**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**
**ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**
**LABORATÓRIO DE MATERIAIS AVANÇADOS À BASE DE CIMENTO**
**USP – EESC – SET – LMABC**

**RODRIGO VIEIRA DA CONCEIÇÃO**
**&**
**Prof. Dr. JEFFERSON B. L. LIBORIO (orientador)**

# ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO PARA PASSARELAS ESTAIADAS

**São Carlos**
**2008**

RODRIGO VIEIRA DA CONCEIÇÃO

# ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO PARA PASSARELAS ESTAIADAS

**Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, com parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.**

**Área de Concentração:**
**Engenharia de Estruturas**

**Orientador:**
**Prof. Dr. Jefferson B.L. Liborio**

**São Carlos**
**2008**

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

C744a

Conceição, Rodrigo Vieira da
Análise experimental de aduelas pré-moldadas em concreto de alto desempenho para passarelas estaiadas / Rodrigo Vieira da Conceição ; orientador Jefferson B. L. Liborio. –- São Carlos, 2008.

Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas)–- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2008.

1. Concreto. 2. Aduela. 3. Pré-moldado. 4. Protendido. 5. CAD. 6. Carbonatação. 7. Durabilidade. I. Título.

**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidato: Engenheiro **RODRIGO VIEIRA DA CONCEIÇÃO**

Dissertação defendida e julgada em 19/03/2008 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **JEFFERSON BENEDICTO LIBARDI LIBÓRIO (Orientador)** — Aprovado
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Prof. Titular **MOUNIR KHALIL EL DEBS** — APROVADO
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Prof. Dr. **ROBERTO CHUST CARVALHO** — APROVADO
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

*Aos meus pais, Osmário Fernandes e Maria Vieira, à minha esposa Roseane e à minha filha Renata, dedico este trabalho com todo carinho e amor.*

# AGRADECIMENTOS

Este momento de mudança glorioso, feliz pela conclusão da dissertação e ao mesmo tempo sério pela responsabilidade nas decisões a serem tomadas como futuro mestre em Engenharia de Estruturas, eu dedico:

Primeiramente a Deus, pois sem ele nada somos, por esta força e oportunidade me dando coragem para lutar e enfrentar todos os obstáculos e vencer todas as dificuldades enfrentadas;

Ao programa de pós-graduação do departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP), por todo um modelo de instituição que busca cada vez mais novas tecnologias e desafios para um novo paradigma;

Aos meus pais, Osmário Fernandes da Conceição e Maria Vieira da Conceição, por este exemplo de mulher e mãe, pai e sabedoria, fortaleza e vida. Por ter dado condições para estudos de qualidade, além de moradia, alimentação, carinho, paciência, confiança, transformando um menino que nasceu de 7 meses em um Engenheiro qualificado. O que me ensinaram muito da escola da vida, pelo amor e confiança na minha capacidade, e que estiveram ao meu lado como em tudo na minha vida, agradeço por contribuir para a realização deste sonho que não é só meu, mas nosso;

Ao meu orientador, Prof. Dr. Jefferson Benedicto Libardi Liborio, pela oportunidade concedida, pela confiança depositada em mim nas decisões importantes para o desenvolvimento da pesquisa, pelo companheirismo e amizade, e por me escutar e aconselhar quando precisei de uma pessoa que tivesse o seu conhecimento e sua competência;

À minha esposa, Roseane Santos da Silva, e à minha filha, Renata Santos Vieira da Conceição, por todo amor, carinho e dedicação a mim. Também fico grato pela compreensão e apoio nas horas extras que dediquei aos estudos, assim como nas horas de lazer canceladas e nos momentos que estive ausente;

Às minhas irmãs, Patrícia Vieira da Conceição e Cláudia Vieira da Conceição, pelo incentivo, força, apoio e compreensão, resumindo, por ter cuidado do irmão caçula nos momentos bons e ruins. E em especial à minha sobrinha Paula Beatriz da Conceição Santos;

Aos meus sogros, Antônio Alves da Silva e Ana Lúcia Santos da Silva, por me proporcionar momentos felizes com a sua família e apoio nas minhas decisões;

À Alessandra Lorenzetti de Castro, Érika Mieko Uagaia, Fernanda Giannotti da Silva, Giuliano Romanholo, José Américo Alves Salvador Filho, José Eduardo Rodrigues Sanches Junior, Marcelo Sartorio, Thiago Catoia, Rafaelle Tiboni, Sandra Maria de Lima, Tobias Azevedo da Costa Pereira, Valdirene Maria Lima, amigos do Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento (LMABC), pela troca de conhecimento, auxílios experimentais, obrigado por vocês fazerem parte da minha vida, pela amizade e pela força;

Ao técnico e amigo Jorge Luis Rodrigues Brabo, pela colaboração em parte do programa experimental realizado no LMABC;

À Wilson Moreira, Vandira Cascimiro dos Santos, Neuza Gasparim P. Nascimento, pelo cafézinho, organização e limpeza do LMABC;

À secretária Ruth de Cássia Milanetto, apesar do pouco tempo de convívio no LMABC mostrou ser uma excelente funcionária e amiga;

À Rosi Aparecida Jordão Rodrigues, Maria Nadir Minatel, Antônio Valdir Carneiro e Sylvia Morette, pelos auxílios prestados na secretária do departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP;

Aos funcionários do Laboratório de Estrutura, em especial a Luiz Vicente Vareda e Amaury Ignácio da Silva, pelo apoio técnico e colaboração nos ensaios realizados no galpão do Laboratório de Estruturas. À Renato Antonio da Silva e Fabiano Dornelas, também pela ajuda no programa experimental realizado no próprio laboratório;

À Luiz Aquino Gonçalves Júnior, Fábio Carlos da Rocha, Rayane Clécia de Jesus Santos, pelo companheirismo, amizade e paciência nos momentos vividos em São Carlos.

Aos colegas do programa de pós-graduação do SET-EESC-USP que tanto me ajudaram nos cumprimentos das matérias, além das horas de lazer proporcionadas por eles, provendo alegrias e uma grande união entre os alunos, obrigado por vocês fazerem parte da minha vida, pela força e amizade;

Aos professores da EESC e principalmente do SET, grandes mestres que encontrei ao longo do mestrado e que me ensinaram que não podemos parar de pesquisar e aprender a cada dia, pelos seus exemplos de educadores.

Ao Prof. Dr. Osny Pellegrino Ferreira, pela dedicação, amizade e atenção no Programa de Aperfeiçoamento de Ensino (PAE) realizado por mim sobre a sua orientação.

À Luiz Adalberto Penazzi e a todos que compõe a Oficina Mecânica (OME) da EESC, que colaboraram com grande satisfação no desenvolvimento desta pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa concedida.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pelo apoio nos gastos do projeto, que muito contribuiu para realização da presente pesquisa.

À Basf Construction Chemicals Brasil, Holcim do Brasil, Mineração Jundu Ltda, Protendidos Dywidag Ltda, pelos materiais, equipamentos e atenção doados para a realização desta pesquisa.

Enfim, a todos que direta ou indiretamente contribuíram de alguma forma para o alcance de mais uma vitória, o meu sincero abraço.

# RESUMO

CONCEIÇÃO, Rodrigo Vieira da. **Análise teórica experimental de aduelas pré-moldadas em concreto de alto desempenho.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Embora a utilização do concreto de alto desempenho (CAD) para a fabricação de elementos pré-moldados seja frequentemente usado na construção civil, o presente trabalho apresenta um estudo do emprego de microconcreto em aduelas tubulares de pequenas espessuras protendidas dentro de critérios fabris, com materiais regionais, a fim de repassar para a iniciativa privada os resultados colhidos das análises já elaboradas. As aduelas servirão para compor o tabuleiro de passarelas estaiadas, com a intenção de projetar uma estrutura que, além de harmônica aos olhos e arrojada, também seja econômica, pois se aplicando a protensão nas aduelas que formam o tabuleiro, pode-se explorar uma das características que os concretos de alto desempenho e resistência têm de melhor, que é a resistência à compressão (> 80MPa). Os materiais utilizados na dosagem do microconcreto para a confecção dos elementos em escala real, foram os seguintes: CP V ARI RS, sílica de ferro-silício em substituição volumétrica ao cimento em 10%, três tipos de areias de cava da região para o melhor empacotamento das partículas reduzindo os vazios, pedrisco basáltico com dimensão máxima de 9,5 mm em consonância com as características geométricas do elemento estrutural e da armadura e um superplastificante para atingir a consistência desejada. Levaram-se em conta na produção desse trabalho os recentes desenvolvidos havidos na reologia dos concretos frescos, ação da carbonatação e ação de cloretos. A consistência do concreto foi um fator importante para a determinação do traço, pois o concreto foi lançado nos moldes a uma altura de 2,40 m, permanecendo coeso. A concretagem foi realizada através de betonadas consecutivas para o total preenchimento do molde, onde em todas as betonadas foram realizadas a mesma seqüência de mistura pré-estabelecida. Foram moldadas duas aduelas em escala real, as quais foram estudadas seguindo a simulação do processo de montagem e uso da passarela, a fim de se analisar as solicitações atuantes e as formas de ruína das aduelas acopladas. As resistências mecânicas dos corpos-de-prova foram analisadas nas idades de 1, 3, 7, 28, 63 e 91 dias, cujos resultados de resistência à compressão simples, compressão diametral e o módulo de elasticidade atingiram ao previsto no projeto. O acabamento superficial, o tempo de lançamento, adensamento, desforma, cura e o transporte foram adequados para o reaproveitamento dos moldes. Com os resultados obtidos das análises realizadas com os dois módulos do tabuleiro, verificou-se a possibilidade de construir passarelas com elementos tubulares de pequena espessura protendidos com barras de Dywidag pelo sistema de protensão proposto. Verificou-se também uma pequena amplitude das deformações e deslocamentos das aduelas no processo de montagem e uso da passarela, assim como no transporte das aduelas. Não foram observadas a formação de quaisquer tipos de fissuras durante todo o processo envolvido, quais sejam, desmoldagem, estocagem, transporte, lançamento e utilização simulada.

**Palavras-chave:** Concreto, aduela, pré-moldado, protendido, cad, carbonatação, durabilidade.

# ABSTRACT

CONCEIÇÃO, Rodrigo Vieira da. **Theoretical and experimental analysis of precast barrel staves in high performance concrete.** M. Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Although the use of high performance concrete (HPC) for precast elements manufacture is frequently used in civil construction, this work presents a study of the utilization of microconcrete in prestressed small thicknesses tubular barrel stave, in manufacturing criteria, with regional materials, in order to repass to private initiative the already elaborated analyses results. Barrel stave will serve to compose cable-stayed footbridge deck, with the intent to project a structure that, beyond pleasant and bold, must be also economic, therefore applying prestress in barrel stave to form the deck, it's possible to explored the most important high performance and strength concrete characteristics, the compressive strength (> 80MPa). The used materials to design a microconcrete for the elements confection in real scale, are the followin: CP V ARI RS, ferrosilicon silica fume in 10% volumetric substitution to the cement, three types of regional sands for optimum particles packing to reduce the emptinesses, 9,5 mm basaltic grave in accord with the geometric characteristics of the structural element and reinforcement, and superplasticizer additives to reach the desired consistency. Recent researches about fresh concrete rheology, carbonation and chloride action had been taken in account in the production of this work. The consistency was an important factor for concrete design, therefore the concrete would be was launched in 2,40 m height molds, remaining united. The molding was carried through consecutive load concrete mixer operation for the total fulfilling of the mold, where in all load of a concrete mixer had been carried through the same sequence of pre-established mixture. Two were molded barrel stave full scale, which were studied in the simulation of process of assembly and use of footbridge in order to examine the requests engaged in the forms of ruin from barrel stave coupled. The mechanical strength of the samples had been analyzed in ages of 1, 3, 7, 28, 63 and 91 days, whose results of simple compressive strength, diametrical compression and the modulus of elasticity had reached to the foreseen in project. The superficial finishing, the time of launching, compacting, desmoulding, cure and the transport had been adjusted for molds reuse. With the results of analyses conducted with two modules of deck, there was the possibility of building footbridges with tubular elements of small thickness prestressed with bars of Dywidag the system protention proposed. There was also a small extent of deformation and displacement of barrel stave in process of assembly and use of footbridge as well as the transport of barrel stave. Not been observed the formation of any types of cracks during all the involved process, which are, desmoulding, storage, transport, launching and simulated use.

**Keywords:** Concrete, barrel stave, precast, prestressed, hpc, carbonation, durability.

# LISTA DE FIGURAS

*Figura 1.1 – Ponte de Sant'Angelo (Fonte: www.absi-assoc.org)* 7

*Figura 1.2 – Aqueduto "Pont du Gart"(Fonte: www.pbs.org).* 8

*Figura 1.3 – Primeira ponte de ferro (Fonte: www.civilengineer.about.com).* 8

*Figura 1.4 – Ponte Brooklyn (Fonte:www.architecture.about.com).* 10

*Figura 1.5 – Ponte Golden Gate (Fonte: www.pbs.org).* 10

*Figura 1.6 – Ponte Verrazano Narrows (Fonte: www.mta.nyc.ny.us).* 11

*Figura 1.7 – Ponte Sunshine Skyway (Fonte: www.pbs.org).* 11

*Figura 1.8 – Ponte Dames Point (Fonte: www.bridgepros.com).* 12

*Figura 1.9 – Ponte New River George (Fonte: www.specialtygroups.com).* 12

*Figura 1.10 – Ponte Akashi Kaikyo (Fonte: www.hsba.go.jp).* 13

*Figura 1.11 – Ponte Tatara (Fonte: www.hsba.go.jp).* 13

*Figura 1.12 – Ponte Store Baelt (Fonte: www.structurae.de).* 14

*Figura 1.13 – Ponte Humber (Fonte: www.humberbridge.co.uk).* 14

*Figura 1.14 – Ponte Le Pont de Normandie (Fonte: www.bridgepros.com).* 14

*Figura 1.15 – Ponte Rio-Niterói (Fonte: www.transportes.gov.br).* 15

*Figura 1.16 – Ponte sobre o rio Guamá (Fonte: www.setran.pa.gov.br).* 15

*Figura 1.17 – Ponte Juscelino Kubitscheck. Brasília 2002 (Fonte: www.transportes.gov.br).* 16

*Figura 1.18 – Ponte Construtor João Alves.* 16

*Figura 1.19 – Ponte Tacoma Narrow (Fonte: www.pbs.org).* 17

*Figura 1.20 – Passarela de Gudöbroleden (Fonte: www.structurae.de).* 18

*Figura 1.21 – Passarela Jarna Overpass (Fonte: www.structurae.de).* 18

*Figura 1.22 – Passarela Herning Stibro (Fonte: www.structurae.de).* 19

*Figura 1.23 – Passarela Wilmersdorf Stadium (Fonte: www.structurae.de).* 19

*Figura 1.24 – Passarela Meylan (Fonte: www.structurae.de).* 19

*Figura 1.25 – Passarela Swiss Bay Bridge (Fonte: www.structurae.de).* 20

*Figura 1.26 – Passarela Du Collège (Fonte: www.structurae.de).* 20

*Figura 1.27 – Passarela La Barqueta (Fonte: www.structurae.de).* 21

*Figura 2.1- Representação da qualidade do piso em argamassa que pode ser atingido com concretos especiais. Fonte: CATOIA (2007).* 23

*Figura 2.2 – Eventos relacionados à vida útil. Fonte: ROSTAM (2003).* 28

*Figura 2.3 – Zona de interface pasta x agregado, com espessura variando entre 20 µm e 50µm, evidenciando diferenças fundamentais entre os dois materiais.Fases do cimento Portland. Fonte: BENTUR & COHEN (1987).* 33

*Figura 2.4 – Fases do cimento Portland. Fonte: MELO (2000).* 34

*Figura 2.5 - Caso a), com ocupação média de 67% do volume de vazios, num sistema monodisperso; caso b) teoricamente, uma condição para a máxima condição de empacotamento; caso c) ausência de quantidade de finos; caso d) ausência de partículas grandes e, caso e) um empacotamento deficiente. Fonte: OLIVEIRA et al (2000).* 35

*Figura 2.6 - Concreto convencional – Ligação frágil entre os agregados e a argamassa. Fonte: LIBORIO (2002).* 36

*Figura 2.7 - Ensaio de verificação de teor de argamassa, em concretos com adição de sílica ativa.* 38

*Figura 2.8 – Profundidade carbonatada x idade para argamassas expostas à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI RS com adição de SA e (b) CP V ARI RS sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).* 42

*Figura 2.9 – Profundidade carbonatada x idade para argamassas expostas à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI Plus com adição de SA e (b) CP V ARI Plus sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).* 42

*Figura 2.10 – Profundidade carbonatada x idade para concretos expostos à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI RS com adição de SA e (b) CP V ARI RS sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).* 43

*Figura 2.11 – Profundidade carbonatada x idade para concretos expostos à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI Plus com adição de SA e (b) CP V ARI Plus sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).* 43

*Figura 2.12 – Corpos-de-prova após a ruptura do ensaio de absorção de água por capilaridade: (a) referência e (b) com SFS. Fonte: SILVA (2006).* 48

*Figura 3.1 – Passarela estaiada com tabuleiro em balanço.* 51

*Figura 3.2 – Passarela estaiada com duas torres em seqüência.* 52

*Figura 3.3 – Passarela estaiada com tabuleiro apoiado na extremidade.* 52

*Figura 3.4 – Passarela estaiada com rampa de acesso até o tabuleiro estaiado.* 53

*Figura 3.5 – (a) Perfil aberto para a aduela. (b) Perfil utilizado em estruturas de ponte.* 53

*Figura 3.6 – (a) Perfil celular simples. (b) Perfil celular muito pesado.* 54

*Figura 3.7 – Perfil celular escolhido para a confecção das aduelas (medidas em metro).* 55

*Figura 3.8 – Detalhe da seção transversal da aduela (medidas em cm).* 55

*Figura 3.9 – Região da seção na qual será feita a emenda das telas soldadas.* 56

*Figura 3.10 – Distância entre barras de protensão (medidas em centímetro).* 56

*Figura 3.11 – Altura da torre e vão vencido pelo tabuleiro protendido (medidas em metro).* 57

*Figura 3.12 – Furos deixados na torre para a passagem dos cabos de protensão.* 57

*Figura 3.13 – Detalhe do sistema de protensão: (a) placa. (b) porca. (c) luva (medidas em centímetro).* 58

*Figura 3.14 – Sistema de protensão montado nos nichos deixados na peça.* 58

*Figura 3.15 – Foto do sistema de protensão.* 58

*Figura 3.16 – Perspectiva e foto da primeira peça escorada com a aplicação da protensão.* 59

*Figura 3.17 – Perspectiva e foto das aduelas acopladas e prontas para a protensão.* 59

*Figura 3.18 – Perspectivas e fotos do sistema de ancoragem dos estais.* 60

*Figura 3.19 – Detalhamento do sistema de ancoragem dos estais (medidas em centímetro).* 60

*Figura 3.20 – Seções da peça sujeitas a ruptura localizada.* 61

*Figura 3.21 – Perspectiva e foto do sistema de ancoragem na aduela.* 61

*Figura 4.1 – Curva de distribuição granulométrica do pedrisco da Aduela I.* 64

*Figura 4.2 – Curva de distribuição granulométrica do pedrisco da Aduela II.* 65

*Figura 4.3 – Curva de distribuição granulométrica da Areia Grossa.* 67

*Figura 4.4 – Curva de distribuição granulométrica da Areia Média.* 67

*Figura 4.5 – Curva de distribuição granulométrica da Areia Fina.* 68

*Figura 4.6 – Retífica com disco diamantado.* 74

*Figura 4.7 – Prensa Hidráulica.* 74

*Figura 4.8 – Corpo-de-prova entre os pratos da prensa hidráulica antes e após o ensaio de compressão axial.* 75

*Figura 4.9 – Gráfico da evolução da resistência à compressão simples da Aduela I.* 76

*Figura 4.10 – Gráfico da evolução da resistência à compressão simples da Aduela II.* 76

*Figura 4.11 – Ruptura cônica dos corpos-de-prova cilíndricos após ensaio de compressão axial.* 76

*Figura 4.12 – Aparato para marcação e dispositivo para ensaio de tração por compressão diametral respectivamente.* 77

*Figura 4.13 – Corpo-de-prova entre os pratos da prensa hidráulica antes e após o ensaio de tração por compressão diametral.* 78

*Figura 4.14 – Ruptura por fendilhamento dos corpos-de-prova cilíndricos após ensaio de tração por compressão diametral.* 78

*Figura 4.15 – Evolução da resistência à tração por compressão diametral da Aduela I.* 78

*Figura 4.16 – Evolução da resistência à compressão simples da Aduela II.* 79

*Figura 4.17 – Gráfico linear de acordo com a Lei de Hooke.* 79

*Figura 4.18 – Extensômetros elétricos de base removível.* 80

*Figura 4.19 – Gráfico tensão-deformação do concreto aos 7 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.* 80

*Figura 4.20 – Gráfico tensão-deformação do concreto aos 28 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.* 81

*Figura 4.21 – Gráfico tensão-deformação do concreto aos 63 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.* 81

*Figura 4.22 – Gráfico tensão-deformação do concreto aos 91 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.* 81

*Figura 4.23 – Perspectiva e foto dos espaçadores externos.* 82

*Figura 4.24 – Perspectiva e foto dos espaçadores internos.* 83

*Figura 4.25 – Documentação fotográfica da tela soldada encaixada na forma metálica.* 83

*Figura 4.26 – Seqüência de montagem da forma metálica.* 84

*Figura 4.27 – Ilustração da seqüência de montagem da forma metálica.* 84

*Figura 4.28 – Seqüência e tempo de inserção dos materiais na betoneira.* 85

*Figura 4.29 – Consistência e espalhamento obtido pelo concreto da Aduela II.* 86

*Figura 4.30 – Transporte do concreto da betoneira para a forma e preenchimento do molde.* 86

*Figura 4.31 – Vibrador de superfície.* 87

*Figura 4.32 – Detalhe do preenchimento do concreto na forma.* 87

*Figura 4.33 – Detalhe das aduelas após a desmoldagem.* 87

*Figura 4.34 – Transporte vertical da aduela.* 88

*Figura 4.35 – Transporte horizontal da aduela.* 89

*Figura 4.36 – Detalhe do calço e borracha de neoprene para tombamento da aduela.* 89

*Figura 4.37 – Detalhe da espuma para não danificar a peça.* 90

*Figura 4.38 – Aduela após o tombamento.* 90

*Figura 5.1 – Ilustração do ensaio: (a) Protensão da Aduela I. (b) Protensão da Aduela II.* 91

*Figura 5.2 – Ilustração do ensaio: (c) Colocação dos estais. (d) Aplicação do carregamento distribuído.* 91

*Figura 5.3 – Extensômetros colados na tela soldada.* 92

*Figura 5.4 – Posicionamento dos extensômetros na tela soldada.* 93

*Figura 5.5 – Sistema de aquisição de dados dos extensômetros.* 93

*Figura 5.6 – Relógio comparador no meio do vão.* 94

*Figura 5.7 – Relógios comparadores na extremidade do balanço.* 94

*Figura 5.8 – Relógio comparador no pórtico de engaste.* 94

*Figura 5.9 – Perspectiva do dispositivo de engaste.* 95

*Figura 5.10 – Dimensões da seção transversal dos tubos de aço do dispositivo de engaste.* 95

*Figura 5.11 – Posições dos furos do dispositivo de engaste para a passagem das barras de dywidag.* 96

*Figura 5.12 – Vista frontal do sistema de engaste preso ao pórtico.* 96

*Figura 5.13 – Vista lateral do pórtico de engaste.* 97

*Figura 5.14 – Detalhe da solda na viga alavanca e no dispositivo de engaste.* 97

*Figura 5.15 – Aduela I apoiada em blocos de concretos.* 98

*Figura 5.16 – Detalhe do macaco hidráulico para protensão da Aduela I.* 98

*Figura 5.17 – Ordem de protensão das barras da Aduela I.* 99

*Figura 5.18 – Detalhe da Aduela I em balanço.* 99

*Figura 5.19 – Colocação de fita adesiva para preencher com argamassa os espaços entre as aduelas.* 100

*Figura 5.20 – Detalhe da junção das aduelas após preenchimento com argamassa.* 100

*Figura 5.21 – Ordem de protensão das barras da Aduela II.* 101

*Figura 5.22 – Detalhe da retirada das cunhas do apoio da Aduela II.* 101

*Figura 5.23 – Aduelas I e II em balanço.* 102

*Figura 5.24 – Cabo de aço e pórtico para simular o estal.* 102

*Figura 5.25 – Ordem da colocação da carga distribuída e posicionamento dos relógios comparadores.* 103

*Figura 5.26 – Aduela I com o carregamento distribuído.* 103

*Figura 5.27 – Aduelas I e II com o carregamento distribuído.* 104

*Figura 5.28 – Ordem do descarregamento dos sacos de areias e posicionamento dos relógios comparadores.* 104

*Figura 5.29 – Aduelas depois de retirar o carregamento distribuído.* 105

*Figura 5.30 – Faixa onde se aplicou a carga de 2 toneladas em balanço.* 105

*Figura 5.31 – Carga de 1 tonelada na Aduela II em balanço.* 106

*Figura 5.32 – Carga de 2 toneladas na Aduela II em balanço.* 106

*Figura 6.1 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela I.* 108

*Figura 6.2 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela I.* 108

*Figura 6.3 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.* 109

*Figura 6.4 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.* 110

*Figura 6.5 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.* 110

*Figura 6.6 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.* 110

*Figura 6.7 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.* 111

*Figura 6.8 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.* 112

*Figura 6.9 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.* 112

*Figura 6.10 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.* 112

*Figura 6.11 – Gráfico dos deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento e do descarregamento distribuído das aduelas.* 113

*Figura 6.12 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.* 114

*Figura 6.13 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.* 114

*Figura 6.14 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.* 115

*Figura 6.15 – Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.* 115

*Figura 6.16 – Gráfico dos deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento e do descarregamento das aduelas em balanço.* 115

*Figura A.1 – Seção transversal da aduela com os respectivos apoios e carregamento.* 127

*Figura A.2 – Carregamento uniforme distribuído de acordo com normas dos países Nórdicos e do Eurocode (EC 1, Parte 3).* 128

*Figura A.3 – Esforços solicitantes na aduela.* 128

*Figura A.4 – Situação de carregamento para dois vãos simplesmente apoiados.* 129

*Figura A.5 – Deslocamento do tabuleiro processado no software ANSYS.* 129

*Figura A.6 – Esforços do tabuleiro processado no software ANSYS (momento Fletor).* 130

*Figura A.7 – Comprimento longitudinal do reforço longitudinal.* 130

*Figura A.8 – Detalhamento da armadura em tela soldada.* 130

*Figura A.9 – Detalhamento da armadura em tela soldada.* 131

*Figura A.10 – Perfil longitudinal da estrutura.* 133

*Figura A.11 – Configuração geométrica adotada no Software SAP 2000.* 133

*Figura A.12 – Força axial máxima nos estais para a situação em serviço.* 134

*Figura A.13 – Gráfico de momento fletor no tabuleiro para a situação em serviço (estais de 32 mm).* _____ *135*

*Figura A.14 – Gráfico de momento fletor no tabuleiro para a situação em serviço (estais de 15 mm).* _____ *135*

*Figura A.15 – Seção de altura (h) com 12 cabos de protensão (medidas em centímetro).* _____ *136*

*Figura B.1 – Perspectiva da forma metálica para a confecção das aduelas prémoldadas.* _____ *137*

*Figura B.2 – Fotografia da forma metálica para a confecção das aduelas prémoldadas.* _____ *138*

*Figura B.3 – Dimensões gerais da forma metálica para a confecção das aduelas prémoldadas.* __ *138*

*Figura B.4 – Nicho de protensão deixado no instante da moldagem dos elementos pré-moldados.* *139*

*Figura B.5 – Perspectiva do molde do nicho inferior.* _____ *139*

*Figura B.6 – Foto do molde do nicho inferior.* _____ *140*

*Figura B.7 – Detalhe do molde do nicho inferior.* _____ *140*

*Figura B.8 – Perspectiva do molde do nicho superior.* _____ *140*

*Figura B.9 – Foto do molde do nicho superior.* _____ *141*

*Figura B.10 – Detalhe do molde do nicho superior.* _____ *141*

*Figura B.11 – Perspectiva dos perfis tubulares passantes por dentro dos furos dos sistemas de nichos inferiores e superiores.* _____ *142*

*Figura B.12 – Perfil tubular passante por dentro dos furos dos sistemas de nichos inferiores e superiores.* _____ *142*

*Figura B.13 – Detalhe do furo lateral para a colocação do sistema de ancoragem dos estais.* ____ *143*

*Figura B.14 – Furação lateral para a colocação do sistema de ancoragem dos estais.* _____ *143*

*Figura B.15 – Perspectivas dos perfis tubulares colocados na lateral da forma para a posterior colocação do sistema de ancoragem dos estais.* _____ *143*

*Figura C.1 – Misturador mecânico.* _____ *147*

*Figura C.2 – Seqüência de mistura da argamassa.* _____ *147*

*Figura C.3 – Preenchimento da argamassa nos moldes dos corpos-de-prova.* _____ *147*

*Figura C.4 – Corpos-de-prova da argamassa após a desmoldagem.* _____ *148*

*Figura C.5 – Corpo-de-prova da argamassa antes e após a aplicação de carga.* _____ *148*

*Figura C.6 – Evolução da resistência à compressão simples da Argamassa para junção.* _____ *149*

*Figura C.7 – Gráficos tensão-deformação da argamassa para junção aos 3 e 7 dias.* _____ *149*

*Figura D.1 – Macaco hidráulico S/01-25MP.* _____ *151*

*Figura D.2 – Aperto da porca especial.* _____ *152*

*Figura D.3 – Bomba hidráulica manual com alívio e detalhe da chave de protensão.* _____ *152*

*Figura D.4 – Detalhe da corrente do macaco hidráulico para o aperto da porca de ancoragem.* ___ *153*

*Figura E.1 – Visualização de como seria utilizado o dispositivo de ensaio.* _____ *155*

*Figura E.2 – Momento fletor produzido pelo sistema de estaiamento.* _____ *156*

*Figura E.3 – Colocação de armadura construtiva, para reforço da aduela, em vista do modelo de fixação adotado.* _____ *156*

