serv} = 101.089 \text{ daN} = \underline{1.011 \text{ kN}} = 2,37 \times \underline{427 \text{ kN}} \text{ (seguro)}$$

Caso não fosse seguro, bastaria aumentar a espessura da luva de encamisamento.

Finalizando, pode-se afirmar que as verificações considerando coeficientes de segurança não indicaram qualquer necessidade de correção com relação aos resultados dos cálculos sem coeficientes de segurança das metodologias sugeridas.

16 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

16.1 Introdução

Neste capítulo são registradas as principais conclusões da pesquisa desenvolvida e apresentadas recomendações para trabalhos futuros.

16.2 Conclusões

Considerando o objetivo principal da pesquisa, claramente definido em seu título, as quatro conclusões a seguir se destacam como gerais e principais:

- O Ensaio de Luva apresentou ótima capacidade de definir valores confiáveis de Aderência e Atrito entre concretos, apresentando vantagens sobre outros tipos de ensaio, até mesmo o excelente Ensaio de Cisalhamento Inclinado, como a consideração intrínseca dos diferentes valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos dois concretos envolvidos. A simplicidade de, com apenas duas geometrias fixas de corpo de prova, conseguir definir ângulos de atrito com valores dos mais baixos aos mais elevados é outra vantagem.

Assim, a pesquisa permitiu o desenvolvimento de metodologia de cálculo para a definição de valores de aderência e atrito entre dois concretos, com base nas cargas de ruptura, definidas pelo Ensaio de Luva, de corpos de prova com luvas não armadas de duas diferentes espessuras, e na resistência à tração do concreto da luva, definida pelo Ensaio de Compressão Diametral. Esta metodologia de cálculo está registrada no Cap. 15;

- O Ensaio de Luva mostrou-se, também, eficiente no fornecimento de Expressões Teóricas de Cintamento para o cálculo da armadura de fretagem necessária para a garantia de comportamento eficiente e seguro de encamisamentos localizados de pilares. A metodologia sugerida para a definição de Expressões Teóricas de Cintamento, baseada nos Ensaio de Luva, está descrita no Cap. 15;
- A pesquisa permitiu, com base nas Expressões Teóricas de Cintamento e nos valores de Aderência e Atrito definidos pelos Ensaio de Luva, o desenvolvimento de metodologia de dimensionamento de recuperação localizada de pilares. Esta metodologia de cálculo está registrada no Cap. 15.
- Os resultados dos Ensaio de Pilar demonstraram ser perfeitamente possível a recuperação localizada de pilares com perda total de resistência no trecho anômalo.

O objetivo principal da pesquisa implicou em diversos estudos específicos, cujas conclusões mais importantes podem ser sintetizadas por:

- Em luva não armada, sua espessura tem grande influência na carga de ruptura do corpo de prova (CP). Tal fato tem significado positivo com relação ao estudo da ligação (aderência e atrito) entre concretos, por garantir, nos dois tipos de CP (maior e menor espessura), diferenças significativas nos valores da tensão normal de contato dos dois concretos (σ) e da tensão de cisalhamento atuante (τ), utilizadas na definição da aderência (c) e do atrito (ϕ), pelo critério de Coulomb-Mohr ($\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$);
- Nas luvas armadas, a posição mais eficiente da armadura de cintamento é junto à sua face interna (armadura interna), ou seja, pouco afastada da face do concreto velho do pilar ou CP;
- A combinação de armadura de cintamento interna e externa à luva aumenta a sua eficiência, mas, em encamisamentos de pilares quadrados, não há espaço para a sua execução quando as luvas são de pequena espessura;
- Em luvas com armadura de cintamento interna e menor passo (CPs de Referência) a carga de ruptura da luva não depende, significativamente, de sua espessura, importando, basicamente, o diâmetro do núcleo fretado. No entanto, a espessura da luva deve ser tal que

sua área seja suficiente para que sua capacidade de resistência individual (luva - trecho em anel) seja igual ou maior do que a carga de ruptura definida pelo cintamento (luva - trecho cintado);

- Nos CPs cilíndricos dos Ensaio de Luva, a presença de tela sempre aumentou o valor da carga de ruptura, enquanto que, nos CPs quadrados ela não teve influência;
- CPs em luva com CV de resistência nominal de 20 MPa e menor fretagem apresentaram cargas de ruptura iguais ou maiores do que os de resistência nominal de 30 MPa e maior fretagem.