*Figura E.4 – Transversina de concreto para minimizar o efeito do momento causado pelos estais.* *157*

*Figura E.5 – Transversinas de aço para minimizar o efeito do momento causado pelos estais.* ___ *157*

*Figura E.6 – Seção do esquema de passagem de eventual tubulação.* _____ *157*

*Figura E.7 – Perspectivas do esquema da passagem de eventual tubulação.* _____ *158*

# LISTA DE TABELAS

*Tabela 2.1 – Classes de exposição para as estruturas de concreto, de acordo com o prEN 206-1:1999-24.* 25

*Tabela 2. 2 – Valores limites para as classes de exposição de ataque químico de solos naturais e águas do lençol freático, como classificado na Tabela 2.1, e de acordo com o prEN 206-1:1999-24326*

*Tabela 2.3 – Recomendações dos valores limites para a composição e propriedades de concretos (CEN (1999))* 27

*Tabela 2.4 – Classes de agressividade ambiental – NBR 6118 (2004)* 30

*Tabela 2.5 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto – NBR 6118 (2004).* 31

*Tabela 2.6 – Relação a/c versus porcentagem de sílica ativa versus grau de hidratação necessário para conseguir a descontinuidade dos poros, BENTZ e GARBOCZI (1992).* 31

*Tabela 2.7 – Composições dos traços de argamassas estudadas. Fonte: SILVA (2002).* 41

*Tabela 2.8 – Composições de traços de concretos estudados. Fonte: SILVA (2002).* 41

*Tabela 2.9 – Absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica de concretos com CP V ARI PLUS. Fonte: SILVA (2006).* 46

*Tabela 2.10 – Absorção de água por imersão, índice de vazios (I.V.) e massa específica de concretos com CP V ARI RS. Fonte: SILVA. (2006).* 46

*Tabela 2.11 – Absorção de água por capilaridade para concretos com CP V ARI PLUS. Fonte: SILVA (2006).* 47

*Tabela 2.12 – Absorção de água por capilaridade para concretos com CP V ARI RS. Fonte: SILVA (2006).* 47

*Tabela 2.13 – Cargas passantes em função dos concretos projetados. Fonte: SILVA. (2006).* 48

*Tabela 2.14 – Risco de penetração dos íons cloreto dos concretos analisados. Fonte: SILVA (2006).* 48

*Tabela 2.15 – Frente de penetração dos íons cloreto dos concretos analisados. Fonte: SILVA (2006).* 49

*Tabela 4.1 – Características dos pedriscos.* 64

*Tabela 4.2 – Características dos agregados miúdos.* 67

*Tabela 4.3 – Dados técnicos do CP V ARI RS.* 68

*Tabela 4.4 – Composição química da sílica ativa de Fé-Si.* 69

*Tabela 4.5 – Dados técnicos do aditivo ADVA Cast.* 70

*Tabela 4.6 – Resumo da dosagem dos concretos das Aduelas.* 71

*Tabela 4.7 – Planilha de cálculo do teor de argamassa do concreto da Aduela I.* 72

*Tabela 4.8 – Planilha de cálculo do teor de argamassa do concreto da Aduela II.* 72

*Tabela 4.9 – Resumo dos resultados das propriedades mecânicas do concreto. 75*

*Tabela 6.1 – Resumo dos resultados das propriedades mecânicas do concreto. 107*

*Tabela A.1– Momento resistente da peça em função de sua altura (h). 136*

*Tabela C.1 – Características físico-químicas do cimento Duracem AD 300. 145*

*Tabela C.2 – Dados técnicos do aditivo Glenium 51. 146*

*Tabela C.3 – Resumo do traço da argamassa. 146*

*Tabela C. 4 – Resumo dos resultados das propriedades mecânicas da argamassa para junção. 148*

*Tabela D.1 – Pressões manométricas para o macaco hidráulico S/01-25MP. 153*

*Tabela F.1 – Deformações dos extensômetros Aduela I após cada evento da protensão da Aduela I. 160*

*Tabela F.2 – Deformações dos extensômetros da Adula I após cada evento da protensão da Aduela II. 161*

*Tabela F.3 – Deformações dos extensômetros da Aduela II após cada evento da protensão da Aduela II. 162*

*Tabela F.4 – Deformações dos extensômetros da Adula I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído. 163*

*Tabela F.5 – Deformações dos extensômetros da Aduela II após cada evento da aplicação do carregamento distribuído. 164*

*Tabela F.6 – Deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento distribuído. 165*

*Tabela F.7 – Deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da retirada do carregamento distribuído. 165*

*Tabela F.8 – Deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento em balanço. 165*

*Tabela F.9 – Deformações dos extensômetros da Adula I e da Aduela II, após cada evento da aplicação do carregamento em balanço. 166*

# LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

| | | |
|---|---|---|
| A.C. | – | Antes de Cristo. |
| a/c | – | Relação água/cimento. |
| ABNT | – | Associação Brasileira de Normas Técnicas. |
| ACI | – | American Concrete Institute. |
| ASTM | – | American Society for Testing and Materials. |
| $C_2S$ | – | Silicato Dicálcico ou belita. |
| $C_3A$ | – | Aluminato Tricálcico ou aluminato. |
| $C_3S$ | – | Silicato Tricálcico ou alita. |
| $C_4AF$ | – | Ferrroaluminato Tetracálcico. |
| $CaCO_3$ | – | Carbonato de Cálcio. |
| CAD | – | Concreto de alto desempenho. |
| CAPES | – | Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior. |
| CFRP | – | Fibra de carbono reforçada com polímero. |
| CH; $Ca(OH)_2$ | – | Portlandita ou hidróxido de cálcio. |
| CP V ARI Plus | – | Cimento Portand de Alta Resistência Inicial. |
| CP V ARI RS | – | Cimento Portand de Alta Resistência Inicial Resistente a Sulfatos. |
| C-S-H | – | Silicato de Cálcio Hidratado. |
| D.C. | – | Depois de Cristo. |
| EESC | – | Escola de Engenharia e São Carlos. |
| FAPESP | – | Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. |
| LMABC | – | Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento. |
| m | – | Total de agregados no traço. |
| $Na_2O$ | – | Óxido de Sódio. |
| NaOH | – | Hidróxido de Sódio. |
| NaCl | – | Cloreto de Sódio. |
| NBR | – | Norma Brasileira Registrada. |
| OME | – | Oficina Mecânica. |
| PAE | – | Programa de Aperfeiçoamento de Ensino. |
| SA | – | Sílica ativa. |
| SET | – | Departamento de Engenharia de Estruturas. |
| SFS | – | Sílica de ferro-silício. |
| USP | – | Universidade de São Paulo. |
| $\alpha$ | – | Teor ”ideal” de argamassa. |
| $\Phi$ | – | Diâmetro. |

# SUMÁRIO

RESUMO ____ i
ABSTRACT ____ iii
LISTA DE FIGURAS ____ v
LISTA DE TABELAS ____ xiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS ____ xv
INTRODUÇÃO ____ 1
Considerações gerais: ____ 1
Pontes e passarelas estaiadas: ____ 1
Concreto de alto desempenho: ____ 2
Justificativa e importância do trabalho: ____ 3
Objetivos: ____ 5
Estrutura e conteúdo do trabalho: ____ 5
1. PRINCIPAIS PONTES E PASSARELAS ____ 7
1.1. Pontes: ____ 7
1.2. Passarelas: ____ 17
2. CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO ____ 23
2.1. Tecnologia do concreto: ____ 23
2.2. Resultados importantes para a realização do microconcreto: ____ 40
2.2.1. Carbonatação – Análises em corpos-de-prova: ____ 41
2.2.2. Carbonatação – Análises em vigas: ____ 44
2.2.3. Ação de cloretos: ____ 45
i. Absorção de água por imersão: ____ 45
ii. Absorção de água por capilaridade: ____ 47
iii. Migração de cloretos: ____ 48
iv. Profundidade de penetração de íons cloreto: ____ 49
3. CARACTERÍSTICAS GERAIS PARA UTILIZAÇÃO DA ADUELA ____ 51
3.1. Configurações da Passarela: ____ 51
3.2. Escolha da Aduela: ____ 53
3.3. Processo de execução da passarela: ____ 56
3.4. Sistema de protensão da aduela: ____ 57
3.5. Sistema de ancoragem dos estais: ____ 60
4. DESENVOLVIMENTO DO ELEMENTO PRÉ-MOLDADO ____ 63
4.1. Materiais utilizados para a concretagem das aduelas: ____ 63
4.2. Seleção e caracterização dos materiais: ____ 63
4.2.1. Agregados: ____ 64
4.2.2. Cimento: ____ 68
4.2.3. Adição: ____ 69
4.2.4. Aditivo: ____ 69
4.3. Definição do traço do concreto das aduelas: ____ 70
4.4. Procedimento de moldagem e preparo dos corpos-de-prova: ____ 73
4.5. Propriedades mecânicas dos concretos: ____ 75
4.5.1. Resistência à compressão simples: ____ 75
4.5.2. Resistência à tração por compressão diametral: ____ 77
4.5.3. Módulo de Elasticidade: ____ 79
4.6. Procedimento para a concretagem das aduelas: ____ 82
4.7. Transporte das aduelas: ____ 88
5. METODOLOGIA PARA ANÁLISE DAS ADUELAS ____ 91
5.1. Instrumentação das aduelas: ____ 92

5.2. Montagem do pórtico de engaste: 95
5.3. Protensão da Aduela I: 97
5.4. Protensão da Aduela II: 99
5.5. Aplicação do carregamento distribuído: 102
5.6. Retirada do carregamento distribuído: 104
5.7. Aplicação de carregamento em balanço: 105

6. RESULTADOS DAS ANÁLISES DAS ADUELAS 107
6.1. Protensão da Aduela I: 108
6.2. Protensão da Aduela II: 109
6.3. Aplicação do carregamento distribuído: 111
6.4. Colocação e retirada do carregamento distribuído: 113
6.5. Aplicação do carregamento em balanço: 113

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS 117
Prosseguimento da pesquisa: 119

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 121
Referências adicionais: 125

APÊNDICE A: ESTUDO DOS COMPONENTES DA PASSARELA 127
A.1. Cálculo da armadura da aduela em tela soldada: 127
A.2. Esforços atuantes ao longo do tabuleiro: 132
A.3. Análise dos estais de ancoragem: 133
A.4. Análise dos esforços no tabuleiro: 134

APÊNDICE B: FORMA METÁLICA PARA A CONFECÇÃO DAS ADUELAS 137

APÊNDICE C: ARGAMASSSA PARA JUNÇÃO DAS ADUELAS 145

APÊNDICE D: MACACO HIDRÁULICO 151

APÊNDICE E: PROBLEMÁTICA DA ANCORAGEM DOS ESTAIS 155

APÊNDICE F: TABELAS DAS ANÁLISES DAS ADUELAS 159

# INTRODUÇÃO

## Considerações gerais:

### Pontes e passarelas estaiadas:

Pontes e passarelas de grandes vãos minimizam o impacto ambiental pela redução do número de pilares, ampliam as condições de aproveitamento de espaço sob as mesmas, facilitam o processo de execução em locais inapropriados e ainda se transformam em um ícone de arrojo e de avanço tecnológico de um povo ou nação. Por motivos econômicos e construtivos os sistemas estaiados ou pênseis são os mais adequados para pontes e passarelas de grandes vãos. Por outro lado, seu campo de utilização fica limitado aos casos em que a altura de sua torre seja executável. A partir deste limite, as pontes pênseis passam a ser utilizadas. A ponte estaiada para pedestres, ou simplesmente passarela estaiada é aquela cujo tabuleiro pode se apoiar nas torres, nas extremidades do tabuleiro e nos cabos (estais) irradiados das torres, em forma retilínea em direção ao tabuleiro. Estes cabos tracionados provocam flexo-compressão no tabuleiro e nas torres, possibilitando que as cargas da passarela caminhem até as torres e daí para as fundações.

Na elaboração das características geométricas, inúmeras alternativas são possíveis, por exemplo: pode-se utilizar um ou dois planos de cabos em diferentes arranjos e perfis com diversas seções transversais. Para um dado problema, mais de uma solução pode ser viável, no entanto, dependendo das necessidades, algumas delas propiciam uma maior eficiência, sob o ponto de vista de materiais, facilidade construtivas, prazo de execução, beleza arquitetônica e comportamento físico da estrutura. De um modo geral, a concepção estrutural para se projetar pontes e passarelas estaiadas consiste basicamente em ancorar tirantes inclinados em torres e fazê-los sustentar o tabuleiro, criando-se assim apoios intermediários ao longo do vão. Este sistema estrutural pode ser dividido em três itens fundamentais: Tabuleiro, Sistema de cabos e Torre.

Dependendo dessa concepção estrutural, pode-se alterar o caminhamento das cargas e modificar o comportamento global da estrutura. Pode-se ter, por exemplo, tabuleiros esbeltos e estais poucos espaçados, transferindo os esforços para uma torre rígida, ou um tabuleiro rígido submetido à esforços de momentos fletores elevados, com um

número de estais reduzido, aliviando assim, a solicitação sobre a torre e fundação. Como se pode ver, as pontes e passarelas estaiadas oferecem várias possibilidades de aplicação, otimizando o comportamento estrutural para um bom desempenho da mesma. Porém, esta otimização depende da compreensão de vários fenômenos físicos, entre eles: diferentes configurações de cabos, vinculações e métodos construtivos. As compreensões de outros fatores mais complexas também são necessárias para a elaboração de pontes e passarelas, como por exemplo, no caso de estruturas muito esbeltas, não é suficiente uma análise elástica linear, sendo fundamental a consideração dos efeitos da não linearidade física e geométrica, bem como dos efeitos dinâmicos e de instabilidade aerodinâmica.

**Concreto de alto desempenho:**

O desenvolvimento do concreto deu-se em meados do século passado, data em que o mesmo passou a ser um gênero de primeira necessidade para a construção. Os primeiros edifícios em concreto armado foram construídos há pouco mais de um século, e desde então, o mesmo permaneceu uma mistura de cimento, agregado de vários tipos e água. Por mais de um século, o concreto estrutural tem sido rotineiramente produzido para obtenção de resistência aos 28 dias de idade numa faixa que varia de 15 MPa a 25 MPa. Porém, esta perspectiva encontra-se em evolução e certamente num futuro não muito distante será antieconômico projetar estruturas com resistência característica menor que 50 MPa, especialmente em edifícios altos e em obras de arte de várias categorias.

O conceito de concreto vem mudando muito nos últimos anos, pois até então, durável era considerado aquele que apresentava apenas boa resistência mecânica. Durabilidade agora é vista entre outras coisas como o desempenho que o concreto apresenta em situações agressivas, como por exemplo, em garagem de edifícios e regiões marítimas. O concreto também deve oferecer um bom desempenho em cidades com um alto índice de poluição, aonde se aceleram diversos processos de deterioração de estruturas, como por exemplo, a carbonatação e a fissuração. Todos estes fatores levam ao mesmo problema: a corrosão de armaduras. Se o concreto mostrar uma evolução nas características mecânicas, e principalmente, acompanhada de uma evolução positiva nas suas demais propriedades, sobretudo aquelas relacionadas à durabilidade, então este concreto pode ser chamado de concreto de alto desempenho.

Além das vantagens em termos de durabilidade, o emprego do concreto de alto desempenho está em possibilitar a redução dos pilares e peças comprimidas, podendo aumentar o espaço útil dos diversos pavimentos, poderá aumentar a velocidade de execução desse edifício, reduzir a carga permanente da estrutura e reduzir o número de formas. Ressalta-se que a alta resistência não é sinônimo de alto desempenho, pode-se ter

um concreto de alta resistência produzido por um cimento contendo elevados teores de e $C_3A$ e $C_3S$ que durante a hidratação produz entre outras fases hidratadas grande quantidade de etringita, portlandita e possibilidade de produção do monossulfoaluminato, reduzindo muito o seu campo de aplicação.

Geralmente, o concreto de alto desempenho vem seguido de adições de pozolana (sílica ativa, por exemplo) e de superplastificantes, que tem apenas um acréscimo no seu custo, indiscutivelmente justificado pelos seus benefícios à estrutura. O emprego de adições e aditivos conduz a uma qualidade diferenciada e superior a do concreto convencional, tanto em seu estado fresco como no estado endurecido. O produto dessa composição é mais compacto e impermeável, aumentando a vida útil do material e seu comportamento é bem similar a de um compósito, o que irá caracterizar uma microestrutura diferenciada, tanto no que se refere a fases presentes, quanto sua morfologia porosa. Estas considerações conduzem a uma abordagem do âmbito da Ciência e Engenharia dos Materiais, na tentativa de encontrar explicações que sustentem o entendimento das características macroscópicas e microscópicas (características das fases presentes, distribuição dos poros, hidratação, influência da adição de adições e aditivos, etc.), o relacionamento das propriedades mecânicas com o desenvolvimento microestrutural. Procura-se além disso, atender às necessidades e reclamos dos usuários, tais como: construções mais funcionais, duráveis e econômicas.

## Justificativa e importância do trabalho:

Embora as passarelas e o concreto de alto desempenho (CAD) estejam sendo estudados no mundo todo, deu-se preferência àqueles estudos realizados no Brasil, pois o trabalho se desenvolveu dentro de critérios fabris, com materiais regionais, a fim de repassar para a iniciativa privada os resultados colhidos das análises já elaboradas e aqueles que poderão originar a partir do processo produtivo.

A transformação de um concreto em material de alto desempenho, pode ser feita com a utilização de materiais (cimento, sílica ativa, agregados miúdos e graúdos e superplastificante) preparados e misturados com muito cuidado e critério. Outro fator importante no concreto de alto desempenho é analisar o fator operacional, ou seja, qual a viabilidade e as dificuldades de se produzir elementos estruturais de alto desempenho em fabricação seriada, levando-se em conta, por exemplo, a qualidade do concreto produzido em grande quantidade, o tempo de desforma, a cura projetada e os riscos de se executar uma passarela sem interromper o trafego de veículos sob a mesma. A utilização da pré-moldagem em aduelas de concreto para passarelas é muito favorável, podendo-se reduzir o

custo dos materiais, aumentar a qualidade do produto final, dosar adequadamente o concreto, entre outros fatores.

A opção pela escolha de passarelas estaiadas com aduelas pré-moldadas e protendidas foi a de projetar uma estrutura que além de harmônica aos olhos e arrojada, também seja econômica, pois se aplicando a protensão em aduelas que formam o tabuleiro, pode-se explorar uma das características que os concretos de alto desempenho têm de melhor, que é a resistência à compressão.

## Objetivos:

Este trabalho tem como objetivos gerais:

- Verificar a viabilidade técnica da construção de aduelas para passarelas estaiadas utilizando concreto de alto desempenho, com elementos tubulares de pequena espessura protendidos com barras de Dywidag pelo sistema de protensão proposto.

Como contribuições ao desenvolvimento de tecnologia, são propostos os seguintes objetivos específicos:

- Confeccionar e ensaiar elementos estruturais em escala real (aduelas protendidas), verificando o comportamento específico durante cada fase da construção da passarela estaiada;
- Verificar tempo de desforma das aduelas para o reaproveitamento dos moldes;
- Avaliar o desempenho da alternativa de sustentação do tabuleiro pelos estais sem longarinas e transversinas, composto apenas por módulos acoplados entre si;
- Registrar os procedimentos de mistura, transporte e lançamento do concreto, para produção dos elementos com as características projetadas;
- Verificar o comportamento de fissuração;
- Fazer ensaios de consistência do concreto para analisar a possibilidade de lançamento do concreto nos moldes a de uma altura de 2,40 m de modo que seja coeso e auto adensável;
- Aplicar os resultados já obtidos em pesquisas anteriores, na produção dos elementos estruturais.

## Estrutura e conteúdo do trabalho:

A dissertação está estruturada em seis capítulos e o conteúdo dela é descrito a seguir:

**Capítulo 1: "PRINCIPAIS PONTES E PASSARELAS" –** Descrevem-se os principais tipos de pontes e passarelas, não necessariamente sendo uma estrutura semelhante à passarela estudada, mas que influenciaram em algum aspecto para o desenvolvimento do presente trabalho, ou apenas pela sua importância histórica ou beleza arquitetônica.

**Capítulo 2: "TECNOLOGIA DO CONCRETO" –** Visa estabelecer as principais considerações de um concreto de alto desempenho para que atenda todos os seus

requisitos definidos em projeto, ou seja, desenvolver um concreto que possua resistência mecânica suficiente e principalmente que garanta os aspectos de durabilidade.

**Capítulo 3: "CARACTERÍSTICAS GERAIS PARA UTILIZAÇÃO DA ADUELA" –** São apresentadas as possíveis configurações da passarela estaiada em estudo para a utilização do elemento pré-moldado, como foi realizada a escolha da seção transversal da aduela, assim como, o sistema de protensão do tabuleiro e o processo de montagem dos elementos que o compõem, o sistema de protensão dos estais e a ancoragem dos mesmos, e as alternativas para execução do projeto.

**Capítulo 4: "DESENVOLVIMENTO DO ELEMENTO PRÉ-MOLDADO" –** Descreve como foram realizadas as etapas avisadas na caracterização dos materiais empregados para a produção das Aduelas, um estudo de dosagem e a caracterização dos concretos elaborados. São apresentados também os procedimentos para a concretagem e como foi realizado o transporte das aduelas.

**Capítulo 5: "METODOLOGIA PARA ANÁLISES DAS ADUELAS" –** São descritas todas as análises das aduelas, fabricadas em escala real com microconcreto de alta resistência e alto desempenho, a fim de se estudar as solicitações atuantes e as formas de ruína da simulação do processo de montagem e uso da passarela em laje de reação do Laboratório de Estruturas de Concreto.

**Capítulo 6: "RESULTADOS DAS ANÁLIES DAS ADUELAS" –** São apresentados todos os resultados obtidos de dois módulos do tabuleiro que foram fabricados em escala real, seguindo a simulação do processo de montagem e uso da passarela, a fim de se estudar as solicitações atuantes e o comportamento das aduelas acopladas em um engaste fixado em laje de reação simulando-se a sua continuidade.

Em **"CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS",** são mostradas as conclusões e as considerações finais da dissertação, bem como, sugestões para futuras pesquisas relacionadas.

As **"REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS"** e os **"APÊNDICES"** encerram a dissertação.

# 1. PRINCIPAIS PONTES E PASSARELAS

## 1.1. Pontes:

Provavelmente a primeira forma encontrada para transpor rios e vales foi através de estruturas simples, pontes construídas com cordas, madeira e pedras, que serviam para integrar desde pequenos vilarejos a cidades. Por outro lado, suportar vãos por meio de cabos que partem de uma torre de sustentação (principio da concepção estrutural de pontes suspensas e estaiadas) é muito antiga. Os egípcios já utilizavam este conceito quando projetavam suas embarcações. Os sumérios construíram pontes em forma de arco no ano de 3.200 A.C. (www.argonet.co.uk). Os romanos também fizeram muito uso deste tipo de estrutura para suas construção. Dois exemplos, são a Ponte de Sant´Angelo, originalmente conhecida como “Pons Aelius”, tendo sido construída em torno de 134 D.C., (Figura 1.1) e o aqueduto conhecido como “Pont du Gard” (Figura 1.2), localizado próximo de Nímes, na França, construído há aproximadamente 2000 anos atrás.

**Figura 1.1 –** Ponte de Sant’Angelo (Fonte: www.absi-assoc.org)

**Figura 1.2** – Aqueduto “Pont du Gart”(Fonte: www.pbs.org).

Os Chineses também construíram pontes pênseis de ferro nas montanhas de Tibet em 65 D.C., WITTFOHT (1984).

Oficialmente, a ponte mais antiga de que se tem registro é a ponte de madeira “Sweet Track”, com 1100 metros de comprimento, feita na Inglaterra em 3806 A.C., (www.sbi.se). A maioria das pontes daquela época era feita de rochas, até o surgimento do ferro, que permitiu a construção de estruturas mais leves com vãos maiores. A primeira ponte deste material foi feita em 1779 na Inglaterra e tinha 30,48 m de comprimento, localizada em Shropshire (Figura 1.3), mantendo-se a estrutura em forma de arco. A principio, sua finalidade era para carros de pequeno porte e atualmente funciona apenas como passarela de pedestres.

**Figura 1.3 –** Primeira ponte de ferro (Fonte: www.civilengineer.about.com).

Em 1784, o carpinteiro alemão Immanuel Loscher, projetou uma estrutura estaiada de madeira, introduzindo um novo conceito de projeto, dividindo assim, espaço com as estruturas em arco. Dois engenheiros britânicos, Redpath e Brown, construíram em 1817 a passarela King’s Meadow com um vão de 34,00 m utilizando estais de ferro. Em 1821, o arquiteto francês Poyet sugeriu que as vigas de uma passarela fossem suportadas por

barras de aço ancoradas no topo de uma torre, representando o chamado arranjo em leque. Hatley propôs em 1840, outro tipo de arranjo para os cabos, conhecido como harpa, no qual os estais fossem dispostos paralelamente, TORNELI (2002).

De acordo com TORNELI (2002), o engenheiro alemão Dischinger foi o grande responsável pelo desenvolvimento das pontes estaiadas a partir de 1938. Ele descobriu que os deslocamentos podem ser reduzidos consideravelmente pela utilização de estais de aço de alta resistência submetidos a elevadas tensões, minimizando deste modo a perda de rigidez devido à curvatura dos cabos das pontes pênseis. Além disso, suas investigações teóricas e experimentais demonstraram que a rigidez e a estabilidade aerodinâmica das pontes pênseis podem ser consideravelmente aumentada pela utilização de estais protendidos.

Grande parte do estímulo à utilização de estruturas estaiadas deve-se ao esforço de reconstrução da Europa após a Segunda Guerra mundial, em especial a Alemanha, que ergueu sua tradição de formar engenheiros com sólida vocação para construção de pontes e ao processo de concorrência para construção das mesmas exigindo não apenas orçamento, mas também propostas de projetos foram fatores sinérgicos que fizeram com que a Alemanha destacar-se internacionalmente como o berço das pontes estaiadas modernas. Muitas pontes não estavam mais em pé, porém suas fundações permaneciam muitas vezes intactas impondo aos engenheiros o desafio de reaproveitar essas infraestruturas construindo pontes mais leves e compensando assim o aumento de carga de tráfego (PETROSKI, 1995). Diversas obras estaiadas foram propostas em competição para a reconstrução das pontes que cruzavam o rio Reno (LEONHARDT, 1974). As primeiras pontes modernas exclusivamente estaiadas foram: a ponte do canal de Donzere (França 1951, vão de 81 m), para o concreto; e a ponte de Stromsund (Suécia, 1956, vão de 103 m), para o aço (MATHIVAT, 1994).

Em 1883, foi construída em Nova Iorque, uma das mais notáveis pontes suportadas por cabos: a famosa ponte Brooklyn (Figura 1.4), com um vão central de 486,50 m e um comprimento total de 1059,90 m. Essa obra é considerada por diversos autores como a primeira grande obra de arte na qual os estais ocupam um papel importante. Ela foi projetada por J. Roebling na qual o mesmo partiu do principio em que o trecho central era suportado pelo cabo parabólico e os estais atuam principalmente na vizinhança das torres. Dessa forma, ele concebeu uma estrutura altamente hiperestática, em uma época que os modernos procedimentos de cálculos inexistiam, utilizando somente sua intuição e conhecimento de que os cabos inclinados podiam aumentar consideravelmente a rigidez das pontes suspensas, TORNELI (2002).

**Figura 1.4 –** Ponte Brooklyn (Fonte:www.architecture.about.com).

Outra obra que se tornou um ícone na construção de pontes é a Golden Gate (Figura 1.5), localizada em São Francisco nos Estados Unidos. Foi concluída em 1937 e possui aproximadamente 2737,00 m de comprimento, sendo que seu vão principal mede 1280,00 m.

**Figura 1.5 –** Ponte Golden Gate (Fonte: www.pbs.org).

Com a evolução dos materiais de construção e com o surgimento do concreto armado e protendido novas pontes, com os mais variados designers, foram sendo construídas sem a preocupação com a complexidade e com a grandeza dessas estruturas. Paralelamente a esses avanços no ramo da engenharia, a tecnologia deu um salto muito grande no processamento de informações e na velocidade de executar cálculos matemáticos, favorecendo a elaboração de softwares capazes de simular e analisar os esforços sofridos pelos elementos estruturais, oferecendo suporte para que os engenheiros ousassem cada vez mais na elaboração de estruturas mais arrojadas.

Atualmente, um dos países que dominam a arte de construir pontes é o Estados Unidos, que possui não só pontes clássicas como a do Brooklyn e a Golden Gate, mas pontes construídas posteriormente e de mesma importância, como é o caso da Verrazano

Narrows (Figura 1.6), em Nova Iorque. Possui uma distancia total entre as torres de 1282,00 m e apesar de concluída em 1964, ainda está entre uma das pontes suspensas com o maior vão do mundo.

**Figura 1.6 –** Ponte Verrazano Narrows (Fonte: www.mta.nyc.ny.us).

A ponte Sunshine Skyway (Figura 1.7) também merece destaque. Foi a primeira ponte estaiada construída na Flórida. Aberta ao tráfego em 1987, possui um comprimento total de 8851,00 m, com o maior vão de 365,00 m. É uma ponte estaiada para automóveis executada em aço e concreto. Na Flórida, foi construída em 1989 a maior ponte estaiada de concreto dos Estados Unidos, a Dames Point (Figura 1.8). Possui um comprimento total de 3218,00m e 396,00 m de vão principal.

**Figura 1.7** – Ponte Sunshine Skyway (Fonte: www.pbs.org).

**Figura 1.8** – Ponte Dames Point (Fonte: www.bridgepros.com).

A ponte com o maior vão livre em arco já construída também esta nos Estados Unidos, localizado no estado da Virginia. A ponte New River George (Figura 1.9), aberta ao tráfego em 1978, possui um vão livre de 518 m.

**Figura 1.9** – Ponte New River George (Fonte: www.specialtygroups.com).

Outro líder mundial na construção de pontes é o Japão. Devido ao fato de seu território ser formado por ilhas, houve uma necessidade desse país em se especializar nesta área para interligar de forma mais rápida suas cidades e estados. É no Japão que esta maior a maior ponte suspensa do mundo, com o maior vão entre torres, a Akashi Kaikyo (Figura 1.10). Concluída em 1998, possui um comprimento total de 3910,00 m e 1990,00 m de distancia entre suas torres.

**Figura 1.10 –** Ponte Akashi Kaikyo (Fonte: www.hsba.go.jp).

A ponte estaiada de maior comprimento do mundo, embora de vão entre torres muito menor que a Akashi Kaikyo, também esta no Japão. Ligando as ilhas de Honshu e Shikoku, a ponte Tatara (Figura 1.11) foi concluída em 1999 e possui um vão principal de 890 m.

**Figura 1.11 –** Ponte Tatara (Fonte: www.hsba.go.jp).

Outros países também merecem destaques na arte de construir pontes, como é o caso da Dinamarca. Construída em 1998 entre as ilhas Funen e Zealand, a ponte Store Baelt (Figura 1.12) é a segunda maior ponte suspensa do mundo. Possui um vão livre de 1624 m. A Inglaterra concluiu em 1981 a ponte Humber (Figura 1.13), sendo esta a terceira maior ponte suspensa do mundo. Possui uma distância de 1410,00 m entre torres e 2220,00 m de comprimento total.

**Figura 1.12 –** Ponte Store Baelt (Fonte: www.structurae.de).

**Figura 1.13 –** Ponte Humber (Fonte: www.humberbridge.co.uk).

A França possui a segunda maior ponte estaiada do mundo. Concluída em 1995 para ligar Honfleur e Le Havre, a Le Pont de Normandie (Figura 1.14), possui um vão principal de 856 m e 2141 m de comprimento total. Esta ponte chama a atenção pelo formato de “Y” invertido, dando uma forma arquitetônica muito harmônica.

**Figura 1.14 –** Ponte Le Pont de Normandie (Fonte: www.bridgepros.com).

O Brasil também possui obras relevantes que merecem ser citadas, como é o caso da ponte Rio-Niterói (Figura 1.15). Inalgurada em 1974, com 13.290 m de extensão, 8.836m sobre o mar, 26,60 m de largura, seis faixas de rolamento e dois acostamentos de 1,80m e altura máxima de 72,00 m, acima do mar, foi considerada, na década de 70, a Oitava Maravilha do Mundo, (www.estradas.com.br). Estão entre uma das vinte maiores pontes em viga do mundo.

**Figura 1.15 –** Ponte Rio-Niterói (Fonte: www.transportes.gov.br).

Cita-se também a ponte sobre o rio Guamá (Figura 1.16). Esta estrutura surpreendente tanto pela beleza como pela ousadia estrutural. É sustentada por cabos dispostos no formato de leque que são esticados do alto dos mastros de concreto até o tabuleiro central (www.abcp.org.br). Foi concluída em 2002 e possui 320 m entre as torres de sustentação e 582,40 m de vão estaiado.

**Figura 1.16 –** Ponte sobre o rio Guamá (Fonte: www.setran.pa.gov.br).

A Ponte Juscelino Kubitscheck, em Brasília, possui uma concepção inédita de estaiamento sob três arcos, com 240 metros de vão livre cada um, formados por vigas metálicas curvas tipo caixão, sendo que a largura total do tabuleiro é de 24,00 m (Figura 1.17). A obra, inaugurada em dezembro de 2002, já se transformou em marco da arquitetura brasileira. Foi escolhida a mais bonita do mundo construída neste ano. A escolha foi feita pela Sociedade de Engenheiros da Pensilvânia Ocidental (EUA), durante a Conferência

Internacional sobre Pontes, que elege anualmente os projetos arquitetônicos de maior relevância.

**Figura 1.17 –** Ponte Juscelino Kubitscheck. Brasília 2002 (Fonte: www.transportes.gov.br).

Outro exemplo de ponte estaiada com tabuleiro protendido é a ponte Construtor João Alves (Figura 1.18), em Aracaju, considerada atualmente a maior ponte urbana do nordeste com 1850 metros de extensão, com vão central de 200 metros, tornando-se um novo e atraente ponto turístico da capital, interligando os litorais norte e sul.

**Figura 1.18 –** Ponte Construtor João Alves.

Até que o homem compreendesse melhor as variáveis relacionadas com o projeto e análise de pontes, muitos insucessos foram verificados e relatados ao longo da história. Este foi o trabalho de BILLINGTON & NASMY (1990), na qual os mesmos apresentaram os primeiros desastres decorrentes da utilização de barras de aço de baixa resistência sem protensão, da determinação incorreta dos esforços e da indevida consideração do efeito dinâmico.

Um acidente ocorrido em 1825 demonstrou a falta de conhecimento técnico para o projeto de tais pontes naquela época. Construída sobre o rio Saale, em Nienburg, Alemanha, com de 78,00m de vão, a ponte entrou em colapso quando submetida à sobrecarga de multidão. A causa oficial do acidente nunca foi publicada, no entanto a literatura técnica remete à hipótese de sobrecarga excessiva, que adicionada à elevada

deformabilidade teria causado momento de segunda ordem de grande magnitude no tabuleiro, para os quais a ponte não tinha sido projetada, (WALTHER, 1985).

Outro exemplo de insucesso, ocorreu com a ponte pênsil de Tacoma Narrow, (Figura 1.19), nos Estados Unidos, que em setembro de 1940, devido a um vento de 68,00 km/h, entrou em um violento movimento oscilatório de grande amplitude, torcendo o tabuleiro em seu eixo vindo à ruína logo em seguida. Estudos mostraram que a causa principal foi devido ao efeito de ressonância sofrido pela estrutura.

**Figura 1.19 –** Ponte Tacoma Narrow (Fonte: www.pbs.org).

## 1.2. Passarelas:

No que diz respeito às construções de passarelas, pode-se verificar que estão sendo construídas, com a beleza arquitetônica merecendo destaque. Em todo o mundo os engenheiros não hesitam em projetar as mais variadas formas arquitetônicas independente do lugar em que ela será construída. Como exemplo de formas e concepções estruturais diferentes, principalmente no que se refere à passarelas estaiadas, cita-se inicialmente a passarela sueca de Gudöbroleden (Figura 1.20), construída em 1997. É relativamente simples, quando comparada com os exemplos posteriores, mas merece destaque devido a sua concepção de projeto, que é de pontes estaiadas. Possui um vão principal de 35 m, torres metálicas de 21 m de altura total, dois planos verticais paralelos de estaiamento, com cabos espaçados de aproximadamente 7m, e superestrutura composta por tabuleiro 3,50 m de largura por 50 cm de espessura.

**Figura 1.20 –** Passarela de Gudöbroleden (Fonte: www.structurae.de).

Outra passarela, também sueca, é a de Jarna Overpass (Figura 1.21), que possui 80 m de vão principal, superestrutura composta por um tabuleiro protendido com seção em “T” e torres com altura total de 11,50 m, sendo 6,50 m acima do tabuleiro. Esta passarela tem características semelhantes à do presente trabalho, sendo que a citada é de madeira e a projetada é de concreto de alto desempenho.

**Figura 1.21 –** Passarela Jarna Overpass (Fonte: www.structurae.de).

Concluída na Dinamarca em 1999, a passarela estaiada Herning Stibro (Figura 1.22), possui 80 m de vão, sendo o tabuleiro confeccionado em de concreto e a torre de aço. A peculiaridade deste projeto é que os estais são de fibra de carbono reforçada com polímero (CFRP). Uma passarela muito esbelta que vence um vão de 126,00 m, foi executada na Alemanha em 1974, a Wilmersdorf Stadium (Figura 1.23) é uma passarela estaiada construída totalmente em aço que chama a atenção pelo tamanho de sua torre, aproximadamente 57,00 m.

**Figura 1.22 –** Passarela Herning Stibro (Fonte: www.structurae.de).

**Figura 1.23 –** Passarela Wilmersdorf Stadium (Fonte: www.structurae.de).

Um pouco mais ousada, a passarela estaiada de Meylan (Figura 1.24), construída na França em 1980, possui um vão principal de 79,00 m e um e um comprimento total de 119,00 m. Esta passarela chama a atenção pela configuração da torre de sustentação. Composta por tabuleiro de concreto protendido e torre com concreto armado, é muito semelhante com a passarela do presente estudo.

**Figura 1.24 –** Passarela Meylan (Fonte: www.structurae.de).

A Swiss Bay (Figura 1.25), construída na Republica Tcheca em 1993, é uma passarela suspensa com algumas características semelhantes à passarela da Figura 1.24, sendo que uma das diferenças principais é que os cabos centrais são ligados de uma torre a outra em forma de parábola. Seu tabuleiro foi montado com concreto protendido e a torre em aço. Possui um vão principal de 252,00 m e um comprimento total de 312,00 m.

**Figura 1.25 –** Passarela Swiss Bay Bridge (Fonte: www.structurae.de).

Uma passarela suspensa com uma arquitetura robusta e contemporânea é a Du Collège (Figura 1.26), construída em 1844, na França, foi demolida e identicamente reconstruída em 1996. Possui um vão principal de 109,70 m e um comprimento total de 198,00 m. Apesar de sua arquitetura moderna, a La Barqueta (Figura 1.27), construída na Espanha em 1989, é considerada na fase de projeto como uma passarela suspensa com um plano de cabos. Construída totalmente de aço, possui um comprimento total de 165,00 m de comprimento.

**Figura 1.26 –** Passarela Du Collège (Fonte: www.structurae.de).

**Figura 1.27 –** Passarela La Barqueta (Fonte: www.structurae.de).

# 2. CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

## 2.1. Tecnologia do concreto:

Os avanços havidos na tecnologia dos concretos estruturais no Brasil têm encorajado os pesquisadores a testar cada vez mais em obras reais, os novos materiais, tendo em vista os resultados que estão sendo obtidos em laboratório. Mesmo no campo, tem sido promissor o sucesso dessa iniciativa, conforme se citou no caso do edifício e-Tower[1], na cidade de São Paulo, quando então se aplicou concretos pigmentados que desenvolveram resistência mecânica de 150 MPa. Em laboratório[2], os avanços têm sido significativos, já sendo possível serem alcançadas resistências da ordem de 140 MPa, na idade de 1 dia e mais de 220 MPa em 3 dias.

Hoje, pode-se dizer que se têm materiais que poderão constituir produtos, que além da alta resistência e alto desempenho, poderão também estabelecer a beleza final das edificações. Na Figura 2.1, apresenta-se a mostra de alguns materiais, cuja conformação permite que se atinja esse objetivo, conforme testes, ensaios e análises realizadas por CATOIA (2007).

**Figura 2.1-** Representação da qualidade do piso em argamassa que pode ser atingido com concretos especiais. Fonte: CATOIA (2007).

ROSTAM (2003) menciona que:

[1] Leia mais: FRANÇA, R.L.S., HELENE, P. & BATLOUNI NETO, J. "e-Tower – Recorde mundial colorido em concreto de alto desempenho", Obras Emblemáticas. Concreto Colloquia 2003, 14-16/05/2003, Escola de Engenharia de São Carlos, da USP. Jubileu de Ouro. São Carlos.

[2] Leia mais: LIBORIO, J.B.L., HELENE, P. et al. "Desenvolvimento tecnológico dos concretos nos últimos 50 anos", A Escola de Engenharia de São Carlos e a Engenharia Nacional. Concreto Colloquia 2003, 14-16/05/2003, Escola de Engenharia de São Carlos, da USP. Jubileu de Ouro. São Carlos.

- A qualidade e o desempenho do concreto, na fase de projeto de uma estrutura específica é uma idéia desejada. No entanto, a qualidade específica e desempenho sejam questões a serem especificadas no projeto básico;

- A verdadeira qualidade e características de desempenho do concreto serão determinadas durante o processo de construção. Conseqüentemente, este período muito pequeno de tempo constituirá as características mais importantes da estrutura acabada, que assegurará a durabilidade;

- Na maioria das vezes não é possível estabelecer em norma se o desempenho de uma estrutura de concreto será inferior àquele que deveria ocorrer, antes que ela entre em contato com o meio ambiente agressivo. Também, as deteriorações poderão ocorrer além do prazo estabelecido entre o projetista e o contratante, mas ainda assim acontecerão aquém da expectativa de vida útil do proprietário da obra;

É muito difícil decidir sob quais condições de exposição ou micro regiões de atmosfera viciada ocorrerão as deteriorações. No entanto, os fatores listados a seguir influenciam em muito no desempenho:

• Água ou umidade: As substâncias agressivas que podem estar presentes na umidade são:

a) Gás carbônico - necessário para carbonatação.

b) Oxigênio - necessário para corrosão.

c) Cloreto - promove a corrosão.

d) Ácidos - dissolve o cimento.

e) Sulfato - desencadeia uma reação expansiva com o cimento.

f) Álcalis - ocasiona uma reação expansiva com agregados.

• Atmosféricos: As substâncias agressivas que podem estar presentes na atmosfera são:

a) gás carbônico - necessário para carbonatação.

b) Enxofre - promova a neutralização de concreto.

• Temperatura: Os efeitos agressivos da temperatura podem ser os seguintes:

a) Sem congelamento - pode ocorrer um fator determinante na taxa de deterioração do concreto.

b) Com congelamento - as variações de temperatura determinam o tipo de dano de congelamento.

Nas tabelas 2.1 e 2.2, pode-se classificar do grau de corrosão das estruturas induzido pela exposição em ambientes desfavoráveis.

**Tabela 2.1 –** Classes de exposição para as estruturas de concreto, de acordo com o prEN 206-1:1999-24.

| Designação de Classe | Descrição do meio ambiente | Exemplos de informação onde essa classe de exposição poderia ocorrer |
|---|---|---|
| **1. NENHUM RISCO DE CORROSÃO OU ATAQUE** | | |
| XO | Para concreto sem armadura ou qualquer outro metal. Qualquer tipo de exposição exceto onde possa haver gelo/degelo, abrasão ou ataque químico.<br>Para concreto armado ou aquele que contenha qualquer outro metal: Muito seco. | Concreto dentro das construções com baixa umidade relativa do ar. |
| **2. CORROSÃO INDUZIDA PELA CARBONATAÇÃO** | | |
| Quando o concreto é armado ou contenha outro metal e esteja exposto ao ar e umidade, o grau exposição poderia ser classificado como se segue:<br>NOTA: A condição de umidade considera o cobrimento da armadura ou o cobrimento de outro metal que possa estar no interior do concreto mas, em muitos casos o cobrimento de concreto pode ser uma relação com a umidade do ambiente ao seu redor! Nesses casos, a classificação do ambiente na situação de contorno poderia ser mais adequada. Isso pode não ser o mesmo caso quando há uma barreira entre o concreto e o meio ambiente. | | |
| XC1 | Seco ou permanentemente úmido | Concreto no interior de construções com baixa umidade relativa do ar.<br>Concreto permanentemente submerso na água. |
| XC2 | Úmido, raramente seco | Superficies do concreto sujeita ao contato com a água, por um longo período.<br>Muitos elementos de fundações. |
| XC2 | Umidade moderada | Concreto no interior de construções com moderada ou alta umidade do ar.<br>Concreto externo, protegido da chuva. |
| XC3 | Ciclos de molhagem e secagem | Superfície do concreto sujeita ao contato com a água, e diferente da exposição XC2. |
| **3. CORROSÃO INDUZIDA POR CLORETOS DIFERENTES DA ÁGUA DO MAR** | | |
| Onde o concreto é armado ou contém outros metais em seu interior e está sujeito ao contato com água que contém cloretos, incluindo sais, de fontes diferentes da água do mar, a exposição poderia ser classificada como a seguinte: | | |
| XD1 | Umidade moderada | Superfície do concreto exposta aos cloretos contidos no ar |
| XD2 | Úmido, raramente seco | Piscinas<br>Concreto exposto a águas industriais contendo cloretos. |
| XD3 | Ciclos de molhagem e secagem | Partes de pontes sujeitas ao “spray” de água contendo cloretos.<br>Pavimentos.<br>Prédios para estacionamentos de veículos. |
| **4. CORROSÃO POR INDUÇÃO DE CLORETOS A PARTIR DA ÁGUA DO MAR** | | |
| Onde os concretos são armados ou contém metais em seu interior e está sujeito ao contato com cloretos da água do mar ou ar contendo sais originalmente da água do mar, a exposição deverá ser classificada como: | | |
| XS1 | Exposta aos sais transportados pelo ar mas não em contato direto com a água do mar | Estrutura próxima ou na orla marítima |
| XS2 | Permanentemente submersa | Partes de estruturas marítimas |
| XS3 | Locais sujeitos às variações das marés, borrifos da água do mar e zonas de “spray” | Partes de estruturas marítimas |
| **5. ATAQUE PELA AÇÃO GELO/DEGELO** | | |
| Onde os concretos estão expostos a ataques significativos de ciclos gelo/degelo ainda úmidos, a exposição poderá ser classificada como: | | |
| XF1 | Saturação moderada com água, sem ação de sais | Superfícies verticais de concreto expostas à chuva e ao gelo. |
| XF2 | Saturação moderada com água, com sais. | Superfícies de concreto vertical de estruturas de estradas expostas ao congelamento e agentes com sais transportados pelo ar. |
| XF3 | Superfície saturada com água, sem ação de sais | Superfícies horizontais de concreto expostas à chuva e congelamento. |
| XF4 | Superfície saturada c/ água, com sais ou água do mar. | Estradas e *decks* de pontes expostas. |

| 6. ATAQUE QUÍMICO | | |
|---|---|---|
| Quando o concreto está exposto ao ataque químico, o qual ocorre em solos naturais e superfícies de acordo com a Tabela 2.2, a exposição poderia ser classificada como a seguir. A classificação da água do mar depende da posição geográfica.<br>Nota: Um estudo especial poderia ser preciso para estabelecer as condições de exposições relevantes:<br>- que estão fora dos limites da Tabela 2.2;<br>- que contém outras agressividades químicas;<br>- solo ou água quimicamente poluída;<br>- Velocidade da água alta em combinação com os produtos químicos da Tabela 2.2. | | |
| XA1 | Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a Tabela 2.2. | |
| XA2 | Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a Tabela 2.2 ou exposto a água do mar. | |
| XA3 | Ambiente químico fortemente agressivo, de acordo com a Tabela 2.2. | |

**Tabela 2. 2** – Valores limites para as classes de exposição de ataque químico de solos naturais e águas do lençol freático, como classificado na Tabela 2.1, e de acordo com o prEN 206-1:1999-243

O nível de agressividade do meio ambiente classificado a seguir baseia-se em solos naturais e lençol freático para temperaturas variando entre 5°C e 25°C e velocidade de água suficientemente baixa e próxima das condições estáticas. O maior valor considerado para qualquer análise das características químicas determina a classe.Quando duas ou mais agressividades alcançam o mesmo nível, o meio ambiente deve ser classificado como o próximo, ligeiramente superior, a menos que um estudo especial seja realizado para melhor classificá-lo.

| Características Químicas | Método para determinação | XA1 | XA2 | XA3 |
|---|---|---|---|---|
| **ÁGUA DE LENÇOL FREÁTICO** | | | | |
| $SO_4^{-2}$ mg/l | EN 196-2 | ≥ 200 e ≤ 600 | > 600 e ≤ 3000 | > 3000 e ≤ 6000 |
| pH | ISSO 4316 | ≤ 6,5 e ≥ 5,5 | < 5,5 e ≥ 4,5 | < 4,5 e ≥ 4,0 |
| $CO_2$ mg/l agressivo | prEN 13577 | ≥ 15 e ≤ 40 | > 40 e ≤ 100 | > 100 até a saturação |
| $NH^+_4$ mg/l | ISO 7150-1 ou ISO 7150-2 | ≥ 15 e ≤ 30 | > 30 e ≤ 60 | > 60 e ≤ 100 |
| $Mg^{2+}$ mg/l | ISO 7980 | ≥ 300 e ≤ 1000 | > 1000 e ≤ 3000 | > 3000 até a saturação |
| **SOLO** | | | | |
| $SO_4^{-2}$ mg/l (A) total | EN 196-2 (B) | ≥ 2000 e ≤ 3000 | > 3000 (C) e ≤ 12.000 | > 12.000 e ≤ 24.000 |
| Acidez ml/kg | DIN 4030-2 | > 200 Baumann Gully | Nada determinado na prática | |

(A) Solos argilosos com permeabilidade abaixo de $10^{-5}$ m/s devem ser tratados em outra classe de agressividade

(B) O método de ensaio prescreve a extração de $SO_4^{-2}$ com ácido hidroclorídrico; alternativamente a extração com água poderá ser utilizada se a experimentação for conhecida nos locais de uso do concreto;

(C) O limite de 3000 mg/kg é reduzido para 2000 mg/kg, onde há o risco de acúmulo de íons sulfatos no concreto devido aos ciclos de molhagem e secagem ou sucção capilar.

**Tabela 2.3** – Recomendações dos valores limites para a composição e propriedades de concretos (CEN (1999))

| | CLASSE DE EXPOSIÇÃO | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nenhum risco de corrosão ou ataque | Carbonatação – Corrosão induzida | | | | Cloretos – Corrosão induzida | | | | | | Ataque pela ação gelo/degelo | | | | Agressividade Química Ambiental | | |
| | | | | | | Água do mar | | | Cloretos de outras fontes | | | | | | | | | |
| | XO | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 | XS1 | XS2 | XS3 | XD1 | XD2 | XD3 | XF1 | XF2 | XF3 | XF4 | XA1 | XA2 | XA3 |
| Máxima a/c | -.-.-.-.- | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,55 | 0,55 | 0,45 | 0,55 | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,45 |
| Classe mínima de resistência | C12/15 | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C30/37 | C30/37 | C35/45 | C35/45 | C30/37 | C30/37 | C35/45 | C30/37 | C25/30 | C30/37 | C30/37 | C30/37 | C30/37 | C35/45 |
| Quantidade mínima de cimento (kg/m$^3$) | -.-.-.-.-.-.- | 260 | 280 | 280 | 300 | 300 | 320 | 340 | 300 | 300 | 320 | 300 | 300 | 320 | 340 | 300 | 320 | 360 |
| Conteúdo de ar mínimo | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | 4,0(1) | 4,0(1) | 4,0(1) | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- |
| Outras exigências | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | -.-.-.-.-.- | Agregados resistentes ao gelo/degelo, de acordo com a prEN 12620 | | | -.-.-.-.-.- | Cimento resistente aos sulfatos | |

1) Quando o concreto não tem ar incorporado, o desempenho do concreto deve ser testado de acordo com prEN FFF-1 e feita comparação com o concreto que resiste à ação gelo/degelo.
2) Quando os níveis de íons $SO_4^{-2}$ correspondem às classes XA2 e XA3, deverá ser utilizado cimento resistente aos sulfatos. Quando o cimento utilizado refere-se às classes resistentes aos sulfatos, moderado ou altamente resistente, deve ser utilizada a classe de exposição XA2 (e na classe de exposição XA1 quando aplicável) e cimento altamente resistente aos sulfatos, quando a classe de exposição é a XA3.

• Vida útil

ROSTAM, S. (2003) considera que em um projeto de durabilidade, aplicado às estruturas, o primeiro passo é a definição das características de desempenho desejadas e as requeridas. O cliente ou seu projetista é questionado a definir as características das exigências da vida útil e o evento que identificará o seu fim.

A Figura 2.2 mostra o principal desempenho de uma estrutura de concreto com relação à corrosão da armadura e os eventos relacionados.

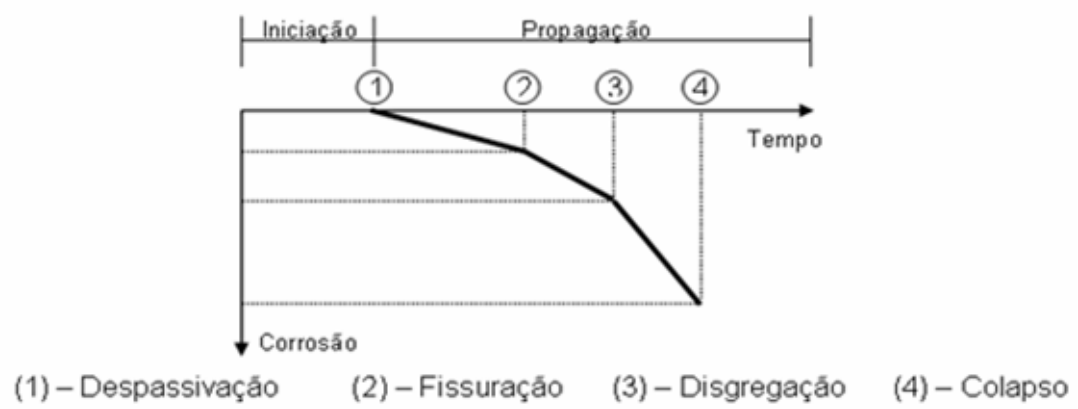



**Figura 2.2** – Eventos relacionados à vida útil. Fonte: ROSTAM (2003).

Do equacionamento dessa problemática observa-se que várias medidas poderão ser ou estar sendo implementadas para alterar as condições de controle na fabricação, como a pré-moldagem, entendido também como um processo que tenha por objetivo ou que tenha como premissa, a possibilidade de controle total sobre o empreendimento (cimentos adequados, adições, aditivos, agregados, água, temperatura de processamento do material, consistência tal que propicie uma facilidade de lançamento em moldes, sem segregação, proteção contra a ação ambiental até que haja desenvolvimento das características adotadas nas hipóteses de um projeto, cura projetada – iniciada já desde o lançamento do material concreto na forma, implementação de proteções superficiais respaldada nas características do concreto elaborado, estabelecimento de programa de manutenção a um custo-benefício dentro das expectativas do usuário, etc).

• Controle de qualidade, avaliação e reparo

O conhecimento da vida útil de um elemento estrutural é indeterminado devido às incertezas geométricas, características dos materiais, execução e meio ambiente. Essas incertezas podem ser avaliadas e em parte controlada por ensaios e controle de qualidade em diversos estágios durante a vida útil da estrutura. O objetivo desses ensaios e o controle de qualidade são definir a evolução e distribuição dessas variáveis.

Se o grau do controle de qualidade pode ser documentado e sua conseqüência quantificada, então servirá como uma documentação básica para consulta. A evolução dos parâmetros de distribuição poderia permitir estabelecer poucos parâmetros a serem consultados no estabelecimento de um prognóstico.

O conjunto de problemas a serem considerados é o seguinte:

a) A informação da agressividade do meio ambiente, as características dos materiais das estruturas, a interação estrutura-meio ambiente, é incerta. Então, diante dessas considerações, as análises laboratoriais e sua reprodutibilidade no campo assumem vital importância na consideração de se produzir uma estrutura, com materiais que permita estabelecer uma resistência preventiva, do ponto de vista da durabilidade.

b) A quantidade de incertezas associada com uma vida útil estimada depende do tipo e precisão das informações disponíveis e das variáveis citadas;

c) A precisão das informações disponíveis depende dos estágios considerados, isto é:

- No estágio de projeto, quando as especificidades dos materiais, a qualidade de execução, e a interação ambiente-estrutura são todas desconhecidas (e deveriam ser conhecidas, dado que um estudo anterior da viabilidade deveria ocorrer);

- No estágio da construção, quando as especificidades dos materiais e da execução podem ser testadas (as características das agressividades, no entanto não permitem que sejam realizados “testes” e sejam feitos com 100% de segurança, à luz do conhecimento), ou não há vantagem da adoção da pré-moldagem ou pré-fabricação.

- Após a ocorrência dessas fases, quando as condições da estrutura podem ser testadas “in situ”;

- Durante o período de utilização, onde os parâmetros mais relevantes podem ser testados durante as atividades de inspeção e manutenção, e o fator tempo poderá ser determinado;

- As informações obtidas durante o esse período estabelece a base de informações de desempenho da estrutura e poderá se necessário ser utilizada para determinar uma estratégia de manutenção ou reparo da estrutura;

d) Do ponto de vista de um projeto de durabilidade isto significa que o projeto aceita dados para diferentes níveis de precisão, a ser usado em diversos estágios:

- No estágio de projeto: Uma suposição inicial do meio ambiente pode ser feita. As normas e procedimentos podem fornecer uma primeira idéia a ser levada em conta. Essas suposições são as mais importantes a serem feitas pelo projetista. O projeto de vida útil poderá ser estabelecido nessa fase, mas com um alto grau de incerteza. Durante o projeto de durabilidade muitos parâmetros críticos podem ser identificados.

- No estágio da construção: Durante a seleção e pré-avaliação de materiais (cimentos, agregados, aditivos, procedimento de mistura de concreto) uma reavaliação de parâmetros de resistência e carregamento poderá ser feita. Reavaliação do projeto de vida útil – pode-se fazer aqui uma ampliação do projeto de durabilidade, obtendo-se como resultado uma redução nas incertezas pontuadas.

- Na fase de utilização: Os parâmetros de "como construir" e suas distribuições podem ser determinados na forma de um atestado de qualidade para uma determinada idade de utilização.

Um avanço – e a mais realística – expectativa de previsão de vida útil em serviço pode ser feita para uma estrutura individual e seus diferentes componentes. Essa previsão poderia ser a base para a seleção da freqüência e intensidade das inspeções, ensaios e possíveis atividades de manutenção. A NBR 6118 (2004) considera a agressividade ambiental conforme Tabela 2.4.

**Tabela 2.4 –** Classes de agressividade ambiental – NBR 6118 (2004)

| Classe de agressividade ambiental | Agressividade | Classificação geral do tipo de ambiente | Risco de deterioração da estrutura |
|---|---|---|---|
| I | Fraca | Rural | Insignificante |
| | | Submersa | |
| II | Moderada | Urbana [1), 2)] | Pequeno |
| III | Forte | Marinha [1)] | Grande |
| | | Industrial [1), 2)] | |
| IV | Muito Forte | Industrial [1), 3)] | Elevado |
| | | Respingos de maré | |

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço, de apartamento residencial e conjunto, comercial ou ambiente com concreto, revestidas com argamassa e pintura).
2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.
3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

No que se refere à qualidade de cobrimento, e em não havendo dados de desempenho da durabilidade, a NBR 6118 (2004) - item 7.2.4 - procura estabelecer uma correspondência entre resistência mecânica e relação água/cimento. Na Tabela 2.5 é apresentada essa correspondência.