Tal fato é, convenientemente, explicado pela diferença entre valores do coeficiente de Poisson, que são inversamente proporcionais aos valores da Resistência à Compressão dos concretos. A expressão de cintamento oriunda da Resistência dos Materiais, também indicada por Leonhardt (1977) - $f_{ci} = f_c + \frac{1}{\nu} \times p$ -, mostra que, quanto menor o coeficiente de Poisson (ν), maior o acréscimo de resistência devida à fretagem.

Registra-se que os valores médios do Coeficiente de Poisson definidos pelos Ensaio de Luva da pesquisa foram:

$$\text{- CV (30-00)} \Rightarrow \nu = 0,35;$$

$$\text{- CV (20-00)} \Rightarrow \nu = 0,08;$$

$$\text{- CV (30-1)} \Rightarrow \nu = 0,37;$$

$$\text{- CV (20-1)} \Rightarrow \nu = 0,15;$$

- Uma mesma fretagem (hélices de mesmos diâmetros e passos; mesmo aço; e mesmo diâmetro de núcleo) é bem menos eficiente em seções quadradas, em comparação com seções cilíndricas;
- As duas conclusões anteriores ficam comprovadas ao se comparar as Expressões Teóricas de Cintamento definidas pelos Ensaio de Luva da pesquisa, a saber:

$$\text{- CPs cilíndricos de 20 MPa} \Rightarrow F_{ci} = F_c + 6,0p;$$

$$\text{- CPs quadrados de 20 MPa} \Rightarrow F_{ci} = F_c + 5,0p;$$

$$\text{- CPs cilíndricos de 30 MPa} \Rightarrow F_{ci} = F_c + 3,0p;$$

$$\text{- CPs quadrados de 30 MPa} \Rightarrow F_{ci} = F_c + 2,0p;$$

- Comparações entre valores teóricos e experimentais mostrou que, para CV com resistência nominal de 30 MPa, o cálculo teórico superestimou a tensão de ruptura dos CPs de Referência. Ao contrário, para CV com resistência nominal de 20 MPa, o cálculo teórico subestimou aquela tensão.

Observa-se que o cálculo teórico utilizou a expressão de cintamento da NBR 6118 - 1980 ($f_{ci} = f_c + 4p$), cujas diferenças em relação às expressões de cintamento definidas na pesquisa (ver conclusão anterior) explicam as divergências citadas;

- A presença de armaduras (long. e transv.) nos CPs de CV quadrados não influenciou na pressão interna imposta à luva, e nem aumentou a carga de ruptura do CP em luva que compunham, em comparação com o CP em luva composto por CPs de CV sem armaduras.

Esta conclusão implicou na não consideração da armadura existente no Pilar Original no cálculo da resistência do Trecho Cintado da Luva, conforme metodologia de cálculo sugerida para encamisamentos localizados (Cap. 15);