Tabela 2.5 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto – NBR 6118 (2004).

| Concreto | Tipo | Classe de agressividade | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III | IV |
| Relação água/aglomerante em massa | CA | ≤ 0,65 | ≤ 0,60 | ≤ 0,55 | ≤ 0,45 |
| | CP | ≤ 0,60 | ≤ 0,55 | ≤ 0,50 | ≤ 0,45 |
| Classe de concreto (NBR 8953) | CA | ≥ C20 | ≥ C25 | ≥ C30 | ≥ C40 |
| | CP | ≥ C25 | ≥ C30 | ≥ C35 | ≥ C40 |
| NOTAS:<br>CA Componentes e elementos estruturais de concreto armado<br>CP Componentes e elementos estruturais de concreto protendido | | | | | |

Os concretos empregados na execução das estruturas devem cumprir ainda o previsto na NBR12655 (2006), a qual estabelece um mínimo de 300 kg de cimento por metro cúbico de concreto.

Ressalva-se aqui que não se pode considerar o parâmetro durabilidade relacionado com a resistência mecânica, de tal modo que, se ocorrer maior resistência mecânica, então mais durável o concreto. Essa questão já foi demonstrada por BENTZ e GARBOCZI (1992), conforme Tabela 2.6.

**Tabela 2.6 –** Relação a/c versus porcentagem de sílica ativa versus grau de hidratação necessário para conseguir a descontinuidade dos poros, BENTZ e GARBOCZI (1992).

| Rela ção | Quantidade de sílica ativa (%) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A/C | 0 | 2,5 | 5 | 7,5 | 10 | 12,5 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| 0,225 | 0,31 | 0,27 | 0,23 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,21 | 0,20 | 0,20 | 0,19 |
| 0,250 | 0,36 | 0,32 | 0,27 | 0,26 | 0,26 | 0,25 | 0,25 | 0,24 | 0,24 | 0,23 |
| 0,275 | 0,41 | 037 | 0,32 | 0,30 | 0,29 | 0,29 | 0,29 | 0,28 | 0,27 | 0,26 |
| 0,300 | 0,46 | 0,42 | 0,37 | 0,33 | 0,33 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,31 | 0,30 |
| 0,325 | 0,51 | 0,47 | 0,42 | 0,37 | 0,37 | 0,36 | 0,36 | 0,35 | 0,35 | 0,34 |
| 0,350 | 0,56 | 0,52 | 0,47 | 0,42 | 0,41 | 0,40 | 0,40 | 0,39 | 0,38 | 0,38 |
| 0,375 | 0,61 | 0,57 | 0,52 | 0,47 | 0,44 | 0,44 | 0,44 | 0,43 | 0,42 | 0,41 |
| 0,400 | 0,66 | 0,62 | 0,57 | 0,52 | 0,48 | 0,47 | 0,47 | 0,47 | 0,46 | 0,45 |
| 0,425 | 0,71 | 0,67 | 0,62 | 0,57 | 0,53 | 0,51 | 0,51 | 0,50 | 0,50 | 0,49 |
| 0,450 | 0,76 | 0,72 | 0,67 | 0,62 | 0,58 | 0,55 | 0,55 | 0,54 | 0,53 | 0,53 |
| 0,475 | 0,81 | 0,77 | 0,72 | 0,67 | 0,63 | 0,59 | 0,59 | 0,58 | 0,57 | 0,56 |
| 0,500 | 0,86 | 0,82 | 0,77 | 0,72 | 0,68 | 0,63 | 0,62 | 0,62 | 0,61 | 0,60 |
| 0,525 | 0,91 | 0,87 | 0,82 | 0,77 | 0,73 | 0,68 | 0,66 | 0,65 | 0,65 | 0,64 |
| 0,550 | 0,96 | 0,92 | 0,87 | 0,82 | 0,78 | 0,73 | 0,70 | 0,69 | 0,68 | 0,68 |
| 0,600 | -.- | -.- | 0,97 | 0,92 | 0,88 | 0,83 | 0,78 | 0,76 | 0,76 | 0,75 |
| 0,650 | -.- | -.- | -.- | -.- | 0,98 | 0,93 | 0,88 | 0,84 | 0,83 | 0,82 |
| 0,700 | -.- | -.- | -.- | -.- | -.- | -.- | 0,98 | 0,91 | 0,91 | 0,90 |

Pela Tabela 2.6 observa-se que a questão da durabilidade pode estar relacionada com uma desconexão de poros, que é conseguida por uma cura eficiente. Porém,

considerando a correlação apresentada na Tabela 2.5, da NBR6118 (2004), quando, respectivamente para concreto armado e concreto armado protendido, e nível de agressividade III, se tem os valores da relação a/c de 0,55 e 0,50, a desconexão dos poros só é atingida com 96% e 86%, da hidratação do cimento Portland, e que dificilmente se alcançará praticamente.

MELO (2000) também demonstraram que a qualidade de um concreto não está relacionada com sua resistência e sim com os seus constituintes. Igualmente as considerações análogas apresentadas na Tabela 2.5, podem não representar a realização de um concreto durável. Uma estrutura em concreto sempre deve ser uma alternativa de bom desempenho em qualquer meio ambiente e notadamente em locais com um alto índice de poluição. A desconsideração de um bom desempenho projetado leva sempre ao mesmo problema: a corrosão da armadura e/ou deterioração do concreto.

Da mesma forma se o projeto não for bem detalhado ou se a empresa que executa o projeto não tiver suficiente qualificação técnica e científica, também se incorrerá em patologia. A disciplina na utilização de uma estrutura, também é fator que concorre para sua deterioração ou para o aumento da vida útil. Se o concreto apresentar características mecânicas que atendam um projeto específico, e contenha elementos que permitam classificá-lo como durável, então este concreto pode ser chamado de concreto de alto desempenho.

Além das vantagens em termos de durabilidade, o emprego do concreto de alto desempenho e alta resistência pode permitir a realização de estruturas esbeltas e, mais leves, e permite aumentar a velocidade de execução da estrutura, reduzindo a carga permanente e até mesmo o número de elementos de fundação ou tornando esses elementos mais leves também.

Ressalta-se que a alta resistência não é sinônimo de alto desempenho, pode-se ter um concreto de alta resistência produzido por um cimento contendo elevados teores de aluminato tricálcico e alita que durante a hidratação produz entre outras fases hidratadas grande quantidade de etringita, portlandita e possibilidade de produção do monossulfoaluminato, restringindo muito o seu campo de aplicação.

De outro modo, se acercado das condições ambientais, no instante da realização do projeto, e uma prevenção de situações que podem decorrer em função de desenvolvimentos regionais (como poluição, p.ex.). Geralmente, quando se quer produzir um concreto de alta resistência e alto desempenho, ele vem seguido de adições de superpozolanas (sílica ativa, por exemplo), adições de escória e de superplastificantes, que apesar de apresentarem um

acréscimo no custo na produção do material concreto, propicia uma redução no produto obra!

O emprego de adições e aditivos conduz a uma qualidade diferenciada e superior a do concreto convencional, tanto em seu estado fresco como no estado endurecido. O produto dessa composição em sinergia é mais compacto e menos permeável, e aumenta a vida útil do material. O seu comportamento é bem similar ao de um compósito, o que irá propiciar uma microestrutura diferenciada, tanto no que se refere às fases presentes, quanto na sua morfologia porosa. Essas considerações conduzem ao entendimento das características macroscópicas e microscópicas (características das fases presentes, distribuição dos poros, hidratação, influência da adição de adições e aditivos, etc.), o relacionamento das propriedades mecânicas com o desenvolvimento microestrutural.

Na Figura 2.3 é apresentada a evidência entre dois concretos diferentes, um realizado com adição de sílica ativa e outro sem sílica ativa. Observa-se que há uma diferença fundamental entre os dois materiais, mais ainda reforçando a idéia de que a simples consideração da resistência mecânica não resultará num concreto durável.

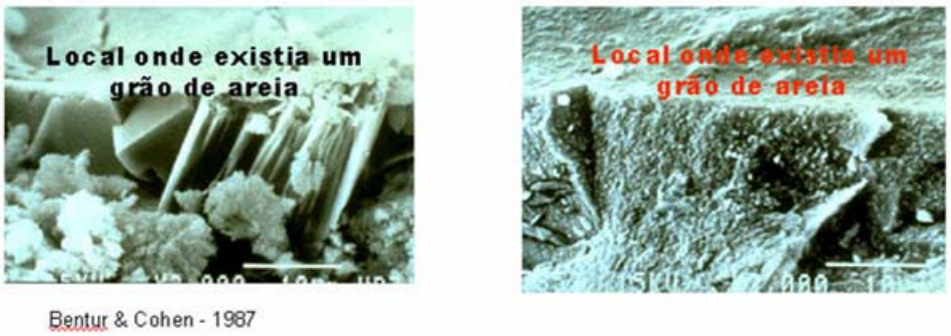



**Figura 2.3 –** Zona de interface pasta x agregado, com espessura variando entre 20 µm e 50µm, evidenciando diferenças fundamentais entre os dois materiais.Fases do cimento Portland. Fonte: BENTUR & COHEN (1987).

Nota-se que essa mesma zona de interface também pode ocorrer junto à armadura. A evolução da qualidade de um sistema cimentício pode levar a um refinamento de poros tal que se possa afirmar a condição de durabilidade, conforme Figura 2.4. MELO (2000) concluiu que C-S-H gerado na reação entre escória e CH, em matrizes de cimento Portland compostas com apenas 30% de escória, é eficiente para o refinamento dos poros e que a hidratação do sistema composto entre cimento Portland, 30% de escória (substituição à massa de cimento) e 10% de sílica ativa (adição à massa de cimento) quando ativada pela elevação da temperatura (Tmáx=61ºC) e por longos períodos (cerca de 12 horas) produz o enfraquecimento da interface pasta-agregado, reduzindo o desempenho mecânico do concreto nas idades mais avançadas.

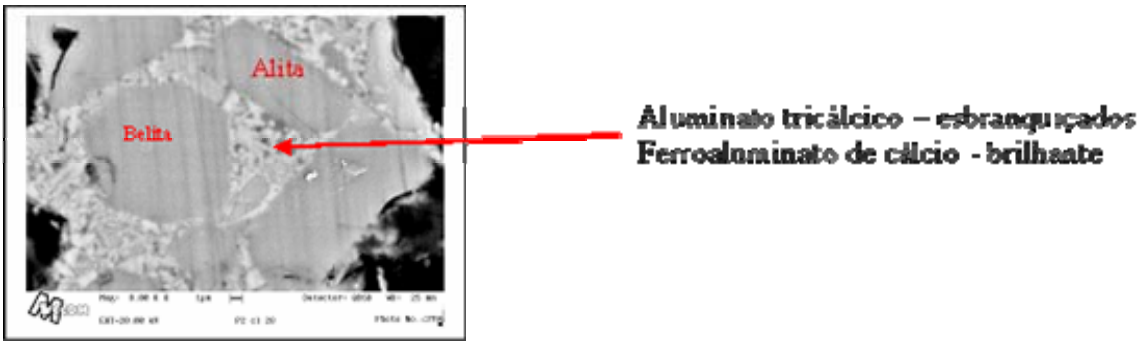



**Figura 2.4** – Fases do cimento Portland. Fonte: MELO (2000).

Então, inicialmente caberá serem projetadas as características buscadas: alta resistência, durabilidade a algum agente agressivo (cloretos, dióxido de carbono, sulfatos, partículas abrasivas, fungos, etc.), melhoria da zona de interface (ligação concreto novo x concreto velho, reparos, continuidade de concretagens), calor de hidratação, resistência ao impacto, resistência à tração, permeabilidade, porosidade, resistividade, tenacidade, baixo módulo de elasticidade, etc.

BENTUR e COHEN (1987) estudaram as diferenças em produzir concretos com e sem sílica ativa, e concluíram que, entre os agregados e a pasta de cimento, pode existir uma zona de interface, que varia de 20µm a 50µm, conforme Figura 2.3. Essa zona de interface poderá ocorrer também no contorno das armaduras, do agregado graúdo, nas formas, etc.

Os agregados miúdos podem ser naturais ou artificiais. Convencionalmente apresentam partículas que variam de 75µm a 4,8mm. Os agregados artificiais são as argilas ou folhelhos expandidos. No Brasil as pedras britadas são consideradas agregados artificiais. Escória de alto-forno e cinza volante também pertence a essa categoria. As massas unitárias das areias geralmente variam entre 1520 kg/m$^3$ e 1680kg/m$^3$. Os agregados leves têm massas unitárias menores que 1120 kg/m$^3$, enquanto os agregados pesados poderão apresentar massa unitária até 2200kg/m$^3$. As impurezas contidas no inerte podem interferir química e fisicamente.

Também, a granulometria do agregado influencia na quantidade de água, para uma mesma consistência. Agregados mais finos, de angulosidade parecidas, exigem quantidade de água maior. Isso indica que a forma do agregado influencia na consistência. Agregados mais angulosos promovem uma menor consistência. É possível então se obter maior consistência, para uma mesma quantidade de água, com agregados mais finos, porém com um bom índice de forma.

O empacotamento de partículas é outro fator que, além de tornarem os produtos constituídos mais econômicos, tendem a produzi-los sem grandes alterações volumétricas.

McGEARY (1961) define o empacotamento de partículas como “o problema da correta seleção da proporção e do tamanho adequado dos materiais particulados, de forma que os vazios maiores sejam preenchidos com partículas menores, cujos vazios serão novamente preenchidos com partículas ainda menores e assim sucessivamente”. O modelo, conforme conceituado por OLIVEIRA et al (2000), está apresentado na Figura 2.5.

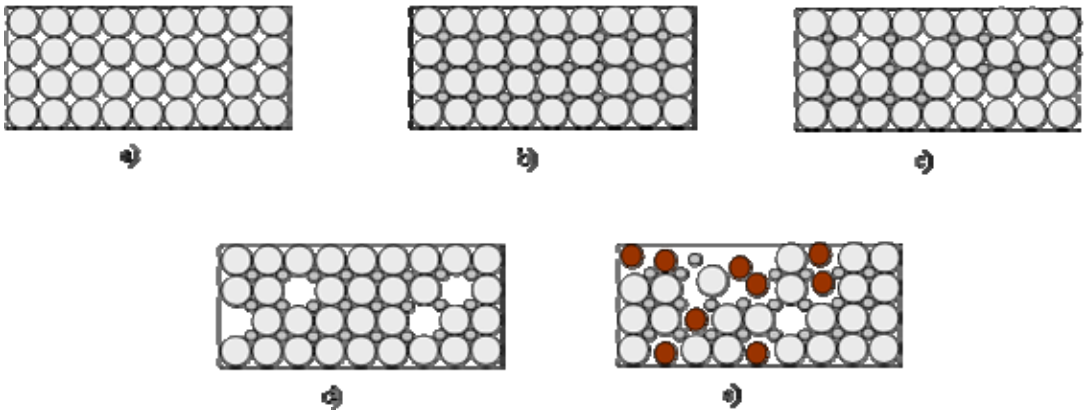


**Figura 2.5 -** Caso a), com ocupação média de 67% do volume de vazios, num sistema monodisperso; caso b) teoricamente, uma condição para a máxima condição de empacotamento; caso c) ausência de quantidade de finos; caso d) ausência de partículas grandes e, caso e) um empacotamento deficiente. Fonte: OLIVEIRA et al (2000).

Os agregados graúdos são constituídos por partículas com dimensões que variam entre 4,8mm e 150mm. Podem ser naturais ou artificiais.

Os agregados naturais para utilização em concretos são em sua maioria derivados de rochas carbonáticas (2/3) e os restantes são arenito, granito, diorito, gabro e basalto. Os agregados naturais são compostos por vários minerais[3].

As substâncias deletérias são aquelas que podem alterar a trabalhabilidade, pega e endurecimento do concreto. De outra forma também poderão atuar quimicamente com os álcalis do cimento Portland, causando expansões volumétricas num primeiro instante, seguidas de forte fissuração na forma de rede. Estas reações são conhecidas como álcali-agregado.

Os agregados graúdos, tais quais outros materiais, devem ser analisados quanto a conter agentes agressivos e deletérios. Da mesma forma que os agregados miúdos, a forma dos agregados graúdos poderá interferir na resistência do concreto e ainda, criar grandes falhas no mesmo. As partículas com elevada relação entre área superficial e volume

[3] Mineral – toda substância inorgânica de ocorrência natural.

aumentam a demanda de água para uma boa trabalhabilidade do concreto. As partículas angulosas exigem mais água para uma mesma trabalhabilidade.

A textura pode influenciar na aderência dos materiais, pela própria ocorrência de uma zona de interface debilitada, isto é, com características de baixa adesividade, conforme Figura 2.6. Observa-se nessa figura, em “a”, um concreto com 23MPa que, embora tenha sido atendida a resistência mecânica, a aderência está muito prejudicada, com os agregados desprendendo-se integralmente da argamassa e da pasta. Essa situação é análoga a uma situação de uma estrutura rompendo-se por punção, isto é, sem que toda capacidade da armadura de um elemento estrutural esteja exaurida.

Esse concreto é, portanto, antieconômico. Essa situação não se trata apenas de uma ocorrência em termos de valores do material, e sim um prejuízo enorme, durante o uso da construção, pois estará aberto o caminho para uma deterioração total do material.

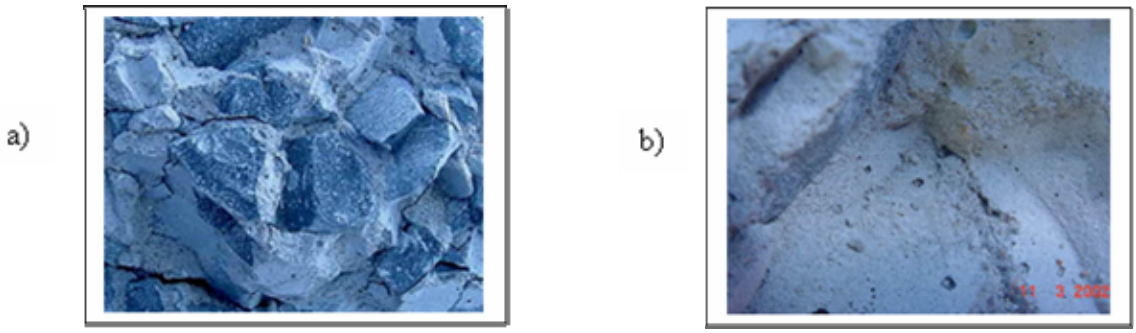



**Figura 2.6 -** Concreto convencional – Ligação frágil entre os agregados e a argamassa. Fonte: LIBORIO (2002).

No caso da figura 4b, observa-se uma superfície lisa, cheia de poros (exsudação interna), que é rica em $Ca(OH)_2$ – parte frágil dos concretos.

Ao invés dos agregados se tornarem um obstáculo para a penetração de agentes agressivos, os seus contornos, pela sua porosidade, serão caminhos mais fáceis para que os gases e sais agressivos atinjam a armadura.

A melhoria da zona de interface poderá ser dada pelo simples tratamento superficial do agregado ou de superfícies em geral. Essa hipótese também é válida quando se querem juntar duas peças, como um revestimento cerâmico, chapisco, ou argamassa, em substratos de pouca aderência, demonstrado em FAGURY (2002) e Silva (2004).

No caso dos agregados, o processo poderá ser realizado pela dopagem do agregado, que consiste em lavar o agregado, após sua pré-secagem, com uma solução de baixa relação água/cimento, ou com uma solução com sílica ativa, por exemplo, para depois utilizar o material dopado na fabricação do concreto, melhorando sua aderência e/ou armando-o.

Como em algumas situações não se poderá se dar ao luxo de escolher um bom agregado, é possível melhorá-lo com a própria matriz.

Outro produto importante a ser considerado, são os aditivos superplastificantes. Esses aditivos atuam como redutores de água, ocasionando um aumento de resistência mecânica e durabilidade, atuam como plastificante, melhorando a trabalhabilidade (lançamento, adensamento e acabamento) para um mesmo consumo de água e reduzindo a segregação. Atuam ainda como redutores do consumo de cimento, gerando redução dos custos, da retração e das tensões térmicas. Segundo Metha & Monteiro (1994) os aditivos superplastificantes também conhecidos como redutores de água são capazes de reduzir o conteúdo de água de três a quatro vezes em relação aos aditivos plastificantes sem que haja retardamento no tempo de pega.

A escolha do superplastificante é importante quando se faz concreto de alto desempenho, pois nem todos os tipos e marcas reagem da mesma forma com um determinado cimento. Deve-se estudar a compatibilidade entre uma determinada marca de superplastificante diretamente através das características reológicas de uma pasta ou concreto, em relação ao cimento e superplastificante.

Não existe um procedimento único para mistura dos materiais. No entanto, é bom que se saiba que, dependendo dos materiais que irão constituir um concreto, há uma condição ideal de procedimento de mistura para se alcançar a maior eficiência em homogeneidade, consistência e trabalhabilidade da mistura, permitindo-se que se alcancem facilmente todas as hipóteses que foram pré-estabelecidas para o concreto armado, além da satisfação de uma expectativa idealizada.

A determinação do teor de agregados é feita mediante misturas, com teores de argamassa diversos, até que se encontre o teor ideal, para que se possam obter concretos conforme Figura 2.7. Fonte: LIBORIO (2002).

**a** – Concreto com falta de argamassa.

**b** – Concreto com teor "ideal" de argamassa.

**c** – Análise da superfície do concreto.

**d** – Análise da coesão do concreto.

**Figura 2.7 -** Ensaio de verificação de teor de argamassa, em concretos com adição de sílica ativa.

Além do estudo dos materiais isoladamente, para qualquer tipo de concreto, a ordem de sua colocação em um misturador deve ser uma tarefa estudada. Pode-se dizer que não existe uma melhor forma e sim situações que deverão ser estudadas para cada caso.

A cura dos concretos desempenha uma atividade fundamental na execução de uma estrutura de concreto, ou na simples produção de qualquer artefato à base de cimento Portland. Conforme modelo desenvolvido por SCRIVINER (1988), a perda de água pode ocasionar sérios prejuízos em nível de microestrutura do material, com hidratação parcial do cimento e isso poderia determinar um comportamento como que se a mistura tivesse uma quantidade menor de material aglomerante e ainda assim contivesse uma grande quantidade de poros e canalículos interligados.

A durabilidade de um concreto está associada às solicitações e ações para o qual foi dimensionado. Assim, sempre que se produz um concreto a resistência mecânica é apenas um dos fatores a ser projetado.

O trabalho apresentado por COSTENARO (2003), também demonstrou o enorme refinamento de poros que ocorre, na idade de 28 dias em concretos com sílicas e cinza da casca do arroz, tornando-os de alto desempenho, porém deve-se tomar cuidado no caso das peças fletidas.

Cita-se também o trabalho de LIBORIO (2002), onde ficou evidenciada a eficiência de sílicas ativa no consumo de CH, ainda em pequena idade, demonstrando o efeito pozolânico, que melhora a zona de interface entre pasta x agregado.

Também no trabalho, conduzido por DIAS, LIBORIO & GIONGO (Outubro de 2003)[4], também foi demonstrada a melhoria da zona de interface em sistemas argamassa x armadura.

Para se ter uma referência do tempo em que a sílica ativa era usada, cita-se STANTON (1940), na qual o mesmo já havia dito que danos devido à reação álcali-sílica foi descoberto na década de 30 e que a solução poderia estar na adição de materiais silicosos. VERBECK (1968) e LEA (1971) haviam relatado que o uso de uma baixa relação água-cimento ou o uso de misturas com atividade pozolânicas podiam ser efetivos no tratamento da redução de danos induzidos por sulfatos. Na mesma época, o ACI COMMITEE 223 (1970), concluiu em testes de laboratório que a sílica ativa não aumentou a resistência a compressão do concreto aos 7 dias quando curados a uma temperatura de 10ºC, mas quando curado sob temperaturas acima de 20ºC, a resistência a compressão tende a melhorar significantemente.

Depois disso, GUDMUNDSSON & OLAFSSON (1999), disseram que na Islândia a sílica ativa era misturada em todos os cimentos Islandeses desde 1979. A matéria prima para a produção do cimento era rara, dessa forma, uma menor quantidade de material apropriado foi utilizado para sua produção. O conteúdo de álcalis no clínquer do cimento era relativamente alto, com isso, a reação álcali-sílica tornou-se um sério problema neste país durante a década de 70. Naquela época as pesquisas procuravam material pozolânicos para interagir com a reação álcali-sílica. Desde a abertura de fábricas de ferro-silício na Islândia em 1979, a sílica ativa foi usada como material pozolânico em todos os concretos. Depois de 20 anos de vida útil não há sinais de reações álcali-sílica nos concretos da Islândia. Esta descoberta foi sustentada por pesquisas cientificas, padrões de testes foram elaborados e usados até hoje.

Testes feitos por GUDMUNDSSON & OLAFSSON (1996), mostraram que atualmente o cimento Portland Islandês possui 1,65% de $Na_2O$, ou seja, reafirma que o mesmo é extremamente alcalino. Os agregados usados no concreto são na maioria vulcânicos e alguns destes são muito reativos em termos de reação álcali-sílica. A alta reatividade é na maioria devido a altos conteúdos de material reolítico, basalto modificado e

[4] DIAS, R. W., LIBORIO, J. B. L. & GIONGO, J. S. “Concretos de alto desempenho com fibras de aço” – Pesquisa em andamento não divulgada. Outubro de 2003.

material escavado do mar que geralmente não foi lavado. A partir de 1979, quatro medidas preventivas foram adotadas na luta contra a reação álcali-sílica no concreto:

- A sílica ativa foi misturada ao cimento;
- O critério de comparação da reação foi modificado;
- O material escavado do mar tem sido lavado;
- O uso do material reativo foi limitado.

Todos os agregados devem ser testados com cimento normal sem qualquer adição de material pozolânico. Se os resultados dos testes mostrarem que o agregado pode estar reagindo, os testes devem ser feitos novamente, mas agora com a adição de sílica ativa ao cimento.

LEWIS (1996) disse que nos anos posteriores a década 70 com as descobertas dos benefícios da sílica ativa, a mesma também foi utilizada não só mais como substituinte do cimento, mas também como adições sólidas (microfiller) no concreto, com características principais de aumentar a resistência e melhorar a durabilidade. Em outras palavras, a sílica ativa afetou a qualidade do concreto em muitos sentidos e quando dosados convenientemente melhorou muito a qualidade do concreto fresco e do concreto endurecido. Além disso, a utilização da sílica ativa no concreto afeta beneficamente o meio ambiente. Por exemplo, a sílica ativa é um subproduto ou restos de produtos, principalmente de fábricas de ferro-silício e silício metálico. Com isso ela deveria ser jogada fora, enterrada ou provavelmente lançada no oceano. Como a uso da sílica ativa substitui parte da mistura, tem-se conseqüentemente um menor consumo de clínquer, então, menos dióxido de carbono será emitido na atmosfera. Para cada tonelada de clínquer produzido, geralmente uma tonelada de dióxido de carbono é emitido na atmosfera.

## 2.2. Resultados importantes para a realização do microconcreto:

Nesse item são relatados alguns resultados importantes para a escolha do microconcreto, executados com a adição de sílica ativa em substituição volumétrica ao cimento, que relaciona a uma pesquisa mais ampla, iniciada em 1992, com o Prof. Dr. Jefferson B.L. Liborio, que visa conhecer o comportamento de CAD, executados sob cura normal ou cura acelerada (vapor) sob pressão atmosférica, para diversas finalidades, em vários segmentos industriais e meios ambientes ou micro regiões viciadas.

### 2.2.1. Carbonatação – Análises em corpos-de-prova:

Objetivando verificar a durabilidade de elementos estruturais com diferentes características geométricas frente à ação da carbonatação, SILVA, (2002)[5] realizou um estudo de composições de traços. Foram produzidos corpos-de-prova de concretos e argamassas executadas com cimentos Portland CP V ARI Plus e CP V ARI RS, com e sem adição de 10% de sílica ativa (SA) em substituição volumétrica de cimento Portland.

Os materiais que foram estudados tinham as seguintes características, apresentadas na Tabela 2.7 e Tabela 2.8.

**Tabela 2.7 –** Composições dos traços de argamassas estudadas. Fonte: SILVA (2002).

| Cimento | Sílica ativa | Traço 1:m | a/agl kg/kg | SP (%) | k (mm) | C (kg/m$^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CP V ARI RS | 10% em volume | 1 : 2,5 | 0,45 | 0 | 185 | 539 |
| | | 1 : 3,0 | 0,45 | 0,8 | 190 | 486 |
| | | 1 : 3,5 | 0,54 | 0,6 | 185 | 424 |
| CP V ARI RS | -.-.-.- | 1 : 2,5 | 0,43 | 0 | 177 | 586 |
| | | 1 : 3,0 | 0,45 | 0,6 | 174 | 521 |
| | | 1 : 3,5 | 0,50 | 1 | 181 | 463 |
| CP V ARI Plus | 10% em volume | 1 : 2,5 | 0,45 | 0 | 176 | 539 |
| | | 1 : 3,0 | 0,45 | 1 | 179 | 486 |
| | | 1 : 3,5 | 0,54 | 1 | 187 | 424 |
| CP V ARI Plus | -.-.-.- | 1 : 2,5 | 0,44 | 0 | 184 | 586 |
| | | 1 : 3,0 | 0,45 | 0,8 | 178 | 521 |
| | | 1 : 3,5 | 0,54 | 1 | 187 | 463 |

Sendo: k = índice de consistência;
C = consumo de cimento;
a/agl = relação água/aglomerante;
SP = Superplastificante.

**Tabela 2.8 –** Composições de traços de concretos estudados. Fonte: SILVA (2002).

| Cimento | Sílica ativa | Traço 1:a:p | a/agl kg/kg | SP (%) | k (mm) | C (kg/m$^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CP V ARI RS | 10% em volume | 1:1,1:1,4 | 0,45 | 0 | 217 | 556 |
| | | 1:1,35:1,65 | 0,45 | 0,2 | 215 | 501 |
| | | 1:1,57:1,93 | 0,45 | 0,6 | 221 | 457 |
| CP V ARI RS | -.-.- | 1:1,1:1,4 | 0,43 | 0 | 227 | 604 |
| | | 1:1,35:1,65 | 0,45 | 0 | 222 | 539 |
| | | 1:1,57:1,93 | 0,45 | 0,4 | 219 | 491 |
| CP V ARI Plus | 10% em volume | 1:1,1:1,4 | 0,45 | 0,2 | 223 | 556 |
| | | 1:1,35:1,65 | 0,45 | 0,4 | 217 | 501 |
| | | 1:1,57:1,93 | 0,45 | 0,8 | 223 | 457 |
| CP V ARI Plus | -.-.- | 1:1,1:1,4 | 0,43 | 0 | 226 | 604 |
| | | 1:1,35:1,65 | 0,45 | 0 | 216 | 539 |
| | | 1:1,57:1,93 | 0,45 | 0,8 | 219 | 491 |

[5] Leia mais em SILVA "Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa", (Dissertação de Mestrado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.

Após aplicação de toda metodologia para controle de umidade nos corpos-de-prova, umidade relativa constante, etc, obteve-se os seguintes resultados, apresentados na Figura 2.8, Figura 2.9, Figura 2.10 e Figura 2.11.

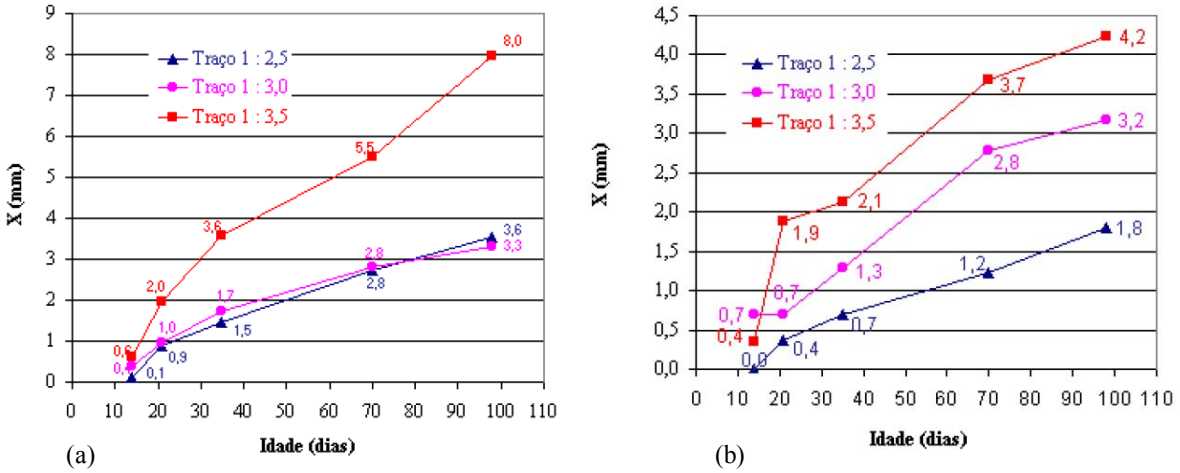



**Figura 2.8 –** Profundidade carbonatada x idade para argamassas expostas à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI RS com adição de SA e (b) CP V ARI RS sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).

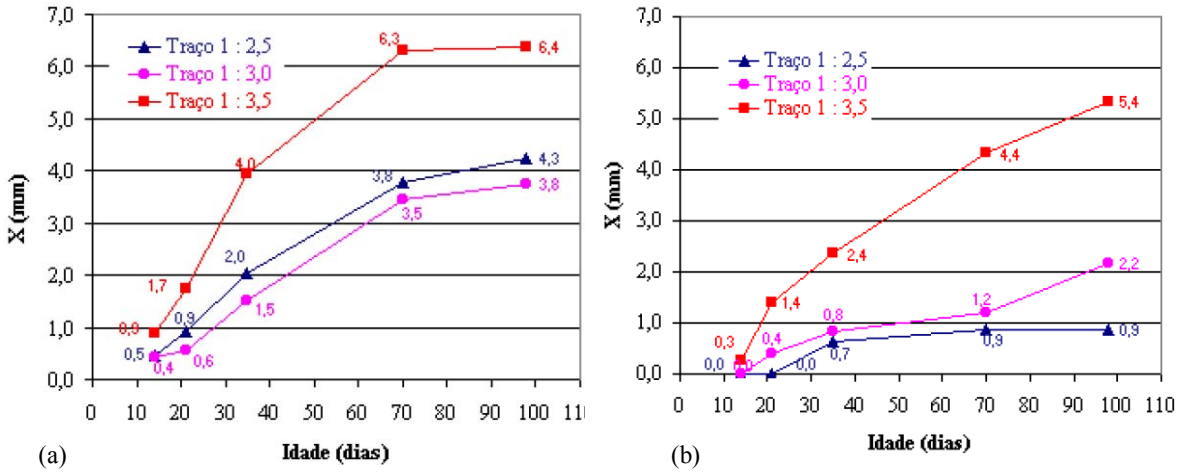



**Figura 2.9 –** Profundidade carbonatada x idade para argamassas expostas à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI Plus com adição de SA e (b) CP V ARI Plus sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).

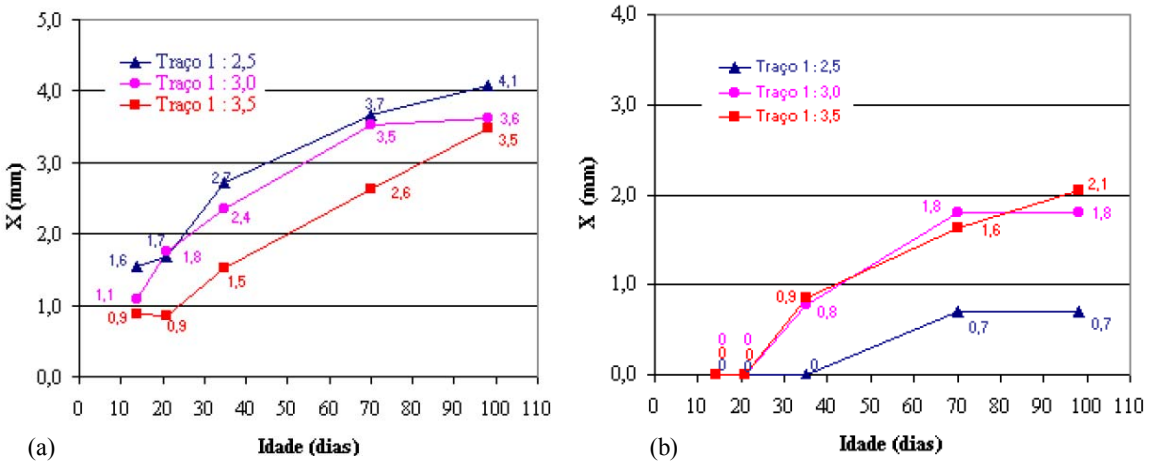



**Figura 2.10 –** Profundidade carbonatada x idade para concretos expostos à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI RS com adição de SA e (b) CP V ARI RS sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).

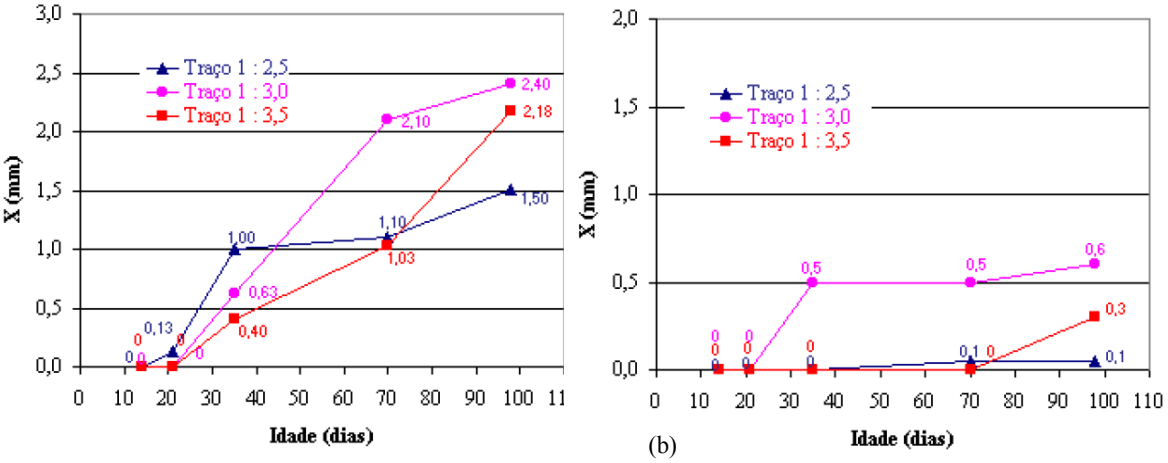



**Figura 2.11 –** Profundidade carbonatada x idade para concretos expostos à carbonatação acelerada: (a) CP V ARI Plus com adição de SA e (b) CP V ARI Plus sem adição de AS. Fonte: SILVA (2002).

Observa-se com os resultados obtidos que, em nenhuma situação, as argamassas e concretos apresentaram frentes de carbonatação com valores superiores a 8 mm. A opção, portanto, para as situações em que a agressividade, por esse tipo de análise, demonstra que qualquer tipo de cimento permite que sejam realizados concretos duráveis.

Os concretos e argamassas com adição de sílica ativa apresentam coeficiente de carbonatação maiores que os compostos sem sílica ativa. Isto ocorre pelo fato da sílica ativa ter sido utilizada em substituição de 10% do volume de cimento, reduzindo a quantidade de hidróxido de cálcio presente no composto e, também, devido às reações pozolânicas.

Os concretos executados com CP V ARI RS, possuem maior profundidade carbonatada quando comparados com os executados com CP V ARI Plus. Isso acontece porque o CP V ARI RS possui em sua composição aproximadamente 30% de escória de alto forno em substituição ao clínquer; conseqüentemente, esse cimento possui menor

quantidade de hidróxido de cálcio para reagir e formar o carbonato de cálcio, facilitando assim o avanço da frente de carbonatação para o interior do concreto.

### 2.2.2. Carbonatação – Análises em vigas:

Essa análise da carbonatação em vigas, também estudado por SILVA (2007)[6], teve por objetivo a verificação da penetração da frente de carbonatação analisando-se como modelo vigas de concreto armado submetidas a um carregamento constante expostas em uma câmara de carbonatação acelerada e controlada. A determinação da profundidade de carbonatação foi feita em corpos-de-prova retirados das vigas analisadas de regiões fissuradas e daquelas sem fissuras, pois a carbonatação não é uniforme ao longo do elemento estrutural e a tendência é que na região tracionada da viga a carbonatação seja maior que na comprimida. Na região comprimida existe o confinamento do concreto e consequentemente a dificuldade de difusão do $CO_2$.

As vigas em escala natural de seção retangular (15 cm x 30 cm x 300 cm) foram dimensionadas no limite dos domínios 3 e 4 que é a condição ideal de aproveitamento dos materiais em que são atingidos a capacidade máxima do concreto e o limite de escoamento do aço. Os ensaios representaram as condições de serviço das vigas, portanto o carregamento aplicado foi o de serviço. Nesta situação, a estimativa do momento fletor das vigas foi feita considerando o estádio II, estado de fissuração. Essas vigas foram curadas (cura úmida) durante 7 dias e a seguir, foram submetidas a um período de précondicionamento durante 21 dias, a fim de que se estabilizasse numa umidade relativa controlada. Após esse período elas foram submetidas à carbonatação acelerada durante 28 dias, e em seguida, foram realizadas as leituras das aberturas das fissuras e a viga foi descarregada.

Quando, SILVA (2007), comparou os resultados de profundidade de carbonatação determinados em corpos-de-prova e nas vigas de concreto armado, observou-se que os corpos-de-prova apresentaram maiores valores de carbonatação. Portanto, utilizar corpos-de-prova para determinar a frente de carbonatação é a favor da segurança para posições em que o elemento estrutural não esteja fissurado. Também, verificou-se que a fissura é um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono, o qual ultrapassou o cobrimento e atingiu a armadura. A determinação da carbonatação nas fissuras demonstrou que maiores aberturas de fissuras proporciona o aumento na profundidade de carbonatação,

[6] Leia mais em SILVA, V.M. “Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida”, (Tese de Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

Conclui-se que a carbonatação é mais intensa na região tracionada do elemento estrutural e quando na presença da fissura tem-se um caminho preferencial. Portanto a aplicação do concreto de alto desempenho proporciona uma melhor performance frente a carbonatação quando comparado ao concreto convencional. No entanto, a simples adoção deste concreto para construção de elementos estruturais não é suficiente nas peças que contenham fissuras e são submetidas às atmosferas ambientais agressivas. Como o concreto é de elevado desempenho a tendência é de apresentar menor coeficiente de carbonatação e com isso a difusão do dióxido de carbono tende a ir para a região mais interna da fissura. Sendo assim, existe a possibilidade do agente agressivo atingir a região da armadura.

Assim no projeto inicial para desenvolver o concreto do elemento pré-moldado em estudo, a resistência buscada foi secundária, isto é, atender aos quesitos de resistência do material apenas, mas a obstrução dos capilares deverá proporcionar um material durável, com conseqüente resistência.

### 2.2.3. Ação de cloretos:

Outro mecanismo de deterioração importante dos concretos armados é aquele que se relaciona com a ação de íons cloro livre. As análises que estão sendo aqui relatadas fazem parte do trabalho desenvolvido por SILVA (2006)[7].

O programa experimental consistiu em analisar as propriedades de concretos de alto desempenho (com agregado de Dmáx ≤ 9,5 mm) com sílica de ativa, verificando sua capacidade de proteção ao aço em estruturas de concreto armado.

Assim, para comparação dos materiais utilizados e suas influências, variaram-se os teores, de 5% e 10% e o tipo de cimento, CP V ARI PLUS e CP V ARI RS, em 3 traços diferentes: 1:m, sendo m o total de agregados igual a 2,5, 3,0 e 3,5.

As propriedades analisadas, relacionadas à durabilidade dos concretos foram: absorção de água por imersão, absorção de água por capilaridade, resistividade elétrica superficial e resistência à penetração de cloretos, incluindo a medida da frente de avanço dos íons cloreto.

#### i. Absorção de água por imersão:

Os ensaios de absorção de água por imersão, índice de vazios (I.V.) e massa específica foram realizados em concretos mais “pobres”, correspondentes aos traços 1:3,5,

[7] Leia mais em SILVA, F.G. “Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos”, (Tese de Doutorado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

com e sem a introdução de sílica, nas idades de 7 e 28 dias para concretos com CP V ARI PLUS (Tabela 2.9) e concretos com CP V ARI RS (Tabela 2.10).

**Tabela 2.9 –** Absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica de concretos com CP V ARI PLUS. Fonte: SILVA (2006).

| Idade | Concretos | Absorção (%) | I.V. (%) | Massa específica (g/cm³) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Seca | Após saturação | Após saturação e fervura | Real |
| 7dias | Referência | 4,7 | 11,02 | 2,37 | 2,47 | 2,48 | 2,66 |
| | 5% SFS | 4,4 | 10,44 | 2,37 | 2,47 | 2,48 | 2,65 |
| | 10% SFS | 3,2 | 7,77 | 2,39 | 2,47 | 2,47 | 2,60 |
| 28dias | Referência | 3,4 | 8,06 | 2,36 | 2,44 | 2,44 | 2,57 |
| | 5% SFS | 3,3 | 7,71 | 2,36 | 2,43 | 2,43 | 2,55 |
| | 10% SFS | 2,3 | 5,33 | 2,36 | 2,42 | 2,42 | 2,50 |

**Tabela 2.10 –** Absorção de água por imersão, índice de vazios (I.V.) e massa específica de concretos com CP V ARI RS. Fonte: SILVA. (2006).

| Idade | Concretos | Absorção (%) | I.V. (%) | Massa específica (g/cm³) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Seca | Após saturação | Após saturação e fervura | Real |
| 7dias | Referência | 5,0 | 11,67 | 2,35 | 2,48 | 2,47 | 2,66 |
| | 5% SFS | 3,9 | 9,14 | 2,35 | 2,46 | 2,45 | 2,59 |
| | 10% SFS | 3,0 | 7,02 | 2,36 | 2,44 | 2,43 | 2,54 |
| 28dias | Referência | 4,2 | 9,73 | 2,34 | 2,43 | 2,43 | 2,59 |
| | 5% SFS | 3,4 | 7,86 | 2,35 | 2,42 | 2,42 | 2,55 |
| | 10% SFS | 2,3 | 5,47 | 2,36 | 2,41 | 2,41 | 2,49 |

Observa-se que a absorção de água nos concretos com CP V ARI RS foi maior que com CP V ARI PLUS nas primeiras idades, porém tende a igualar aos 28 dias devido à lenta reação da escória no CP V ARI RS.

Os desempenhos dos concretos com adição de SFS nas propriedades de absorção de água por imersão e índice de vazios foram excelentes. Observou-se uma redução em torno de 30% na absorção, e conseqüentemente no índice de vazios, em concretos com CP V ARI PLUS e, em torno de 45% em concretos com CP V ARI RS aos 28 dias.

O CEB – 192 relaciona a absorção de água do concreto com a sua qualidade: menor que 3,0%, baixa absorção e boa qualidade; de 3,0% a 5,0%, absorção e qualidade média e maior que 5%, alta absorção e qualidade pobre.

De acordo com o proposto por HELENE (1983), os concretos podem ser classificados, segundo a absorção de água, em duráveis, quando o percentual é menor do que 4,2%; normais, quando a absorção está entre 4,2% e 6,3% e, para valores maiores que 6,3%, os concretos são considerados deficientes. Por essa classificação, todos os concretos, aos 28 dias de idade, podem ser considerados duráveis.

### ii. Absorção de água por capilaridade:

Este ensaio também foi realizado nas idades de 7 e 28 dias somente nos concretos de traço 1:3,5. Na Tabela 2.11. são apresentados os valores de absorção por capilaridade após 3h, 6h, 24h, 48h e 72h, bem como a altura média que a água atingiu após as 72 horas de ensaio (hm) dos concretos com CP V ARI PLUS.

**Tabela 2.11 –** Absorção de água por capilaridade para concretos com CP V ARI PLUS. Fonte: SILVA (2006).

| Idade | Concretos | Absorção por capilaridade (g/cm$^2$) | | | | | $h_m$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3h | 6h | 24h | 48h | 72h | |
| 7 dias | Referência | 0,124 | 0,173 | 0,353 | 0,447 | 0,498 | 3,93 |
| | 5% SFS | 0,083 | 0,114 | 0,284 | 0,314 | 0,355 | 2,35 |
| | 10% SFS | 0,083 | 0,104 | 0,192 | 0,228 | 0,256 | 8,94 |
| 28 dias | Referência | 0,093 | 0,139 | 0,250 | 0,304 | 0,326 | 3,50 |
| | 5% SFS | 0,080 | 0,109 | 0,190 | 0,234 | 0,253 | 2,38 |
| | 10% SFS | 0,068 | 0,078 | 0,115 | 0,138 | 0,148 | 9,35 |

Os resultados indicam que a adição de sílica ativa reduziu significativamente a absorção de água quando comparadas com os concretos de referência. Observa-se que a SFS apresentou uma boa eficiência já a partir de 7 dias de idade.

Na Tabela 2.12 são apresentados os valores de absorção por capilaridade após 3h, 6h, 24h, 48h e 72h, bem como a altura média que a água atingiu após as 72 horas de ensaio (hm) dos concretos com CP V ARI RS.

**Tabela 2.12 –** Absorção de água por capilaridade para concretos com CP V ARI RS. Fonte: SILVA (2006).

| Idade | Concretos | Absorção por capilaridade (g/cm$^2$) | | | | | $h_m$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3h | 6h | 24h | 48h | 72h | |
| 7 dias | Referência | 0,267 | 0,309 | 0,442 | 0,528 | 0,588 | 3,91 |
| | 5% SFS | 0,253 | 0,268 | 0,336 | 0,380 | 0,421 | 9,07 |
| | 10% SFS | 0,251 | 0,267 | 0,301 | 0,326 | 0,353 | 9,19 |
| 28 dias | Referência | 0,143 | 0,229 | 0,335 | 0,426 | 0,469 | 3,56 |
| | 5% SFS | 0,122 | 0,177 | 0,222 | 0,268 | 0,297 | 8,92 |
| | 10% SFS | 0,139 | 0,207 | 0,211 | 0,248 | 0,273 | 9,48 |

Os resultados indicam que a adição de sílica ativa reduziu significativamente a absorção de água quando comparadas com os concretos de referência. Aos 7 dias de idade já se nota o efeito da sílica; nos teores de 10% a SFS apresentou uma diminuição da absorção de água por capilaridade de 48% em relação aos concretos de referência para concretos com cimento CP V ARI PLUS. Para os concretos com CP V ARI RS a diminuição dos valores de absorção chegaram a 40% com SFS.

Destaca-se que a ascensão capilar da água dos corpos-de-prova que contém SFS foi maior, porém os coeficientes de absorção correspondentes foram menores. Ao contrário do restante das amostras, a ascensão ocorreu no centro do corpo-de-prova, sendo a altura

de água na base inferior do corpo-de-prova pequena, em torno de 0,5 cm, conforme Figura 2.12.

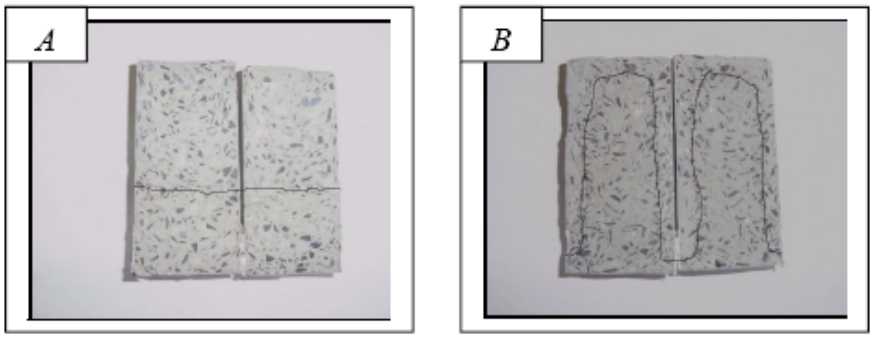



**Figura 2.12 –** Corpos-de-prova após a ruptura do ensaio de absorção de água por capilaridade: (a) referência e (b) com SFS. Fonte: SILVA (2006).

Verifica-se que quanto menor o diâmetro dos poros capilares, maior a pressão e, conseqüentemente, maior a profundidade de penetração da água no concreto. Assim, quanto maior o diâmetro dos poros capilares, menor a profundidade do concreto atingida pela água absorvida. Além de um refinamento dos poros, esperava-se a desconexão dos mesmos, fato este que não ocorreu, ainda que as dimensões dos poros possam não ser importantes do ponto de vista da durabilidade.

### iii. Migração de cloretos:

Neste ensaio o concreto a ser analisado é colocado entre duas células eletroquímicas e uma diferença de potencial de 60 V é aplicada durante 6 horas. Na Tabela 2.13 são apresentadas as cargas passantes nos materiais testados em função dos tipos de cimentos Portland estudados e na Tabela 2.14 são apresentados os riscos de penetração dos íons cloreto dos concretos de acordo com as cargas passantes obtidas.

**Tabela 2.13 –** Cargas passantes em função dos concretos projetados. Fonte: SILVA. (2006).

| Cimento | | CP V ARI Plus | | | CP V ARI RS | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Teor de SFS (%) | | | Teor de SFS (%) | | |
| CARGA PASSANTE (Coulomb) | Idade (dias) | 0 | 5 | 10 | 0 | 5 | 10 |
| | 7 | 4046 | 2622 | 1708 | 3090 | 2480 | 1605 |
| | 28 | 2919 | 1155 | 422 | 2551 | 669 | 316 |

**Tabela 2.14 –** Risco de penetração dos íons cloreto dos concretos analisados. Fonte: SILVA (2006).

| Concretos | Risco de penetração dos íons cloreto | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Cimento CP V ARI PLUS | | Cimento CP V ARI RS | |
| | 7 dias | 28 dias | 7 dias | 28 dias |
| Referência | Alto | Moderado | Moderado | Moderado |
| 5% SFS | Moderado | Baixo | Moderado | Muito baixo |
| 10% SFS | Baixo | Muito baixo | Baixo | Muito baixo |

Analisando-se a Tabela 2.14 verifica-se que os riscos de penetração dos íons cloreto em concretos confeccionados com CP V ARI RS são menores. Sabe-se que os aluminatos combinam-se com os cloretos livres, prolongando o avanço da frente de penetração dos íons cloreto. Quanto à influência da sílica, nota-se seu efeito já nos 7 dias de idade, porém é mais perceptível e significativo aos 28 dias.

**iv. Profundidade de penetração de íons cloreto:**

A profundidade de penetração de íons cloreto foi determinada após aspersão da solução de nitrato de prata com concentração de 0,1 M em amostras de concreto fraturadas por tração por compressão diametral. A Tabela 2.15 mostra os resultados médios em concretos com CP V ARI PLUS e CP V ARI RS.

**Tabela 2.15 –** Frente de penetração dos íons cloreto dos concretos analisados. Fonte: SILVA (2006).

| Cimento | Concretos | Frente de penetração (mm) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 4 ciclos | 8 ciclos | 20 ciclos |
| CP V ARI PLUS | Referência | 3,6 | 4,3 | 6,5 |
| | 5% SFS | 2,7 | 3,0 | 5,2 |
| | 10% SFS | 2,1 | 2,2 | 3,9 |
| CP V ARI RS | Referência | 3,1 | 4,4 | 6,3 |
| | 5% SFS | 2,5 | 3,1 | 4,9 |
| | 10% SFS | 2,0 | 2,8 | 3,4 |

Pela Tabela 2.15 verifica-se que a profundidade de penetração dos íons cloretos após 20 ciclos foi muito pequena, atingindo uma profundidade de penetração máxima de 6,5 mm para o concreto de referência com CP V ARI PLUS. Assim, observa-se que os íons cloretos não atingiram a armadura em nenhum dos concretos analisados, não apresentando risco algum para o início da corrosão.

Concretos de melhor qualidade, como indicado pela baixa carga passante, apresentaram menor profundidade de penetração de íons cloretos após diferentes períodos de imersão parcial, e a profundidade de penetração aumenta com o aumento do tempo de exposição na solução de NaCl, como era esperado.

A introdução da sílica evidenciou um efeito benéfico quanto à penetração de íons cloretos em comparação com os concretos sem sílica. Quanto ao tipo de cimento utilizado, a diferença foi muito pequena, obtendo-se menores valores de frente de penetração de íons cloreto em concretos com CP V ARI RS.

Fica aqui comprovado que com a adição de 10% de sílica ativa, nos microconcretos realizados, haverá uma efetiva proteção da barra de aço quanto à ação de cloretos.

Nas peças calculadas como fissuradas, analogamente à problemática existente quanto à ação da carbonatação, há que se tomar um cuidado adicional, com um tratamento posterior à entrada em serviço, no caso dos elementos estruturais fletidos.

As considerações aqui apresentadas não levam em conta a possibilidade de cálculo de um elemento estrutural fletido e fissurado na região tracionada. É bem provável que, se não houver uma proteção adicional na situação em serviço, o concreto não poderá ser considerado de alto desempenho, tal qual se observou no caso da carbonatação.

# 3. CARACTERÍSTICAS GERAIS PARA UTILIZAÇÃO DA ADUELA

Nesse capítulo da pesquisa são apresentadas as possíveis configurações da passarela estaiada para a utilização do elemento pré-moldado, como foi realizada a escolha da aduela, o sistema de protensão e de ancoragem dos estais, assim como o processo de montagem dos elementos que compõem o tabuleiro e as alternativas para execução do projeto.

## 3.1. Configurações da Passarela:

Dentre as passarelas estaiadas, pode-se ter várias configurações de torres e suposições de projeto. Na figura 3.1 é mostrada uma torre central ligando dois lados de aterro em nível com o tabuleiro. Nota-se a utilização de estais na extremidade do tabuleiro, pois nas premissas de cálculo foi considerado que o tabuleiro estaria em balanço.

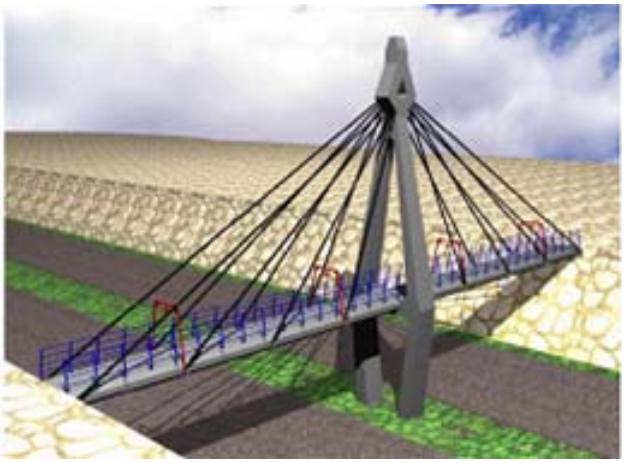


**Figura 3.1** – Passarela estaiada com tabuleiro em balanço.

A suposição do tabuleiro em balanço é justificada quando se necessita construir duas torres em seqüência, não sendo possível apoiar pelo menos uma das extremidades do tabuleiro, como mostrado na figura 3.2.

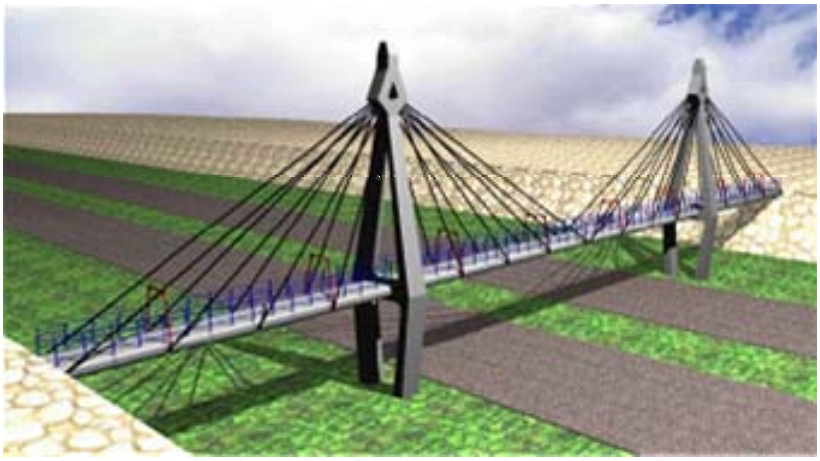


**Figura 3.2** – Passarela estaiada com duas torres em seqüência.

Também se pode considerar que a extremidade do tabuleiro encontra-se apoiada, portanto há um alívio de esforços solicitantes na torre e conseqüentemente, um alívio de esforços na fundação, bem como, pode-se dispensar os dois últimos pares de estais, como mostrado na Figura 3.3.