- Nos Pilares Recuperados, o dimensionamento de suas luvas, pelo critério definido na pesquisa (Cap. 15), implicou na ocorrência da ruptura fora das mesmas, ou seja, a ruptura ocorreu em trecho com a seção do Pilar Original. Tal fato sinaliza para a segurança da metodologia proposta;
- Nos ensaios das Séries 1 a 8, não foi observada proporcionalidade, ou outra correlação constante, entre os deslocamentos relativos luva-CP superior de CV (concreto velho) e as tensões de ruptura. Para uma análise mais profunda, seriam necessárias, nos ensaios, além da medição do citado deslocamento relativo, as medições do encurtamento da luva e dos CPs de CV. Isto porque, no valor do deslocamento relativo medido, se somam o encurtamento do concreto da luva, o encurtamento do concreto dos CPs de CV e o valor, se existente, do deslizamento entre luva e CP de CV.
- Finalizando, pode-se citar que a versatilidade do Ensaio de Luva em fornecer dados de interesse (atrito, coesão e expressões de cintamento) para a recuperação localizada de pilares se deve, muito, ao fato da geometria de seu corpo de prova ser semelhante à de um pilar recuperado por encamisamento localizado, a ponto do CP do Ensaio de Luva poder ser considerado um pilar recuperado de dimensões reduzidas.

16.3 Recomendações

Considerando que os Ensaio de Luva e os Ensaio de Pilar (com perda total de seção em parte de seu vão) foram executados pela primeira vez nesta pesquisa, a lista de recomendações é quase interminável, pois repetições e variações de diversos parâmetros são necessárias para a validação, correção ou ampliação de suas conclusões e sugestões. Assim sendo, recomendam-se algumas pesquisas futuras dentre as consideradas mais importantes neste primeiro momento:

- Estudo da influência, nos valores da aderência e do atrito entre concretos, definidos pelo Ensaio de Luva, da redução da altura de contato entre a luva e o concreto velho do CP superior.

Vale lembrar que as luvas não devem ter armaduras de cintamento, e ter duas diferentes espessuras;

- Estudo do efeito, sobre o comportamento de CPs em Luva, de diversos tipos de tratamento do concreto velho que entrará em contato com o concreto da luva;
- Estudo de Ensaio de Luva com concreto velho de resistências elevadas, pois quanto maior a resistência de um concreto, menor o efeito do cintamento no acréscimo de sua resistência;
- Estudo de CPs do Ensaio de Luva e de Pilares Recuperados nos quais a luva precise ser armada longitudinalmente para que a resistência de seu trecho em anel seja igual à resistência de seu trecho cintado;
- Estudo de Ensaio de Luva com CPs do CV cilíndricos e quadrados com diâmetro ou aresta da base iguais a 7,5 cm e 15 cm, e altura de 15 cm e 30 cm, respectivamente;
- Estudo de encamisamento localizado de Pilares Originais que tenham altas taxas de armadura;
- Estudo da capacidade de carga das luvas de Pilares Recuperados, em modelos que tenham a seção de Pilar Original com pequena altura (1,5 a 2,5 cm) ultrapassando as luvas, ou seja, Pilares Recuperados com a mesma geometria longitudinal dos CPs dos Ensaio de Luva.

- Estudo de Ensaio de Luva utilizando CPs do CV retangulares, com variações do tipo de armadura de cintamento;
- Estudo de pilares, com encamisamento localizado, submetidos à flexo-compressão.

É importante ressaltar que o detalhamento das armaduras externas das luvas deverá ser adaptado para o novo tipo de solicitação.

Como referência inicial para a citada adaptação de detalhamento das armaduras, podem-se considerar os conceitos de projeto das Fundações em Cálice para pilares pré-moldados, pois tal cálice funciona como uma semiluva. Os conceitos de projeto de Dentes Gerber podem, também, ser utilizados como referência inicial;

- Estudo do efeito da temperatura sobre o comportamento dos corpos de prova do Ensaio de Luva, com simulação de situação de incêndio;
- Estudo do efeito de carregamentos cíclicos sobre o comportamento dos corpos de prova do Ensaio de Luva e do Ensaio de Pilar;
- Estudo do efeito da Retração e da Fluência no comportamento, à longo prazo, de encamisamentos localizados de pilares;
- Finalmente, com base nas novas pesquisas, execução de adaptações, correções ou ampliações nas metodologias sugeridas para obtenção de parâmetros dos Ensaio de Luva e para o dimensionamento de recuperações localizadas de pilares.