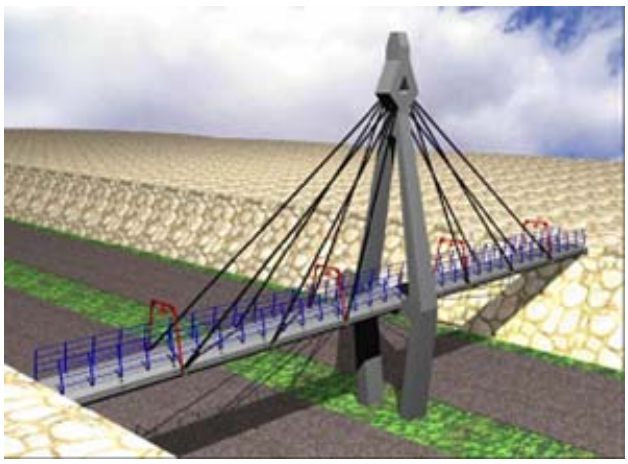


**Figura 3.3** – Passarela estaiada com tabuleiro apoiado na extremidade.

Não esquecendo a situação mais comum encontrada em rodovias, pode-se ter uma passarela na qual as extremidades não se encontram em nível com o tabuleiro, sendo necessário que o pedestre suba uma rampa ou escada, para então percorrer a parte do tabuleiro estaiado, Figura 3.4. Neste caso, parte do tabuleiro é executada em concreto armado e parte é executada com concreto protendido, e estaiado. Nota-se que um lado da torre é ancorada diretamente no chão através de blocos suficientemente rígidos e profundos.

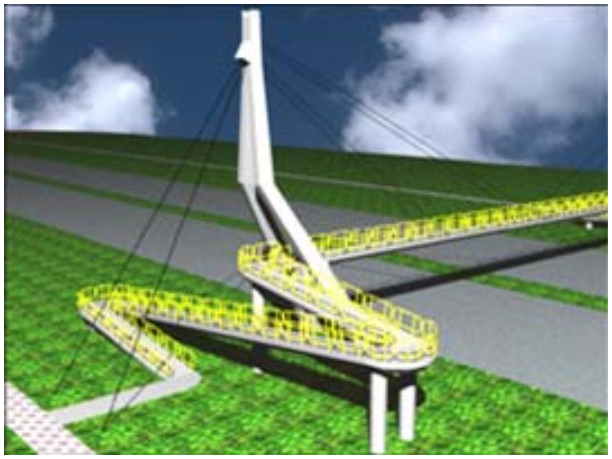


**Figura 3.4** – Passarela estaiada com rampa de acesso até o tabuleiro estaiado.

## 3.2. Escolha da Aduela:

Para a escolha da seção transversal para a aduela utilizada na montagem do tabuleiro, foi feito um estudo simples para vê o funcionamento da aduela, onde tentou-se primeiramente escolher um perfil aberto como mostrado na Figura 3.5a, mas o mesmo não apresentava uma inércia e espaço físico suficiente para a aplicação dos cabos de protensão. Neste perfil, também se notou que o centro de gravidade era deslocado muito para cima pela ausência da laje inferior, ocasionando tensões na face inferior muito altas, portanto concluiu-se que o perfil deveria ser celular, além do mais, perfis abertos mostram uma rigidez a torção relativamente menor.

Para a Figura 3.5b, notou-se que apesar de ser a mais utilizada para estruturas de pontes, não seria possível utiliza-la, pois na aplicação dos estais na lateral da aduela par, ocasionaria ruptura na parte lateral da peça por falta de rigidez.

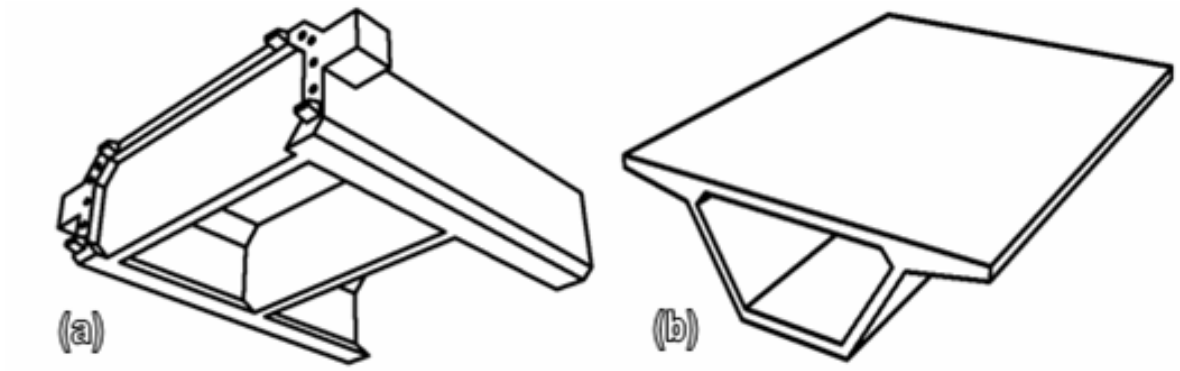



**Figura 3.5 –** (a) Perfil aberto para a aduela. (b) Perfil utilizado em estruturas de ponte.

Se fosse escolhido um perfil fechado (celular) simples, como mostrado na Figura 3.6a, teríamos todos os requisitos necessários para que o mesmo fosse escolhido (inércia,

rigidez e espaço físico para a aplicação da protensão), porém quando fosse analisado o efeito aerodinâmico, as laterais ofereciam grande resistência ao vento, além de possuir cantos muitos pontiagudos que é ruim para a pré-moldagem.

Já o perfil celular da Figura 3.6b seria muito pesado para este tipo de projeto, aproximadamente 45% a mais do que o perfil escolhido (Figura 3.7).

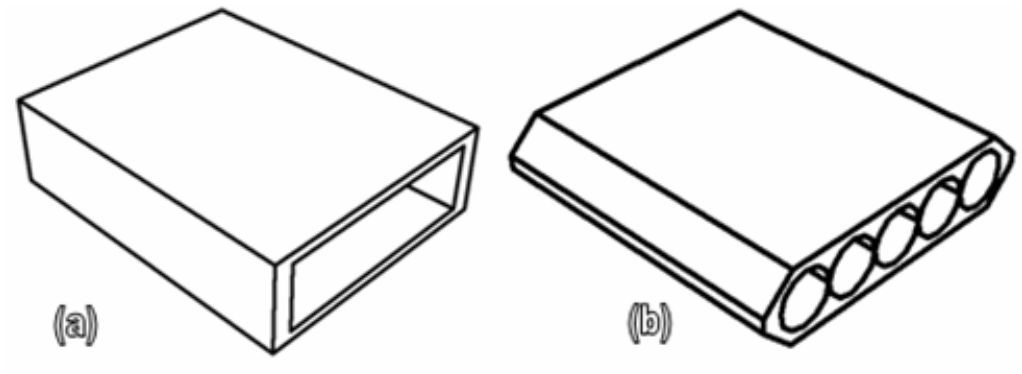



**Figura 3.6 –** (a) Perfil celular simples. (b) Perfil celular muito pesado.

Portanto, após varias análises, chegou-se a conclusão que o perfil da Figura 3.7 seria o mais indicado para esta situação.

Ressalta-se então, que a ênfase do presente trabalho é confeccionar elementos celulares pré-moldados de pequena espessura, protendendo os mesmos para compor o tabuleiro de passarelas estaiadas, já que a torre é de concreto armado com dimensões suficientes para suportar os esforços solicitantes. Portanto, o elemento celular escolhido possui uma largura útil de 2,00 m por 2,45 m de comprimento, conforme Figura 3.7. A altura total da seção é de 70,00 cm e a largura total de 240,00 cm, com a espessura da laje superior e da laje inferior de 7,00 cm, bem como todas as espessuras á 45º graus, conforme a Figura 3.8. O resumo do dimensionamento da Aduela está descrito no Apêndice A.

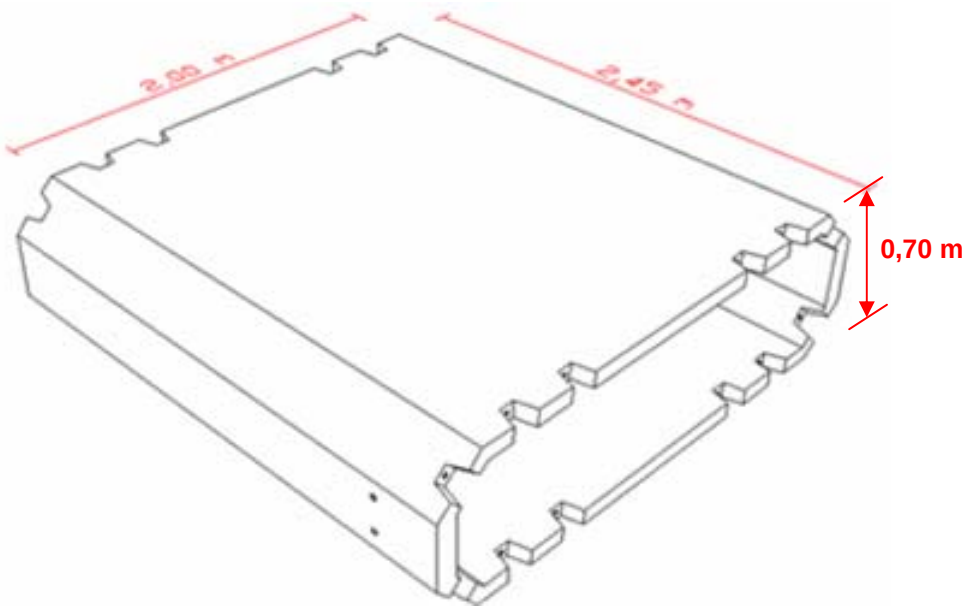



**Figura 3.7 –** Perfil celular escolhido para a confecção das aduelas (medidas em metro).

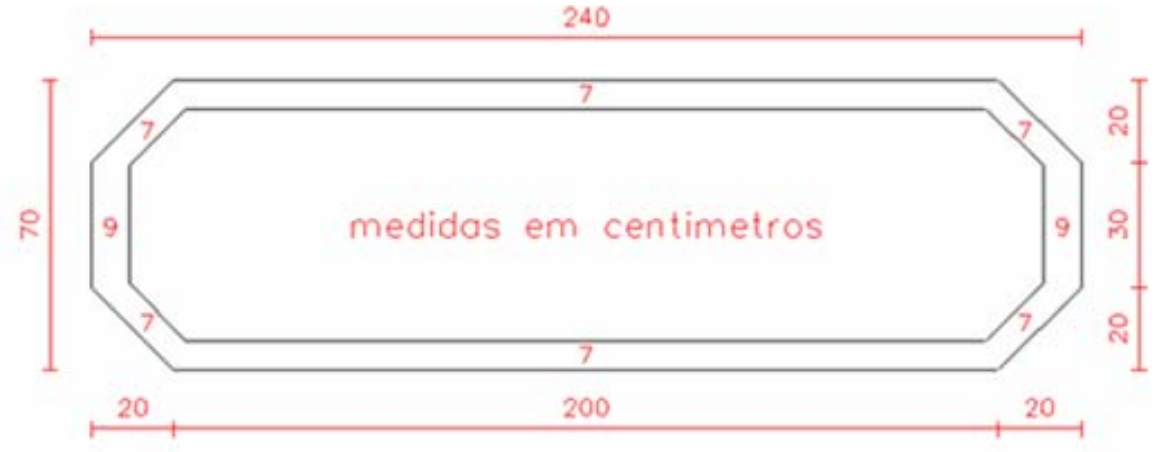



**Figura 3.8 –** Detalhe da seção transversal da aduela (medidas em cm).

Somente as duas laterais da peça possuem uma espessura de 9,00 cm que poderia proporcionar uma maior rigidez ao elemento estrutural e para facilitar o transpasse da armadura em tela soldada, Figura 3.9. Os transpasses das telas serão feitos respeitando-se a condição de sobreposição de duas malhas, como recomenda a norma para armaduras principais com fios de $\Phi \leq 8{,}00$ mm. Além das telas soldadas, será aplicada uma protensão no sentido longitudinal da peça através de barras de Dywidag; para isso a peça será moldada com furos de diâmetro suficiente no qual seja possível a introdução do sistema de protensão e posteriormente a entrada do macaco de protensão aplicando-se uma força normal no sistema. A distância entre barras de protensão não será inferior a 21 cm, como mostrado na Figura 3.10.

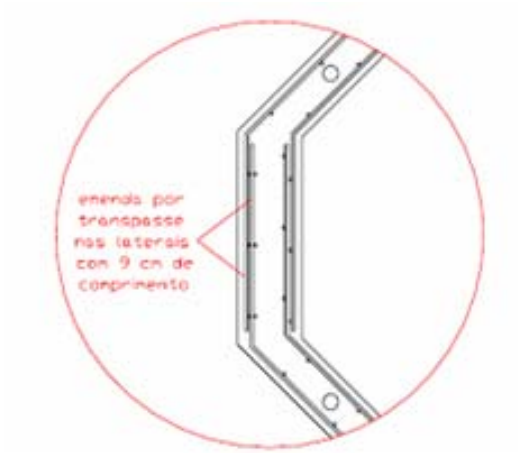



**Figura 3.9 –** Região da seção na qual será feita a emenda das telas soldadas.

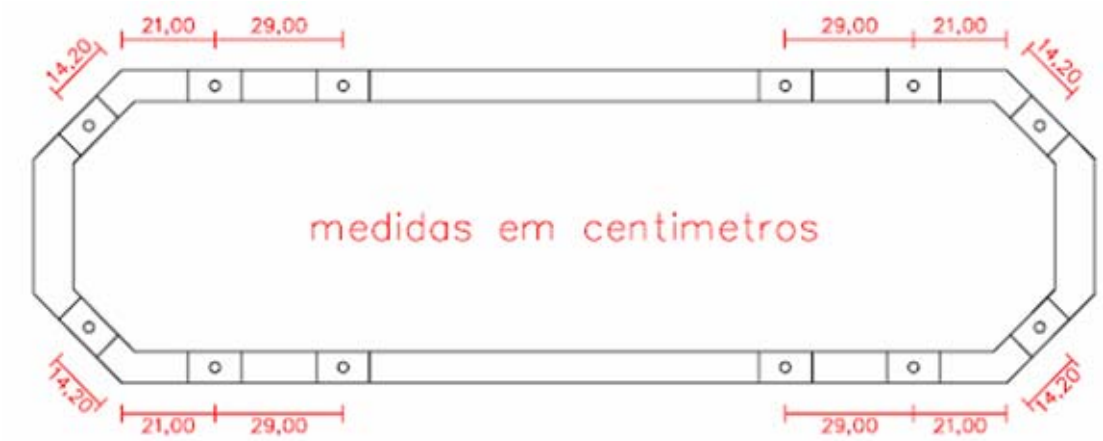



**Figura 3.10 –** Distância entre barras de protensão (medidas em centímetro).

## 3.3. Processo de execução da passarela:

A dimensão da torre pode ser aproximadamente a mesma, independente da configuração escolhida. A altura livre para tráfego dos veículos deverá ser tal que comporte veículos de todas as classes. Os esforços suportados por ela serão dimensionados de acordo com a teoria de concreto armado. Tomando-se como referencia a configuração da Figura 3.1, pode-se dizer que todas as torres confeccionadas para os elementos pré-moldados com as dimensões da Figura 3.8 e com 12 cabos de protensão como mostrado na Figura 3.10, terão aproximadamente uma altura livre para tráfego de veículos de 5,00 a 7,00 m da pista até a face inferior do tabuleiro da passarela, e uma altura útil para a aplicação dos estais de 10,00 a 12,00 m. Assim sendo, os elementos pré-moldados protendidos poderão vencer até 20 m de comprimento, supondo a pior condição de vinculação nas extremidades da passarela, Figura 3.11.

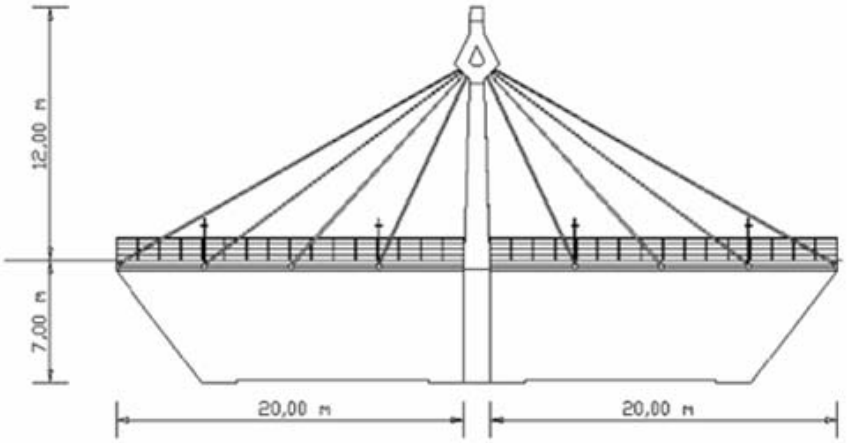



**Figura 3.11 –** Altura da torre e vão vencido pelo tabuleiro protendido (medidas em metro).

Para a montagem do tabuleiro protendido, parte-se do principio que a torre já está executada em concreto armado, devidamente dimensionada inclusive para forças de momento de torção solicitados por alguns elementos, com os furos de protensão passantes pela torre, como mostrado na Figura 3.12.

Após o concreto da torre alcançar a resistência desejada, faz-se o escoramento das duas primeiras aduelas protendendo as mesmas contra a torre. Em qualquer das situações, há inúmeras soluções para os procedimentos de escoramento.

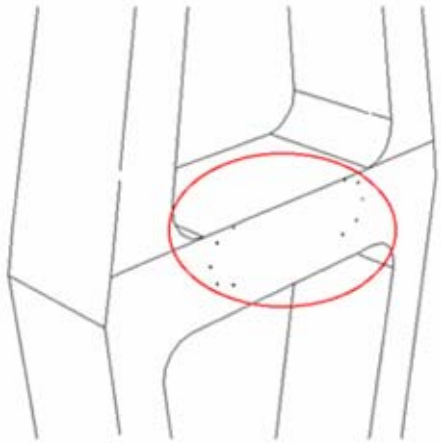


**Figura 3.12 –** Furos deixados na torre para a passagem dos cabos de protensão.

Daí em diante, será possível protender a aduela posterior na aduela anterior.

## 3.4. Sistema de protensão da aduela:

O presente trabalho propõe que as aduelas sejam protendidas de duas em duas, através de um sistema composto por placas quadradas de 7,00 cm de comprimento e 2,00 cm de espessura, por porcas de 3,00 cm de diâmetro inscrito e 4,00 cm de comprimento

para garantir uma protensão segura das peças, por uma luva de emenda de 3,50 cm de diâmetro e 8,00 cm de comprimento, como mostrado na Figura 3.13. Nota-se na Figura 3.14 que o sistema de protensão citado foi montado nos nichos deixados na peça durante a concretagem. O sistema de protensão é mostrado na Figura 3.15.

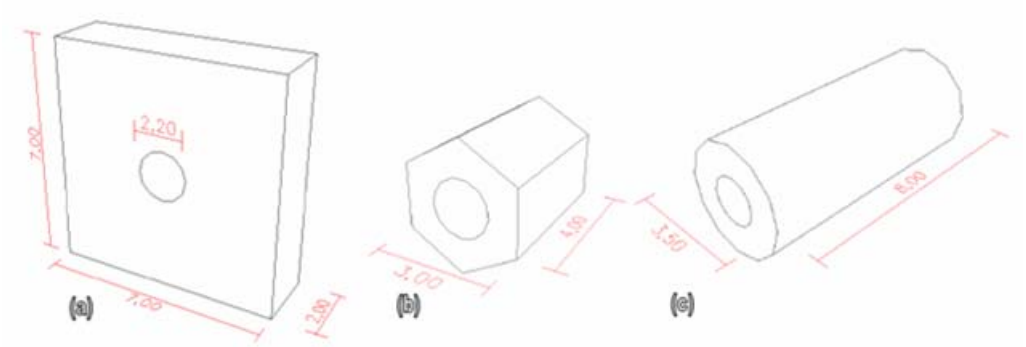



**Figura 3.13 –** Detalhe do sistema de protensão: (a) placa. (b) porca. (c) luva (medidas em centímetro).

**Figura 3.14 –** Sistema de protensão montado nos nichos deixados na peça.

**Figura 3.15 –** Foto do sistema de protensão.

Apresenta-se a seguir o processo de montagem das peças e o sistema de protensão propriamente dito. Para protender a primeira aduela na torre, deve-se dispor do escoramento dito anteriormente, bem como a barra de Dywidag passada por dentro do furo longitudinal da peça.

Coloca-se a placa e a porca na barra de Dywidag que ficou de espera na extremidade da peça (pelo menos 4,00 cm de espera), em seguida aplica-se a protensão com macacos hidráulicos específicos para tal finalidade que são alugados pela mesma empresa que forneceu o produto de protensão (barras, placas, porcas e luvas), Figura 3.16. As informações sobre o macaco de protensão estão detalhadas no Apêndice D.

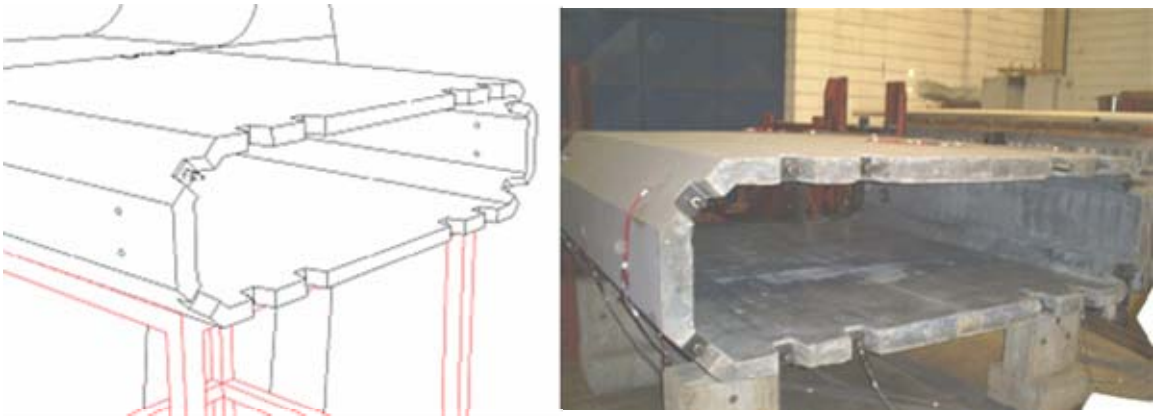


**Figura 3.16 –** Perspectiva e foto da primeira peça escorada com a aplicação da protensão.

Realizada a protensão da primeira peça na torre, passa-se para a protensão da aduela posterior, na aduela anterior. Para isso, aproxima-se a aduela posterior da aduela anterior com as barras de Dywidag devidamente passadas por dentro dos furos. Nesse momento, rosqueia-se a luva na barra de Dywidag da aduela anterior e em seguida, aproxima-se a barra de Dywidag da aduela posterior para perto da luva, rosqueando-a também. Na seqüência, aproxima-se a aduela posterior da aduela anterior, repetindo o processo de montagem, aplicando-se a protensão novamente com a placa e porca no final da aduela posterior, como mostrado na Figura 3.17.

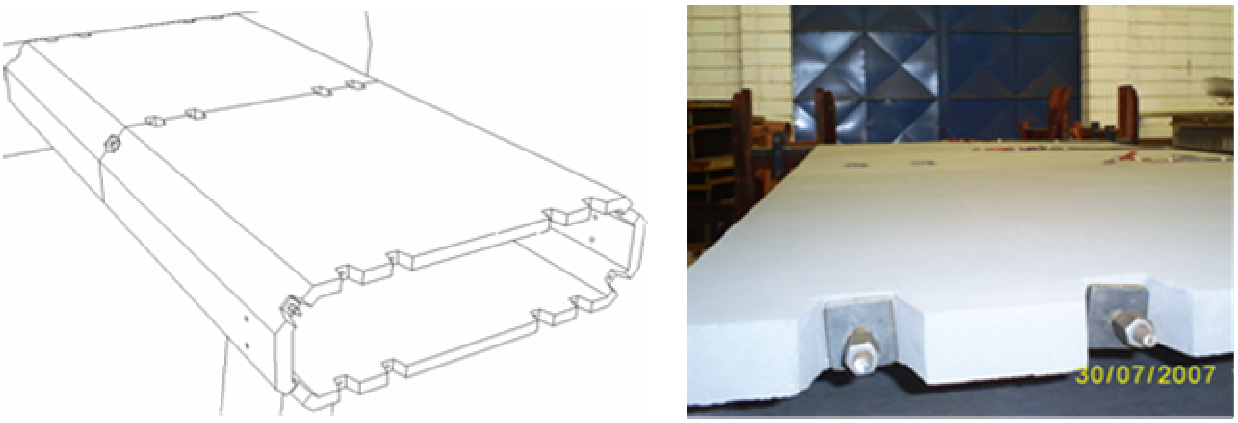



**Figura 3.17 –** Perspectiva e foto das aduelas acopladas e prontas para a protensão.

## 3.5. Sistema de ancoragem dos estais:

Após a montagem de duas aduelas, com todos os cabos de protensão devidamente colocados, aplica-se o sistema de ancoragem de estais, como mostrado na Figura 3.18 e detalhado na Figura 3.19. Para este sistema serão utilizadas barras de aço com 1" de diâmetro e chapas com espessura de 3/8".

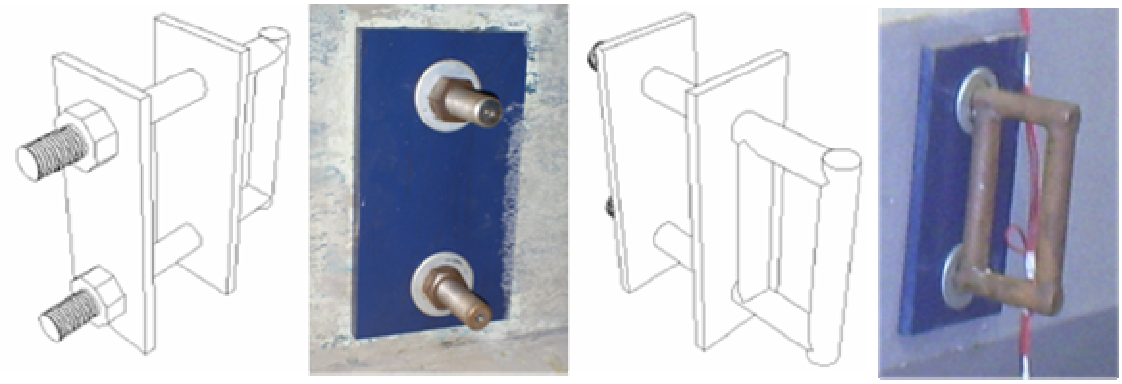


**Figura 3.18 –** Perspectivas e fotos do sistema de ancoragem dos estais.

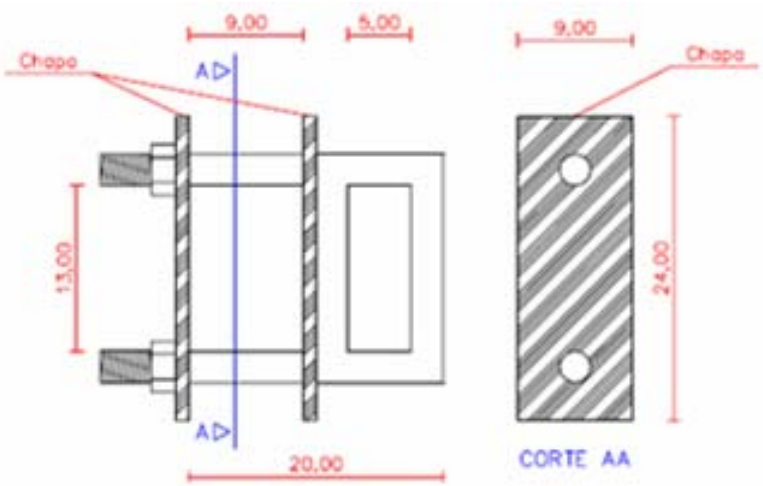



**Figura 3.19 –** Detalhamento do sistema de ancoragem dos estais (medidas em centímetro).

A vantagem deste sistema de ancoragem é que se a peça passar pelos testes de ruptura localizada próxima a ancoragem, especificamente na quina superior e no meio do vão, como mostrado no apêndice A e ilustrado na Figura 3.20, será fácil e rápido sua montagem, pois se tem apenas que encaixar os dois parafusos horizontais nos furos laterais com as chapas de aço devidamente colocadas e rosquear as porcas conferindo-lhes pressão necessária para que seja possível uma distribuição de esforços uniforme, como mostrado na Figura 3.21.

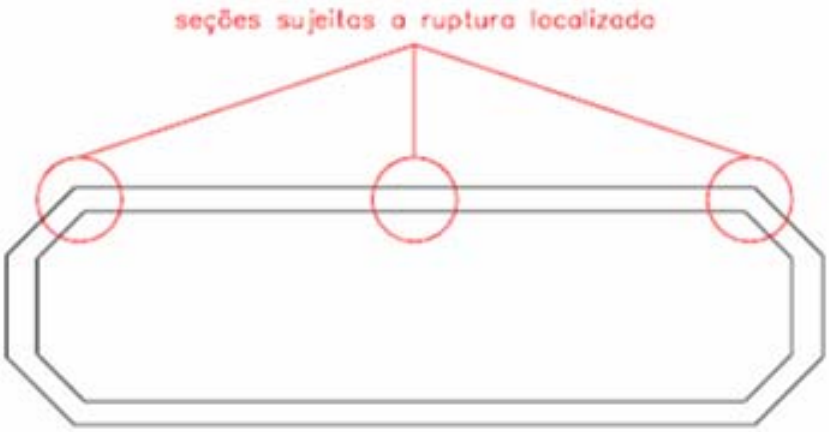
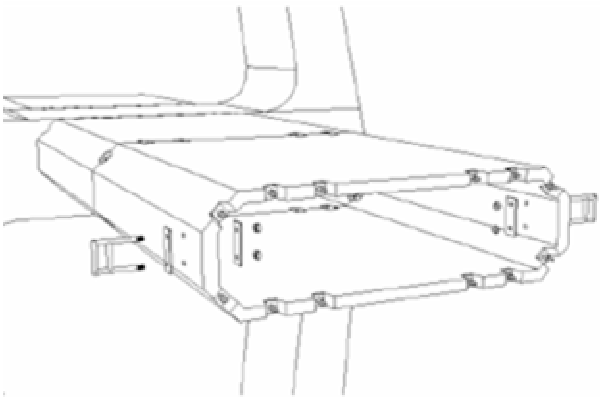



**Figura 3.20 –** Seções da peça sujeitas a ruptura localizada.



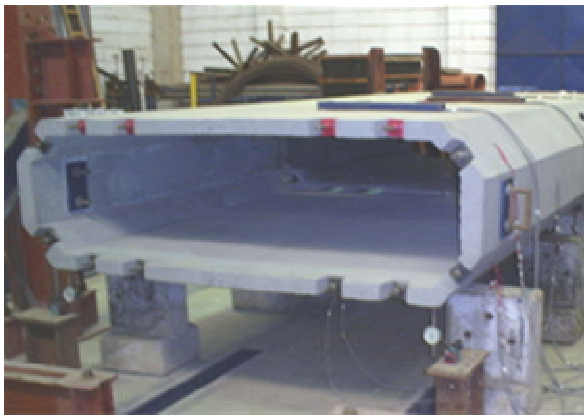


**Figura 3.21 –** Perspectiva e foto do sistema de ancoragem na aduela.

Nota-se que após a montagem do sistema de ancoragem, foram passados os estais nos dois lados da aduela. Estes estais, poderão ser também de barras de Dywidag com diâmetro de 32 mm de diâmetro.

# 4. DESENVOLVIMENTO DO ELEMENTO PRÉ-MOLDADO

Este item contém como foram realizadas as etapas de que visa à caracterização dos materiais empregados para a produção da Aduela, em seguida, um estudo de dosagem e a caracterização dos concretos elaborados com auxílio de corpos-de-prova cilíndricos. Foram moldadas duas aduelas para verificar o comportamento de um tramo da passarela, portanto as etapas descritas anteriormente foram analisadas para cada Aduela. Visando melhor compreensão do texto, o nome “Aduela I” refere-se à primeira peça moldada e o nome “Aduela II” a segunda peça.

## 4.1. Materiais utilizados para a concretagem das aduelas:

O Microconcreto usado para a confecção das aduelas que compõem o tabuleiro, está justificado nos trabalhos de LIBORIO & MELO (1996), MELO (2000), SILVA, I.J. (2002), GIANNOTTI DA SILVA (2006), COSTENARO (2003), SILVA (2002 e 2007), CASTRO (2007), FAGURY (2002). Para isso foi utilizado CP V ARI RS, agregados miúdos e brita 0 (Dmáx de 9,5mm e em consonância com as características geométricas do elemento estrutural e da armadura). O traço foi projetado a partir das recomendações realizadas por LIBORIO. & MELO (1996), com os respectivos avanços já obtidos, e os procedimentos estabelecidos por HELENE & TERZIAN (1994).

Como armadura passiva usou-se a tela soldada EQ 98 com diâmetro de 2,5mm espaçados de 5cm, cujo o dimensionamento e detalhamento esta descrito no item A.1 do Apêndice A. Já para a armadura ativa, selecionou-se barras de aço de alta resistência da Dywidag, de diâmetro de 15 mm para as barras de protensão do tabuleiro e de diâmetro de 32 mm para as barras dos estais. A fabricação das conexões descritas no item 3.4 são de aço galvanizado A36.

## 4.2. Seleção e caracterização dos materiais:

A escolha adequada dos materiais para a preparação de um concreto de alto desempenho é de fundamental importância para atender os requisitos de funcionalidade previstos no projeto de cada peça. Por tanto, todos os materiais usados para a concretagem

das aduelas, foram caracterizados de acordo com as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

### 4.2.1. Agregados:

A seleção do agregado graúdo foi em consonância com as características geométricas do elemento estrutural e da armadura, por isso optou-se por um pedrisco com dimensão máxima de 9,5 mm para a moldagem da primeira Aduela, a qual se nomeou de "Aduela I". Já na moldagem da segunda Aduela, "Aduela II", usou-se um pedrisco com dimensão máxima de 6,3 mm. A utilização desse pedrisco mais fino foi uma tentativa de facilitar a passagem do concreto entre as armaduras de tela soldada.

As características dos dois tipos de pedriscos utilizados, provenientes de jazidas da pedreira INDERP de Ribeirão Preto-SP, estão expostos na Tabela 4.1 e as suas curvas de distribuição granulométricas na Figura 4.1 e Figura 4.2.

**Tabela 4.1 –** Características dos pedriscos.

| Característica | Aduela I | Aduela II | Unidade |
|---|---|---|---|
| Massa Específica | 2,86 | 2,86 | g/cm$^3$ |
| Massa unitária no Estado compactado | 1,55 | 1,54 | g/cm$^3$ |
| Dimensão máxima característica | 9,5 | 6,3 | mm |
| Módulo de finura | 5,03 | 5,06 | mm |

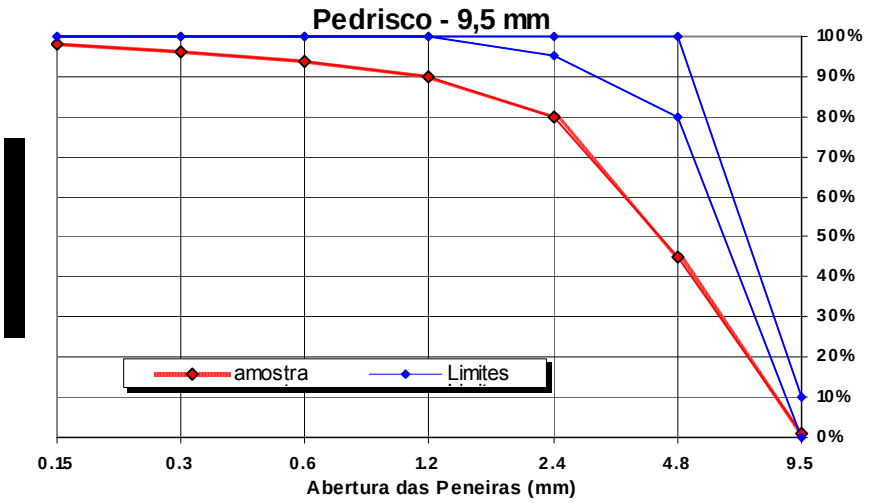



**Figura 4.1 –** Curva de distribuição granulométrica do pedrisco da Aduela I.

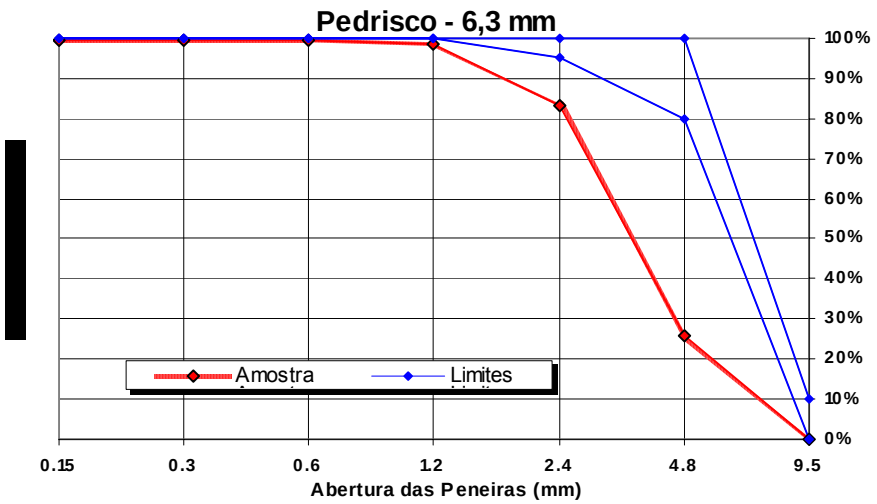



**Figura 4.2 –** Curva de distribuição granulométrica do pedrisco da Aduela II.

Já os agregados miúdos, foram selecionados de acordo com os tipos de areias extraídas de cavas disponíveis na região de São Carlos e com estudos de empacotamento de partículas entre essas areias. O empacotamento de partículas visa minimizar os vazios existentes na mistura tornando o produto final mais compacto e consequentemente mais resistente.

Neste trabalho utilizou-se um método indicado que consiste na determinação experimental da massa unitária no estado compactado seco de diferentes combinações de proporções dos dois componentes em que se deseja obter o melhor empacotamento. A melhor proporção entre os componentes é aquela que apresentar a maior massa unitária, pois representa a melhor condição de preenchimento dos vazios entre as partículas. É possível determinar a melhor proporção entre dois componentes e em seguida fixar esta proporção para compor com um terceiro componente e assim sucessivamente, desde que as composições sigam a ordem decrescente das dimensões dos componentes.

Nas composições granulométricas de ambos agregados foram determinados: a dimensão máxima característica, o módulo de finura e a percentagem média retida em cada peneira. A dimensão máxima característica, correspondente à abertura nominal da malha da peneira, em milímetros, na qual o agregado apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa. Já o módulo de finura, corresponde à soma das porcentagens retidas acumuladas em massa do agregado nas peneiras, dividida por 100.

Para a medição da massa específica dos agregados, definida como a relação entre a massa do agregado seco em estufa e o volume igual do sólido, utilizou-se uma balança com resolução de 0,1g, para a pesagem do material, e o frasco de Chapman, para a

determinação do volume pelo deslocamento da água. A determinação da massa específica foi determinada com base nas indicações da NBR 9776 (1987). O frasco de Chapman foi usado também para a determinação do teor de umidade superficial dos agregados miúdos antes das concretagens.

A massa unitária no estado solto, definida como o quociente entre a massa de agregado lançado no recipiente e o volume deste, foi determinada de acordo com as prescrições da NBR 7251 (1982). Encheu-se um recipiente de 3 litros, com o agregado seco sendo lançado há uma altura de aproximadamente 10 cm do topo do recipiente, e após a rasadura da superfície determinou-se a massa do agregado.

Já a massa unitária no estado compactado seco, definida como o quociente entre a massa do agregado lançado e compactado no recipiente e o volume deste, foi determinada de acordo com as prescrições da NBR 7810 (1983). A diferença do procedimento para a massa unitária no estado solto é a compactação do agregado seco em 3 camadas iguais, sendo cada camada compactada com 25 golpes utilizando haste padronizada.

Foram empregados três tipos de areias em cada aduela, sendo duas iguais para ambas as aduelas, nomeadas de Areia Média e Areia Fina. Como terceiro agregado miúdo, para a Aduela I nomeou-se de Areia Grossa e para a Aduela II nomeou-se de SM 500.

Os agregados miúdos Areia Grossa e Areia Fina são areias quartzosas provenientes de uma mineradora situada na cidade de Descalvado na região de São Carlos. A Areia Média é uma areia quartzosa de cava retirada de uma jazida próxima à cidade de São Carlos proveniente da mineradora Itaporanga.

O agregado denominado nesse trabalho de areia SM 500, se trata de um agregado bem mais fino que os agregados geralmente utilizados na construção civil, é uma areia quartzosa comercializada pela Mineração Jundu Ltda, que foi escolhida por apresentar partículas menores que as partículas presentes nas demais areias utilizadas. Tal areia foi utilizada para melhorar o empacotamento das partículas do traço, melhorando a continuidade das dimensões das partículas dos agregados com a dos aglomerantes, melhorando o acabamento superficial da aduela.

Algumas características da areia Jundu estão apresentadas a seguir:

- massa específica = 2,63 g/cm$^3$;
- teor de material retido na malha 500 (abertura de 25 μm) = 0,7 %;
- perda ao fogo = 0,08 %.

As características das areias descritas anteriormente, exceto a areia SM 500, estão expostas na Tabela 4.2 e as suas curvas de distribuição granulométricas na Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.5.

**Tabela 4.2 –** Características dos agregados miúdos.

| Característica | Areia Grossa | Areia Média | Areia Fina | Unidade |
|---|---|---|---|---|
| Massa Específica | 2,64 | 2,63 | 2,64 | g/cm$^3$ |
| Massa unitária no Estado compactado | 1,66 | 1,73 | 1,71 | g/cm$^3$ |
| Dimensão máxima característica | 4,8 | 2,4 | 1,2 | mm |
| Módulo de finura | 3,70 | 2,03 | 1,99 | mm |
| Classificação (NBR 7211/1983) | Zona 4 | Zona 2 | Zona 1 | |

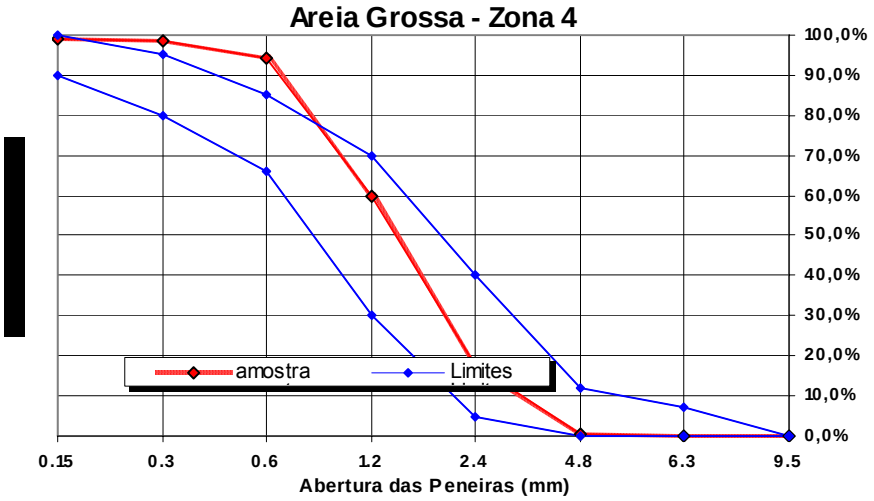



**Figura 4.3 –** Curva de distribuição granulométrica da Areia Grossa.

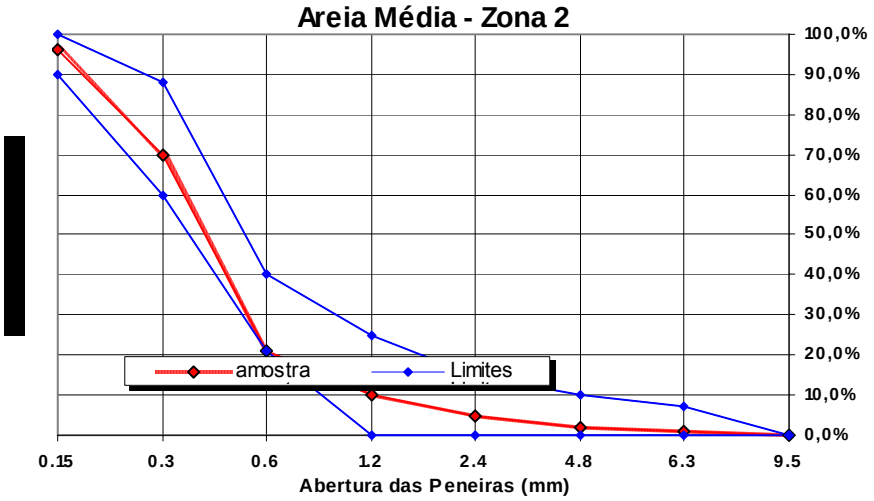



**Figura 4.4 –** Curva de distribuição granulométrica da Areia Média.

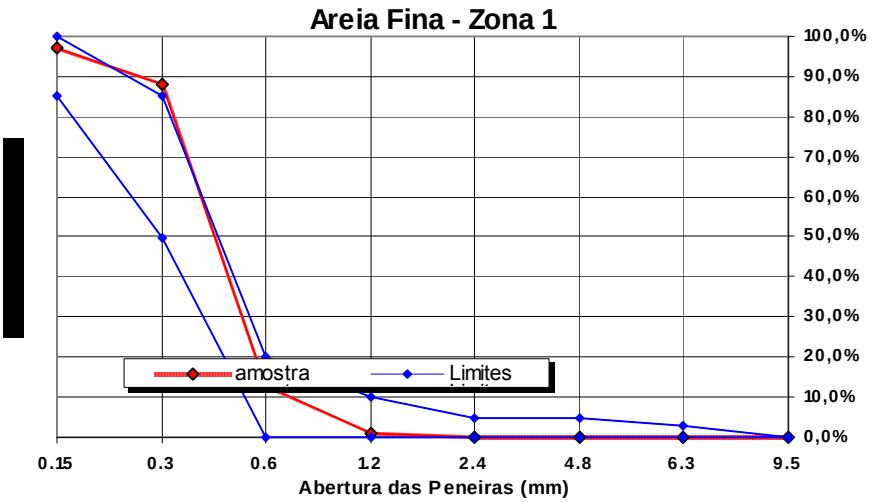



**Figura 4.5 –** Curva de distribuição granulométrica da Areia Fina.

### 4.2.2. Cimento:

Como aglomerante hidráulico, utilizou-se o CP V ARI RS, por ser um cimento que oferece um bom desempenho frente aos meios agressivos sulfatados por causa da adição de cinza pozolânica na sua fabricação. Outro motivo importante para a sua escolha foi à propriedade de atingir elevadas resistências já nos primeiros dias após sua aplicação, facilitando a desmoldagem e o transporte da peça, que são ótimas vantagens para o processo produtivo da pré-moldagem. As informações técnicas do CP V ARI RS, produzido e comercializado pela Holcim Brasil S.A. estão expressas na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 –** Dados técnicos do CP V ARI RS.

| Característica | | Valores médios | Unidade |
|---|---|---|---|
| Massa Específica (NBR NM 23:1998) | | 3,08 | $Kg/dm^3$ |
| Área Específica (BET) | | 350 | $m^2/kg$ |
| Perda ao fogo | | 2,68 | % |
| Teor retido na peneira # 325 | | 8,00 | % |
| Teor de $CO_2$ | | 2,49 | % |
| Teor de $SO_3$ | | 2,49 | % |
| Teor de Resíduo insolúvel | | 0,79 | % |
| Teor de Escória de alto forno | | 30 | % |
| Tempo de Pega | Início | 170 | minutos |
| | Fim | 260 | minutos |
| Resistência à compressão | 1 dia | 18,0 | MPa |
| | 3 dias | 31,0 | MPa |
| | 7 dias | 38,0 | MPa |
| | 28 dias | 46,4 | MPa |

### 4.2.3. Adição:

Na escolha da adição levou-se em conta a produção de um concreto mais resistente e durável, portanto, usou-se a adição de sílica ativa de Fe-Si em teor de 10% em substituição volumétrica ao cimento. Como fatores positivos da adição da sílica ativa, podemos citar a ocorrência de grande quantidade de C-S-H, que é um produto aderente, e que melhora muito a zona de interface entre a pasta de cimento e o agregado, e também com a armadura, refinando os poros, desconectando-os. A sílica ativa utilizada na presente pesquisa possui uma massa específica de 2,10 kg/dm$^3$, é comercializada pela Elkem Materials South America Ltda, cuja composição química é apresentada na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4 –** Composição química da sílica ativa de Fé-Si.

| Elementos | Valores médios (%) |
|---|---|
| Sílica amorfa ($SiO_2$) | 95,25 |
| Potássio ($K_2O$) | 1,33 |
| Magnésio (MgO) | 0,49 |
| Ferro ($Fe_2O_3$) | 0,35 |
| Sódio ($Na_2O$) | 0,22 |
| Cálcio (CaO) | 0,17 |
| Fósforo ($P_2O_5$) | 0,17 |
| Manganês (MnO) | 0,11 |
| Alumínio ($Al_2O_3$) | 0,04 |

### 4.2.4. Aditivo:

Para a redução da água de amassamento, escolheu-se um aditivo superplastificante à base de éster carboxílico, que produz o efeito de dispersão das partículas de cimento pela repulsão eletrostática. Entre os aditivos superplastificantes existentes no mercado, foi escolhido o ADVA Cast por apresentar a maior eficiência com o CP V ARI RS, conforme análises realizadas pelo ensaio de miniabatimento no LMABC. Esse procedimento descrito por BUCHER (1988), consiste em avaliar a eficiência de teores diversos de aditivo, determinando o abatimento de pequenas quantidades de cimento com a adição usando o minitronco de cone.

O aditivo superplastificante ADVA Cast é comercializado pela Grace Brasil Ltda, cujos dados técnicos apresentam-se na Tabela 4.5.

**Tabela 4.5 –** Dados técnicos do aditivo ADVA Cast.

| | |
|---|---|
| Função principal | Superplastificante de 3ª geração |
| Base química | Policarboxilatos |
| Aspecto | Líquido viscoso |
| Cor | Bege claro |
| Densidade | 1,08 kg/dm$^3$ |
| Teor de sólidos | 30 % |
| Viscosidade | Baixa |

## 4.3. Definição do traço do concreto das aduelas:

A determinação dos traços de concreto seguiu os procedimentos que vêm sendo adotados no LMABC. O índice de consistência, determinado por meio de um tronco de cone, foi de 230 ± 10 mm, de acordo com a NBR NM 67 (1998).

Portanto, definidos os materiais disponíveis na região de São Carlos-SP e as suas composições, o próximo passo foi à determinação do teor "ideal" de argamassa ($\alpha$).

$$\boxed{\alpha = \frac{1+a}{1+a+p}}$$

onde: a = proporção de aglomerante miúdo na mistura;

p = proporção de aglomerante graúdo na mistura;

Esse teor foi determinado verificando várias misturas com teores de argamassa diversos, até que encontrar um teor que envolva completamente os agregados graúdos de forma que o concreto seja trabalhável, coeso, não ocorra exsudação e possua um bom acabamento superficial do concreto.

O traço 1:m representa a proporção aglomerante:agregado que compõe a mistura, a letra m representa o total de agregados que nesse caso refere-se a composição de areias selecionadas mais o pedrisco.

Após a caracterização de todos os materiais componentes dos traços das aduelas, determinou-se a composição entre eles e em seguida o teor de argamassa.

A Tabela 4.6 apresenta um resumo da dosagem dos concretos das duas aduelas e a Tabela 4.7 e Tabela 4.8 apresentam as planilhas de cálculos do teor de argamassa dos mesmos.

**Tabela 4.6 –** Resumo da dosagem dos concretos das Aduelas.

| Especificação | Aduela I | Aduela II | Unidade |
|---|---|---|---|
| Traço | 1:2,32 | 1:2,5 | – |
| Relação água/aglomerante | 0,33 | 0,35 | – |
| Teor de Argamassa (α) | 63 | 63 | % |
| Consistência | 230 | 240 | mm |
| Espalhamento | 40 | 42 | cm |
| Massa Específica | 2400 | 2400 | $kg/m^3$ |
| **Consumo teórico de material para um volume de 1 $m^3$** | | | |
| Cimento (CP V ARI RS) | 612,29 | 586,46 | kg |
| Sílica Ativa (SFS) | 46,54 | 39,99 | kg |
| Pedrisco ($\Phi_{máx}$ = 9,5 mm) | 807,27 | — | kg |
| Pedrisco ($\Phi_{máx}$ = 6,8 mm) | — | 811,24 | kg |
| Areia Grossa | 344,34 | — | kg |
| Areia Média | 229,56 | 475,56 | kg |
| Areia Fina | 143,47 | 203,81 | kg |
| SM 500 | — | 75,49 | kg |
| Água | 216,87 | 219,25 | L |
| Superplastificante (ADVA Cast) | 6,35 | 5,86 | kg |

**Tabela 4.7 –** Planilha de cálculo do teor de argamassa do concreto da Aduela I.

| Teor de Argamassa % | Traço unitário | | | | | | | Cimento (kg) | | Sílica Ativa (kg) | | Areia média (kg) | | Areia fina (kg) | | SM 500 (kg) | | Super plastif. (kg) | | Água (kg) | | Relação a/agl final |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | % | 10,0 | % | 63 | % | 27 | % | 10 | % | 1,0 | | | |
| | 1 : m = 2,32 | | | | | | | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | |
| | c | : | sa | : | a | : | p | | | | | | | | | | | | | | | |
| 51 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,69 | : | 1,63 | 16,60 | 0,71 | 1,35 | 0,058 | 6,14 | 0,87 | 4,09 | 0,58 | 2,56 | 0,36 | 0,179 | 0,0076 | 5,92 | 0,25 | 0,33 |
| 53 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,76 | : | 1,56 | 17,30 | 0,77 | 1,41 | 0,063 | 7,01 | 0,95 | 4,67 | 0,63 | 2,92 | 0,40 | 0,187 | 0,0083 | 6,18 | 0,27 | 0,33 |
| 55 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,83 | : | 1,49 | 18,07 | 0,84 | 1,47 | 0,068 | 7,96 | 1,04 | 5,31 | 0,69 | 3,32 | 0,43 | 0,195 | 0,0091 | 6,45 | 0,30 | 0,33 |
| 57 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,89 | : | 1,43 | 18,91 | 0,92 | 1,54 | 0,075 | 9,00 | 1,14 | 6,00 | 0,76 | 3,75 | 0,48 | 0,205 | 0,0100 | 6,75 | 0,33 | 0,33 |
| 59 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,96 | : | 1,36 | 19,84 | 1,02 | 1,62 | 0,083 | 10,14 | 1,26 | 6,76 | 0,84 | 4,23 | 0,52 | 0,215 | 0,0110 | 7,08 | 0,36 | 0,33 |
| 61 | 0,90 | : | 0,07 | : | 1,03 | : | 1,29 | 20,85 | 1,13 | 1,70 | 0,092 | 11,40 | 1,39 | 7,60 | 0,93 | 4,75 | 0,58 | 0,226 | 0,0122 | 7,44 | 0,40 | 0,33 |
| **63** | **0,90** | **:** | **0,07** | **:** | **1,09** | **:** | **1,23** | **21,98** | **1,26** | **1,79** | **0,102** | **12,80** | **1,55** | **8,53** | **1,04** | **5,33** | **0,65** | **0,238** | **0,0136** | **7,84** | **0,45** | **0,33** |
| 65 | 0,90 | : | 0,07 | : | 1,16 | : | 1,16 | 23,24 | | 1,89 | | 14,35 | | 9,57 | | 5,98 | | 0,251 | | 8,29 | | 0,33 |

**Tabela 4.8 –** Planilha de cálculo do teor de argamassa do concreto da Aduela II.

| Teor de Argamassa % | Traço unitário | | | | | | | Cimento (kg) | | Sílica Ativa (kg) | | Areia grossa (kg) | | Areia média (kg) | | Areia fina (kg) | | Super plastif. (kg) | | Água (kg) | | Relação a/agl final |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | % | 10,0 | % | 48 | % | 32 | % | 20 | % | 1,0 | | | |
| | 1 : m = 2,5 | | | | | | | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | Massa Total | Adição na mistura | |
| | c | : | sa | : | a | : | p | | | | | | | | | | | | | | | |
| 51 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,79 | : | 1,72 | 15,74 | 0,67 | 1,19 | 0,051 | 8,65 | 1,17 | 3,71 | 0,50 | 1,37 | 0,19 | 0,169 | 0,0072 | 5,93 | 0,25 | 0,35 |
| 53 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,86 | : | 1,65 | 16,41 | 0,73 | 1,24 | 0,055 | 9,82 | 1,28 | 4,21 | 0,55 | 1,56 | 0,20 | 0,177 | 0,0078 | 6,18 | 0,27 | 0,35 |
| 55 | 0,90 | : | 0,07 | : | 0,93 | : | 1,58 | 17,14 | 0,80 | 1,30 | 0,060 | 11,10 | 1,40 | 4,76 | 0,60 | 1,76 | 0,22 | 0,184 | 0,0086 | 6,45 | 0,30 | 0,35 |
| 57 | 0,90 | : | 0,07 | : | 1,00 | : | 1,51 | 17,94 | 0,88 | 1,36 | 0,066 | 12,50 | 1,53 | 5,36 | 0,66 | 1,98 | 0,24 | 0,193 | 0,0094 | 6,75 | 0,33 | 0,35 |
| 59 | 0,90 | : | 0,07 | : | 1,07 | : | 1,44 | 18,82 | 0,96 | 1,43 | 0,073 | 14,03 | 1,69 | 6,01 | 0,72 | 2,23 | 0,27 | 0,202 | 0,0104 | 7,08 | 0,36 | 0,35 |
| 61 | 0,90 | : | 0,07 | : | 1,14 | : | 1,37 | 19,78 | 1,07 | 1,50 | 0,081 | 15,72 | 1,87 | 6,74 | 0,80 | 2,49 | 0,30 | 0,213 | 0,0115 | 7,45 | 0,40 | 0,35 |
| **63** | **0,90** | **:** | **0,07** | **:** | **1,21** | **:** | **1,30** | **20,85** | **1,19** | **1,58** | **0,090** | **17,59** | **2,08** | **7,54** | **0,89** | **2,79** | **0,33** | **0,224** | **0,0128** | **7,85** | **0,45** | **0,35** |
| 65 | 0,90 | : | 0,07 | : | 1,28 | : | 1,23 | 22,04 | | 1,67 | | 19,67 | | 8,43 | | 3,12 | | 0,237 | | 8,30 | | 0,35 |

## 4.4. Procedimento de moldagem e preparo dos corpos-de-prova:

Para as análises de resistência do concreto das aduelas foram selecionados corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura e preparados de acordo com a NBR 5738 (1994). Antes de se efetuar a mistura dos materiais na betoneira, todos os moldes dos corpos-de-prova são untados com uma camada fina de óleo em toda a superfície interna e no fundo da forma, pois a moldagem deve ser com maior rapidez possível.