17 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6118. *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento* - Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 5738. *Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 5739. *Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 7222. *Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 8522. *Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. Rio de Janeiro, 2017.

17.1 Sobre Ensaios de Aderência

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS INTERNATIONAL – ASTM International. ASTM C882-91: *Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin. Systems Used With Concrete by Slant Shear*. West Conshohocken, PA, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS INTERNATIONAL – ASTM International. ASTM C1583/C1583M-13: *Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-Off Method)*. West Conshohocken, PA, 2013.

AUSTIN, S., ROBINS, P., PANB, Y., *Shear bond testing of concrete repairs*. Cement and Concrete Research, 29, p.1067-1076, 1999.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BS 6319-4:1984. *Testing of resin and polymer/cement compositions for use in construction. Method for measurement of bond strength (slant shear method)*.

CEB-FIP - *Fib Bulletin 55: Model Code 2010, First complete draft - Volume 1*.

CHILWESA, M., MINELLI, F., REGGIA, A., PLIZZARI, G. *Evaluating the shear bond strength between old and new concrete through a new test method*. Magazine of Concrete Research, Paper 1600327, 2017.

CLÍMACO, J.C.T.S., *Uma análise crítica dos métodos de avaliação de aderência e do uso de agentes adesivos no reparo de estruturas de concreto*. Anais da XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Porto Alegre, RS, Brasil, 1991.

CLÍMACO, J.C.T.S. E REGAN, P.E. *Evaluation of bond strength between old and new concrete in structural repairs*. Magazine of Concrete Research, 53, No. 6, p.377-390, 2001.

EYRE, J.R., *The engineering significance of results from the slant shear test*. Anais da 30ª Reunião Anual do IBRACON, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1988.

HARRIS, D.K., GHEITASI, A., AHLBORN, T. *The challenges related to interface bond characterization of ultra-high-performance concrete with implications for bridge rehabilitation practices*. Advances in Civil Engineering Materials, doi:10.1520 / ACEM20140034, 2015.

HELENE, P.R.L., *Algunos ensayos para evaluación y control de adhesivos epoxi para hormigón*. Informes de la Construcción, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, Vol. 32, No 328, 1981.

WALL, J. S. AND SHRIVE, N. G. *Factors affecting bond between new and old concrete*. ACI Materials Journal, No 85-M15, p. 117-125, 1988.

17.2 Sobre Recuperação e Reforço de Pilares

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT- NBR 6118 - *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 1980, 2003 e 2014.

CAMPIONE, G., FOSSETTI, M., GIACCHINO C., MINAFO G. *RC columns externally strengthened with RC jackets*. Materials and Structures, 47, p.1715-1728, 2014.

CÁNOVAS, M.F. *Patologia e terapia do concreto armado* - Editora Pini, São Paulo, 1988.

JÚLIO, E.N.B.S. *A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado*. 2001. Tese de doutorado - Universidade de Coimbra. Coimbra.

LEONHARDT, F., MÖNNING, E. *Construções de concreto, Vol.1 - Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*. Editora Interciência. Rio de Janeiro, 1977.

LEONHARDT, F., MÖNNING, E. *Construções de concreto, Vol.2 - Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado*. Editora Interciência. Rio de Janeiro, 1978.

MINAFÒ, G., PAPIA, M. *Concrete softening effects on the axial capacity of RC jacketed circular columns*. Engineering Structures, 128, p.215-224, 2016.

MOURAD, S.M., SHANNAG, M.J. *Repair and strengthening of reinforced concrete square columns using ferrocement jackets*. Cement & Concrete Composites, 34, p.288-294, 2012.

NP EN 1992-1-1 - 2010 - Eurocódigo 2 - Proyecto de estructuras de betão - Parte 1-1

RAMIREZ, J.L., BÁRCENA, J.M., FEIJOO, J.M., *Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado*. Informes de la Construction Vol.30, nº 290, 1977.

RAMIREZ, J.L. *Ten concrete column repair methods*. Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 3, p. 195-202, 1996.

RAMIREZ, J.L., BÁRCENA, J.M., URRETA, J.I., SÁNCHEZ, J.A., *Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns*. Construction and Building Materials, Vol.II Nos5 - 6, p.345-352, 1997.

RAZA, S., KHAN, M.K.I., MENEGON, S.J., TSANG, H.H., WILSON, J.L. *Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Columns by Jacketing: State-of-the-Art Review*. Sustainability, 2019, 11, 3208; doi:10.3390/su11113208.

RICHART, F.E., BRANDTZAEG, A., BROWN, R.L. *The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression*. University of Illinois , Bulletin, VOL. XXVI, No. 31, Bulletin No. 190, 1929.

SEZEN, H., ASCE, M., MILLER, E.A. *Experimental evaluation of axial behavior of strengthened circular reinforced-concrete columns*. Journal of Bridge Engineering, 16, p.238-247, 2011.

TAKEUTI, A.R. *Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. 2003. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo.

18 BIBLIOGRAFIA

Ao contrário do Capítulo 8 (Referências Bibliográficas), onde os artigos foram registrados na ordem alfabética do primeiro autor, neste capítulo, eles o serão em ordem cronológica de publicação, com vistas a facilitar avaliações temporais.

18.1 Sobre Ensaio de Aderência

ARAÚJO, D.L., EL DEBS, M.K. *Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em vigas submetidas à flexão: comparação entre valores teóricos e experimentais*. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, **1997**.

MARTINS, C.O., GARCIA, S.R.A., CLÍMACO, J.C.T.S. *Eficiência de argamassas como agentes adesivos no reparo de estruturas de concreto*. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, **1997**.

GARCIA, S.R.A., *Avaliação da resistência de aderência de materiais para reparo de estruturas de concreto*. Dissertação de mestrado - Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, **1998**.

FAGURY, S.C. *Concretos e pastas de elevado desempenho: contribuição aos estudos de reparos estruturais e ligações entre concretos novo e velho, com tratamento da zona de interface*. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Instituto de Física de São Carlos, Instituto de Química de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, **2002**.

MOMAYEZ, A., RAMEZANIANPOUR, A. A., RAJAIE, H. *Experimental investigation of the methods of evaluating the bond strength between concrete substrate and repair materials*. IJE Transactions B: Applications, Tucson, Vol. 15, No. 4, - p.319-332, **2002**.

JÚLIO E.N.B.S., BRANCO F.A.B., SILVA, V.D. *Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface*. Construction and Building Materials, 18, p.675-681, **2004**.

BEUSHAUSEN, H-D., DEHN, F., ALEXANDER, M. *Langzeithaftfestigkeit zwischen alt- und aufbeton bei unterschiedlichen klimabedingungen*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur

und Technische Wissenschaften, GmbH & Co. KG, Berlin. Beton- und Stahlbetonbau, 100, p.482-488, **2005**.

GALLETTO, A. *Reparo de estruturas de concreto: contribuição ao estudo da aderência*. Dissertação de mestrado - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, **2005**.

MOMAYEZ, A., EHSANI, M.R., RAMEZANIANPOUR, A.A., RAJAIE, H. *Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials*. Cement and Concrete Research, 35, p.748-757, **2005**.

NADERI, M. *Friction-transfer test for the assessment of in situ strength and adhesion of cementitious materials*. Construction and Building Materials, 19, p.454-459, **2005**.

JÚLIO E.N.B.S., BRANCO F.A.B., SILVA, V.D., LOURENÇO J.F. *Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate*. Building and Environment, 41, p.1934-1939, **2006**.

BEUSHAUSEN, H., ALEXANDER, M. G. *Bond strength development between concretes of different ages*. Magazine of Concrete Research, 60, No. 1, p.65-74, **2008**.

EUROPEAN STANDARD - EN 1504-**2008** - *Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity*.

NADERI, M. *Analysis of the Slant Shear Test*. Journal of Adhesion Science and Technology, 23, p.229-245, **2009**.

TRIGO, A.P.M., CONCEIÇÃO, R.V. E LIBORIO, J.B.L. *A técnica de dopagem no tratamento da zona de interface: ligações entre concreto novo e velho*. Ambiente Construído, v.10, n.1, p.167-176, **2010**.

SANTOS, P.M.D., JÚLIO, E.N.B.S. *Factors Affecting Bond between New and Old Concrete*. ACI Materials Journal, Title no. 108-M48, p.449-456, **2011**.

PANDEY, A.K. Discussion, *Factors affecting bond between new and old concrete*. Santos, P.M.D., Júlio, E.N.B.. ACI Materials Journal, Disc. 108-M48, p.389-390, **2012**.

DINIS, P.S.S. M.D., SANTOS, D. D.C. *Effect of surface preparation and bonding agent on the concrete-to-concrete interface strength*. Construction and Building Materials, 37, p.102-110, **2012**.

SALDANHA, R., JÚLIO, E., COSTA, D.D.C., PEDRO SANTOS, P. *A modified slant shear test designed to enforce adhesive failure*. Construction and Building Materials, 41, p.673-680, **2013**.

KABAY,N., KIZILKANAT,A. Mechanical properties of concrete to concrete interfaces under uniaxial and shear forces. Pamukkale University Journal of Engineering Sciences - p. 1037-1042, **2018**.

Far,B.K, Zanotti, C. Concrete-Concrete Bond in Mode-I: A study on the Synergistic Effect of Surface Roughness and Fiber Reinforcement. Applied Sciences, 9, 2556 - **2019**.

18.2 Sobre Recuperação e Reforço de Pilares

RICHART, F.E., BRANDTZAEG, A., BROWN, R.L. *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*. University of Illinois , Bulletin, VOL. XXVI, No. 12, Bulletin No. 185, **1928**.

RICHART, F.E., BROWN, R.L. *An investigation of reinforced concrete columns*. University of Illinois , Bulletin, VOL. XXXI, No. 40, Bulletin No. 267, **1934**.

SCOTT, B. D. *STRESS Strain relationships for confined concrete: rectangular sections*. Masters dissertation - University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, **1980**.

SAATCIOGLU, M., RAZVI, S.R. *Strength and ductility of confined concrete*. Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 6, p.1590-1607, **1992**.

FRANGOU, M., PILAKOUTAS K., DRITSOS, S. *Structural repair/strengthening of RC columns*. Construction and Building Materials, Vol. 9, No. 5, p. 259-266, **1995**.

VANDERLEI, E. *Reparo de pilares de concreto armado com remoldagem da seção transversal*. Dissertação de mestrado - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, **1996**.

TAKEUTI, A.R., *Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, **1999**.

FUKUYAMA, K., HIGASHIBATA, Y., MIYAUCHI, Y. *Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns*. Cement & Concrete Composites, 22, p.81-88, **2000**.

JOHANSSON, M., AKESSON, M. *Finite element study of concrete - filled steel tubes using a new confinement-sensitive concrete compression model*. Nordic Concrete Research, V.2, p.43-62, **2001**.

JÚLIO, E.S., BRANCO, F., SILVA, V.D. *A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado*. Revista Internacional Construlink, Vol. 0 - N° 0, **2002**.

ABDULLAH, TAKIGUCHI, K. *An investigation into the behavior and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets*. Cement & Concrete Composites, 25, p.233-242, **2003**.

BOUSIAS, S., SPATHIS, A-L., FARDIS, M.N. *Seismic retrofitting of columns with lap-splices via RC jackets*. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, Paper No. 1937, Canada, **2004**.

EVANGELISTA, W.L. *Estudo da redistribuição de tensões em seções de pilares curtos de concreto armado com recuperação parcial*. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, **2004**.

JÚLIO, E.N.B.S., BRANCO, F.A.B., SILVA, V.D. *Reinforced concrete jacketing - interface influence on monotonic loading response*. *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 2, **2005**.

VANDOROS, K.G., DRITSOS, S.E. *Axial preloading effects when reinforced concrete columns are strengthened by concrete jackets*. *Repair and Rehabilitation, Prog. Struct. Engng Mater*, 8, p.79-92, **2006**.

OLIVEIRA, W.L.A. *Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular*. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, **2008**.

VANDOROS, K.G., DRITSOS, S.E. *Axial preloading effects when reinforced concrete columns are strengthened by concrete jackets*. *Construction and Building Materials*, 22, p.264-276, **2008**.

VANDOROS, K.G., DRITSOS, S.E. *Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns*. *Construction and Building Materials*, 22, p.264-276, **2008**.

REDDIAR, M.K.M. *Stress-strain model of unconfined and confined concrete and stress-block parameters*. Masters dissertation - Texas A&M University, Texas, **2009**.

AL-OSTAZ, A., IRSHIDAT, M., TENKHOFF, B., PONNAPALLI, P.S. *Deterioration of bond integrity between repair material and concrete due to thermal and mechanical incompatibilities*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22, p.136-144, **2010**.

MOHAMED ALI, M.S., OEHLERS, D.J., GRIFFITH, M.C. *The residual strength of confined concrete advances in structural engineering*. *Advances in Structural Engineering*, Vol. 13, No. 4, p.603-618, **2010**.

SUDANO, A.L. *Desenvolvimento de estratégias híbridas de reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com compósitos de alto desempenho*. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, **2010**.

LAMPROPOULOS, A.P., DRITSOS, S. E. *Modeling of RC columns strengthened with RC jackets*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40, p.1689-1705, **2011**.

XIONG, G.J., WU, X.Y., LI, F.F, YAN, Z. *Load carrying capacity and ductility of circular concrete columns confined by ferrocement including steel bars*. *Construction and Building Materials*, 25, p.2263-2268, **2011**.

ACHILLOPOULOU, D., PARDALAKIS, T., KARABINIS, A. *Interface capacity of repaired concrete columns strengthened with RC jackets*. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava*, Vol. 14, No. 2, p.1-17, **2014**.

CHANG, S.Y., CHEN, T.W., TRAN, N.C., LIAO, W.I. *Seismic retrofitting of RC columns with RC jackets and wing walls with different structural details*. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13, p.279-292, **2014**.

CAEIRO, J.D.S. *Modelação numérica de reforço de pilares de betão armado por encamisamento*. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, **2015**.

MEDA, A., MOSTOSI, S., RINALDI, Z., RIVA, P. *Corroded RC columns repair and strengthening with high performance fiber reinforced concrete jacket*. Materials and Structures DOI 10.1617/s11527-015-0627-1, **2015**.

MINAFÒ, G. *A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC jackets*. Engineering Structures, 85, p.162-169, **2015**.

SAYED, S.H. *Retrofitting of Concrete Short Columns after Subjecting to Elevated Temperature Using Different Types of Concrete Jackets*. World Applied Sciences Journal, 33 (5), p.790-796, **2015**.

SOMAN, M., VEENA, M. *Repair and Rehabilitation of RC Short Square Columns using Improved Ferrocement Jacketing*. International Journal of Earth Sciences and Engineering, Volume 08, No. 02, p.424-428, **2015**.

DUBEY, R., KUMAR, P. *Experimental study of the effectiveness of retrofitting RC cylindrical columns using self-compacting concrete jackets*. Construction and Building Materials, 124, p.104-117, **2016**.

ROY, A.B.D., SHARMA, U.K., PRADEEP BHARGAVA, P. *Confinement strengthening of heat-damaged reinforced concrete columns*. Magazine of Concrete Research, 68 (6), p.291-304, **2016**.