O adensamento do concreto nos moldes foi realizado em duas camadas de alturas aproximadamente iguais, sendo feita à compactação através de 30 golpes com o auxílio de um soquete. Ambos os corpos-de-prova foram vibrados com batidas de um martelo nas laterais da sua fôrma, para que o concreto seja homogeneamente distribuído, evitando bolhas. Esta operação terminou com a colocação de plásticos presos com elásticos na parte superior dos moldes, para evitar a perda de umidade antes do início da cura.

Logo após a moldagem, os corpos-de-prova, ainda nos moldes, foram colocados em local úmido onde permaneceram durante 24 horas, para cura inicial ao ar. Terminado o tempo inicial de cura, os mesmos são retirados dos moldes, identificados e imersos em tanque de cura contendo água não corrente saturada com cal, onde são mantidos até as datas de ensaio.

Ao completar 1, 3, 7, 28, 63 e 91 dias os corpos-de-prova são retirados da cura para ser verificada sua resistência à compressão axial simples, e em algumas idades o módulo de elasticidade e a resistência à tração por compressão diametral.

Antes de ser realizado os ensaios nos corpos-de-prova, suas superfícies que têm o contato com os pratos da prensa hidráulica para a aplicação da carga, são regularizadas com o auxílio de uma retífica de disco diamantado mostrado na Figura 4.6, que consiste na remoção, por meio mecânico, de uma fina camada de material da superfície a ser regularizada.

**Figura 4.6 –** Retífica com disco diamantado.

A retificação deve ser realizada de tal forma que proporcione uma superfície lisa e livre de ondulações, para que o carregamento aplicado pela prensa hidráulica (Figura 4.7), seja exercido igualmente em toda a área do topo e da base do corpo-de-prova, reduzindo concentração de tensões durantes nos ensaios mecânicos. Para isso, ele precisa também estar rigorosamente centralizado em relação ao eixo do carregamento, podendo assim, o ensaio ser efetuado corretamente.

Antes do ensaio são realizadas três medições em cada dimensão dos corpos-de-prova, diâmetro e altura, para a verificação das reais dimensões dos corpos-de-prova.

**Figura 4.7 –** Prensa Hidráulica.

O capeamento de superfície não foi utilizado nos corpos-de-prova, pois nesse caso a resistência do material utilizado no capeamento (enxofre, argamassa comum, etc.) é inferior ao do concreto usado, e com isso o capeamento rompe antes do corpo-de-prova ocasionando concentração de tensões.

## 4.5. Propriedades mecânicas dos concretos:

As propriedades mecânicas dos concretos das duas aduelas moldadas foram as resistências à compressão simples e à tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade, cujos ensaios foram realizados em corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Este item descreve como se realizou e se obteve cada resultado dos ensaios descritos anteriormente, cujo resumo dos resultados está na Tabela 4.9 para melhor comparar os dados de cada Aduela.

**Tabela 4.9 –** Resumo dos resultados das propriedades mecânicas do concreto.

| Idade (dias) | Compressão Simples (MPa) | | Tração por Compressão Diametral (MPa) | | Módulo de Elasticidade (GPa) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Aduela I | Aduela II | Aduela I | Aduela II | Aduela I | Aduela II |
| 1 | 33,4 | 35,0 | – | – | – | – |
| 3 | 59,6 | 52,1 | 4,8 | 4,9 | – | – |
| 7 | 79,6 | 58,4 | 5,2 | 5,0 | 38 | 38 |
| 28 | 81,0 | 75,2 | 5,2 | 5,3 | 41 | 40 |
| 63 | 83,6 | 86,4 | – | – | 42 | 41 |
| 91 | 92,6 | 91,7 | – | – | 43 | 43 |

### 4.5.1. Resistência à compressão simples:

A resistência à compressão é a principal característica do concreto e foi determinada segundo as recomendações da NBR 5739 (1994). A resistência à compressão de cada corpo-de-prova foi obtida dividindo sua carga de ruptura pela área da sua seção transversal. A resistência em cada idade foi obtida pela média aritmética dos quatro corpos-de-prova ensaiados. Os corpos-de-prova cilíndricos das duas aduelas são ensaiados colocando-os com o eixo vertical entre os pratos da prensa hidráulica, como mostra a Figura 4.8, e aplicando uma força em uma velocidade de carregamento de 0,6 MPa/s até a sua ruptura, cujo os resultados se encontram na Figura 4.9 e Figura 4.10.

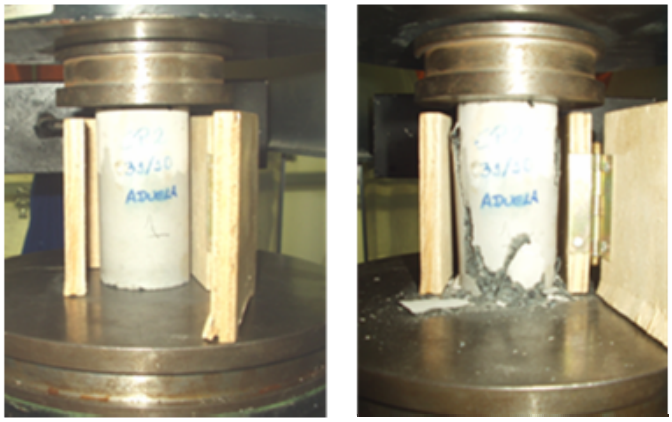


**Figura 4.8 –** Corpo-de-prova entre os pratos da prensa hidráulica antes e após o ensaio de compressão axial.

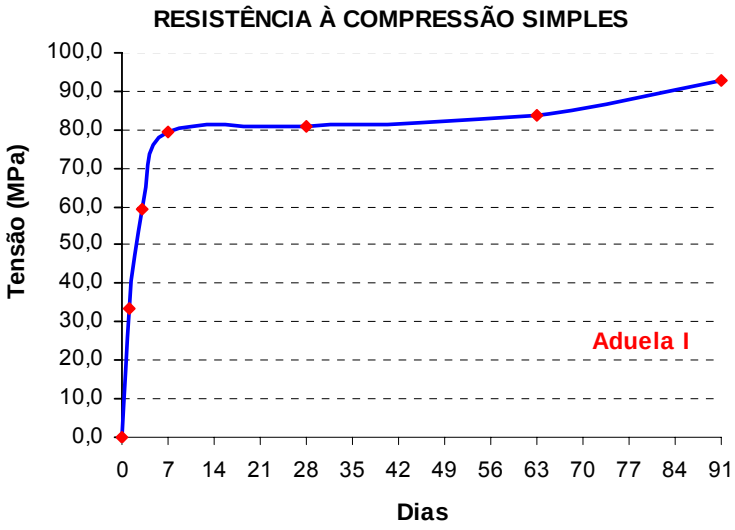



**Figura 4.9 –** Gráfico da evolução da resistência à compressão simples da Aduela I.

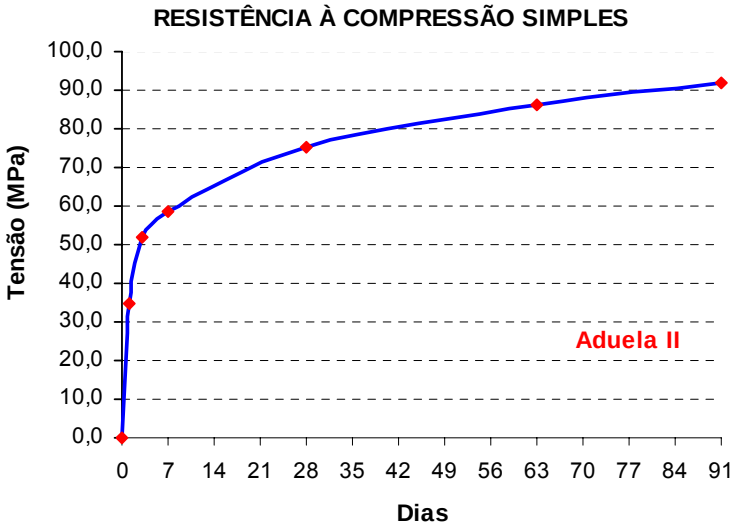



**Figura 4.10 –** Gráfico da evolução da resistência à compressão simples da Aduela II.

Após a aplicação da carga nos corpos-de-prova, verificou-se a correta distribuição de tensões durante o ensaio de compressão axial simples, pela forma cônica de ruptura apresentadas dos corpos-de-prova ensaiados, como mostra a Figura 4.11.

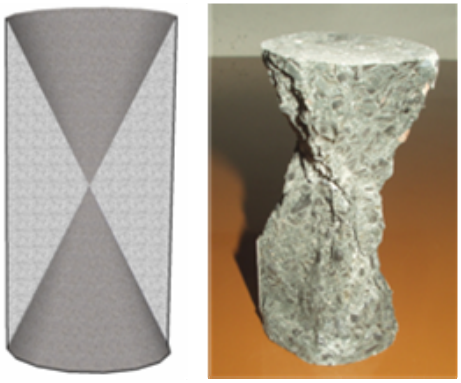


**Figura 4.11 –** Ruptura cônica dos corpos-de-prova cilíndricos após ensaio de compressão axial.

### 4.5.2. Resistência à tração por compressão diametral:

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral é o ensaio mais utilizado para a verificação da tração do concreto, e foi determinado segundo as recomendações da NBR 7222 (1994). Também é conhecido internacionalmente como Ensaio Brasileiro, pois foi desenvolvido por Lobo Carneiro, em 1943.

A resistência à tração por compressão diametral de cada corpo-de-prova foi obtida pela seguinte fórmula:

$$\boxed{f_{t,D} = 0{,}85 \times \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h}}$$

onde: $f_{t,D}$ = resistência à tração por compressão diametral (MPa);

F = carga máxima obtida no ensaio (N);

d = média do diâmetro do corpo-de-prova (mm);

h = média da altura do corpo-de-prova (mm).

A resistência em cada idade foi obtida pela média aritmética dos quatro corpos-de-prova ensaiados.

Antes da realização do ensaio, é feita a marcação da linha central das superfícies dos corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm por 10 cm com o auxílio do aparata mostra na Figura 4.12, para o devido posicionamento do corpo-de-prova no dispositivo do ensaio de tração por compressão diametral, como ilustra a Figura 4.12. Em seguida, o dispositivo é colocado com o eixo horizontal entre os pratos da prensa hidráulica, Figura 4.13, sendo aplicada uma força, com velocidade de carregamento de 0,06 MPa/s, até a sua ruptura por tração indireta, ruptura por fendilhamento como mostra na Figura 4.14.

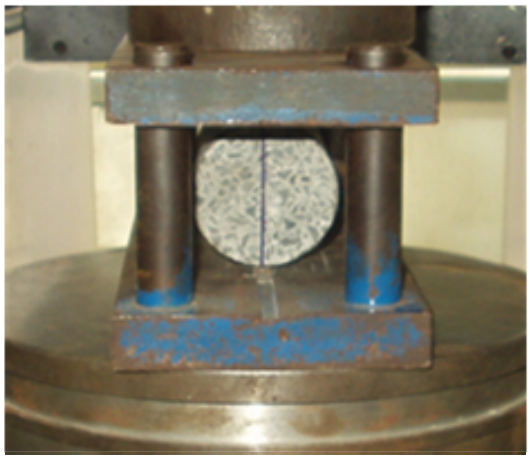


**Figura 4.12 –** Aparato para marcação e dispositivo para ensaio de tração por compressão diametral respectivamente.

**Figura 4.13 –** Corpo-de-prova entre os pratos da prensa hidráulica antes e após o ensaio de tração por compressão diametral.

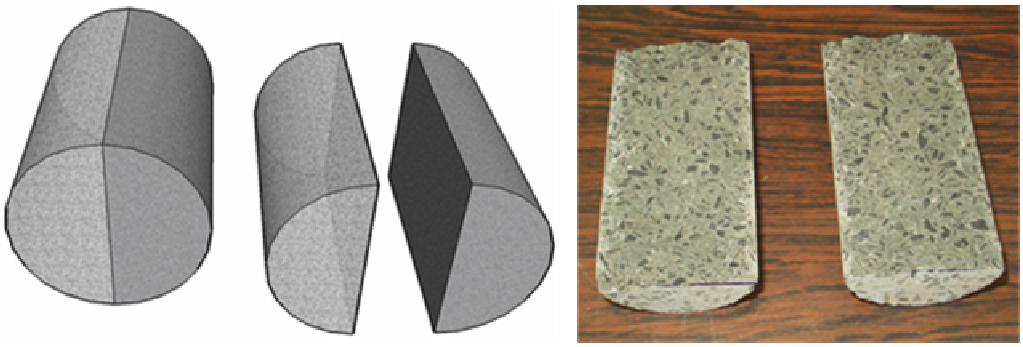


**Figura 4.14 –** Ruptura por fendilhamento dos corpos-de-prova cilíndricos após ensaio de tração por compressão diametral.

Os valores da resistência à tração por compressão diametral encontrados neste ensaio, estão dispostos na Figura 4.15 e Figura 4.16.

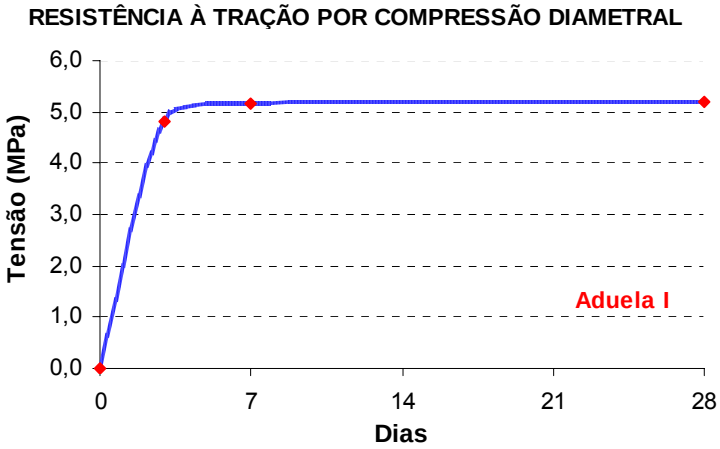



**Figura 4.15 –** Evolução da resistência à tração por compressão diametral da Aduela I.

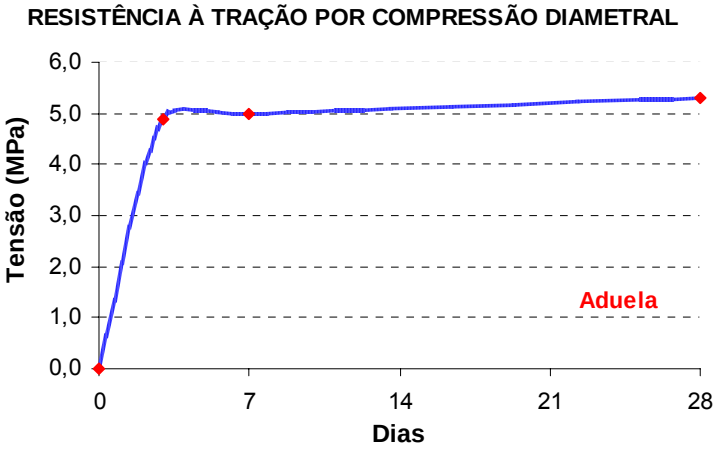



**Figura 4.16 –** Evolução da resistência à compressão simples da Aduela II.

### 4.5.3. Módulo de Elasticidade:

Outro aspecto fundamental em um projeto de estruturas de concreto consiste na relação entre as tensões e as deformações. Sabe-se da Resistência dos Materiais que a relação entre tensão e deformação, para determinados intervalos, pode ser considerada linear, Figura 4.17, de acordo com a Lei de Hooke, ou seja:

$$\boxed{\sigma = E \cdot \varepsilon}$$

onde: $\sigma$ = Tensão de compressão (MPa);

$E$ = Módulo de Elasticidade ou de Deformação Longitudinal (GPa);

$\varepsilon$ = deformação específica;

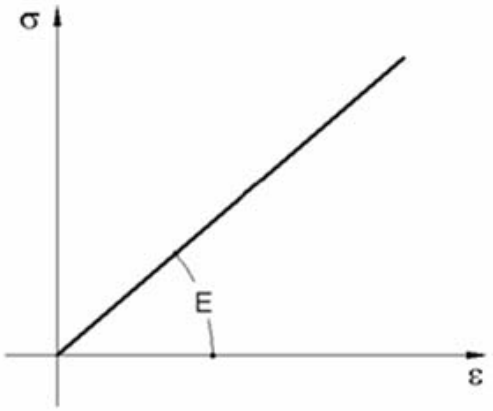



**Figura 4.17 –** Gráfico linear de acordo com a Lei de Hooke.

O módulo de elasticidade foi determinado seguindo recomendações da NBR 8522 (2003).

Para o ensaio de módulo de elasticidade, são fixados dois extensômetros elétricos em lados opostos dos corpos-de-prova a ser ensaiado para as medições dos deslocamentos, Figura 4.18. Em seguida os corpos-de-prova são solicitados à compressão

axial simples com velocidade de carregamento de 0,6 MPa/s até 80 % da carga de ruptura, obtida no ensaio de compressão axial simples, e realizando as medições de tensão e deslocamento a cada 5 segundos. Para cada idade estudada foram efetuados o ensaio em dois corpos-de-prova para a verificação do módulo de elasticidade.

**Figura 4.18 –** Extensômetros elétricos de base removível.

Após obtenção das tensões solicitantes e seus respectivos deslocamentos, calculou-se as deformações seguindo a fórmula a seguir, traçou-se a parte retilínea do gráfico tensão-deformação, figuras 4.19 a 4.22, e determinou-se o módulo de elasticidade a partir da equação da reta obtida.

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

onde: $\varepsilon$ = deformação específica;

$\Delta L$ = deslocamento (mm);

$L$ = altura da haste do extensômetro (mm);

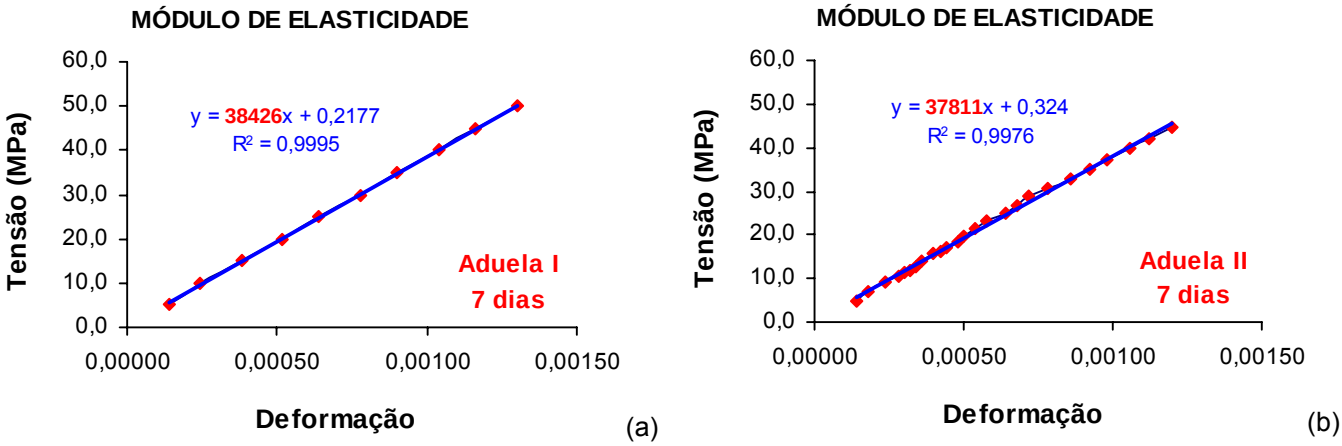



**Figura 4.19 –** Gráfico tensão-deformação do concreto aos 7 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.

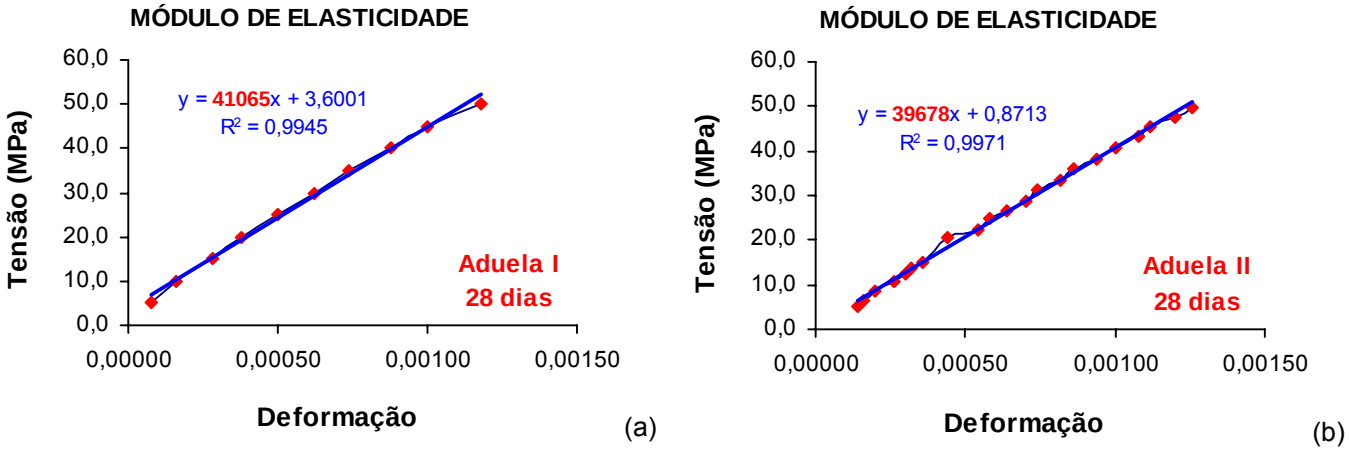



**Figura 4.20 –** Gráfico tensão-deformação do concreto aos 28 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.

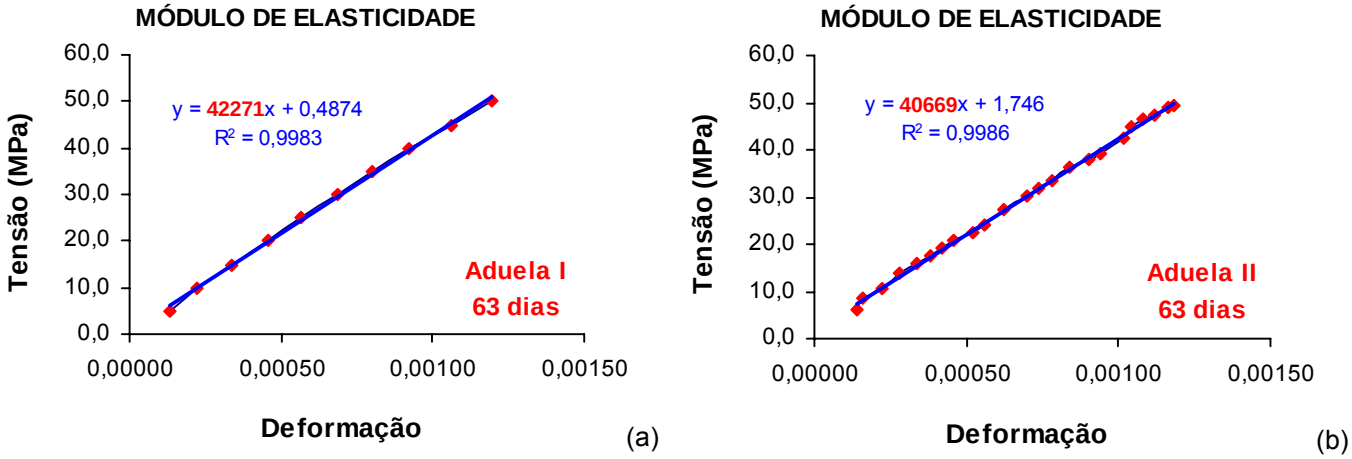



**Figura 4.21 –** Gráfico tensão-deformação do concreto aos 63 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.

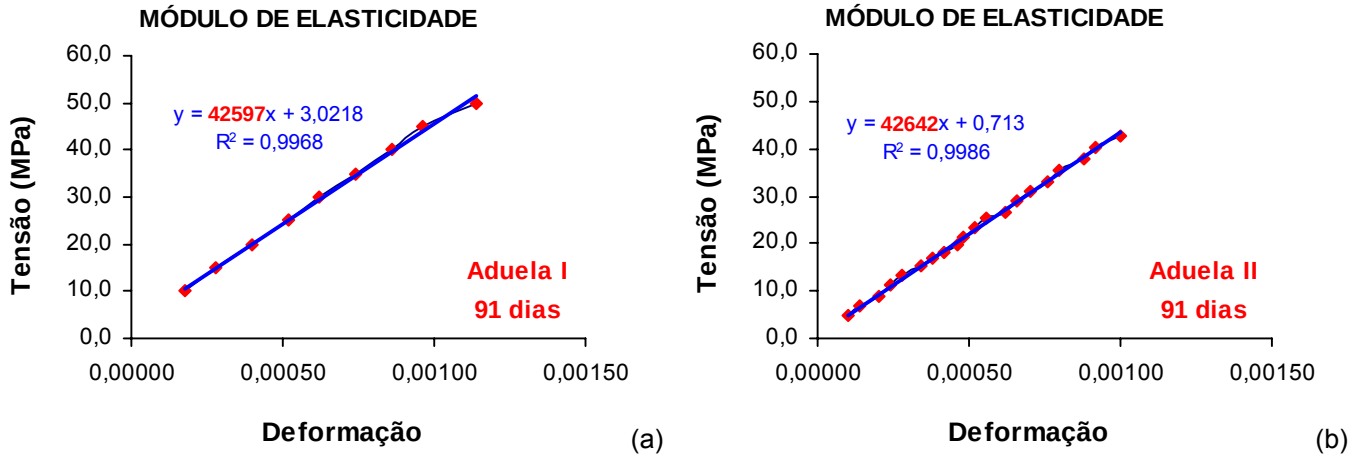



**Figura 4.22 –** Gráfico tensão-deformação do concreto aos 91 dias: (a) Aduela I e (b) Aduela II.

## 4.6. Procedimento para a concretagem das aduelas:

Devido ao fato da aduela ser pré-moldada e de pequena espessura, deve-se tomar cuidado tanto na escolha do material que compõe a forma metálica como na colocação do número de espaçadores adequados, pois se as dimensões das chapas e dos reforços forem muito robustas, a forma ficará muito cara e pesada, se os elementos forem muito esbeltos, a forma poderá se deformar pelo peso do concreto fresco e tensões advindas do adensamento, gerando diferenças nas dimensões da peça. Ainda que numa produção industrial as chapas devessem ter espessura em torno de 6,7 mm no mínimo, as espessuras aqui adotadas levam em conta à manipulação por técnicos de laboratório.

Os espaçadores também têm um papel fundamental, pois para pequenas espessuras, a colocação indevida poderá causar tanto patologias graves, como mudança do comportamento estrutural inicialmente suposto no projeto, comprometimento do cobrimento, diminuição da durabilidade, etc.

Para o espaçamento externo serão colocados objetos circulares feitos de plástico, como mostrado na Figura 4.23. Para o distanciamento interno, ou seja, os espaçamentos entre telas serão colocados objetos feitos de fios de aço com diâmetro de 4,2 cm conhecidos por “caranguejo”, como mostrado na Figura 4.24. Na Figura 4.25 é mostrada a tela soldada colocada na forma com os respectivos espaçadores internos e externos. Mais detalhes da fôrma metálica estão relatados no Apêndice B.

O número mínimo de espaçadores de plástico recomendado é de 8 a 10 unidades por metro quadrado e o número mínimo de “caranguejos” recomendados é de 5 a 6 unidades por metro quadrado.

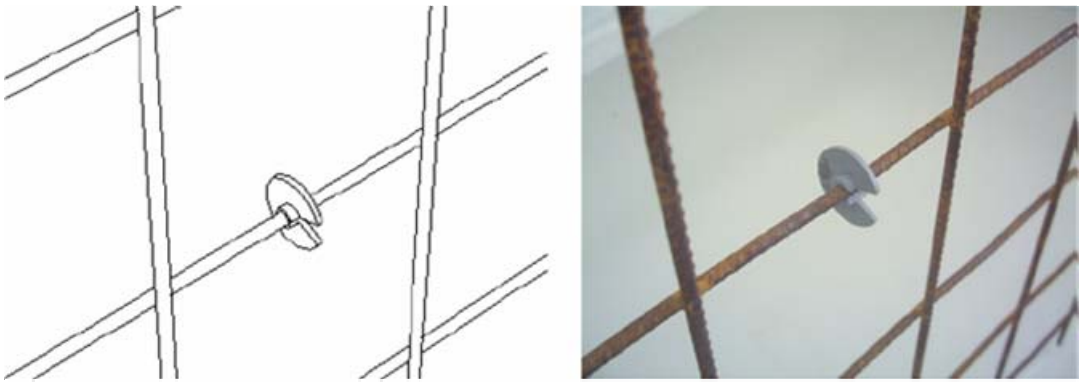


**Figura 4.23 –** Perspectiva e foto dos espaçadores externos.

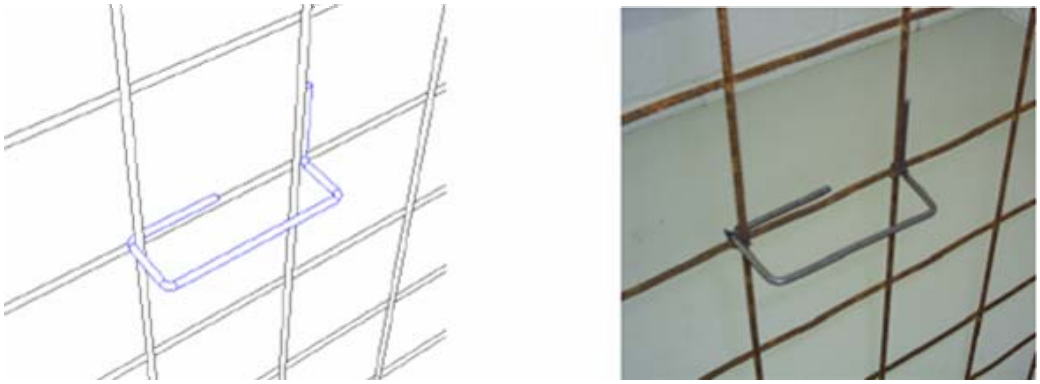


**Figura 4.24 –** Perspectiva e foto dos espaçadores internos.

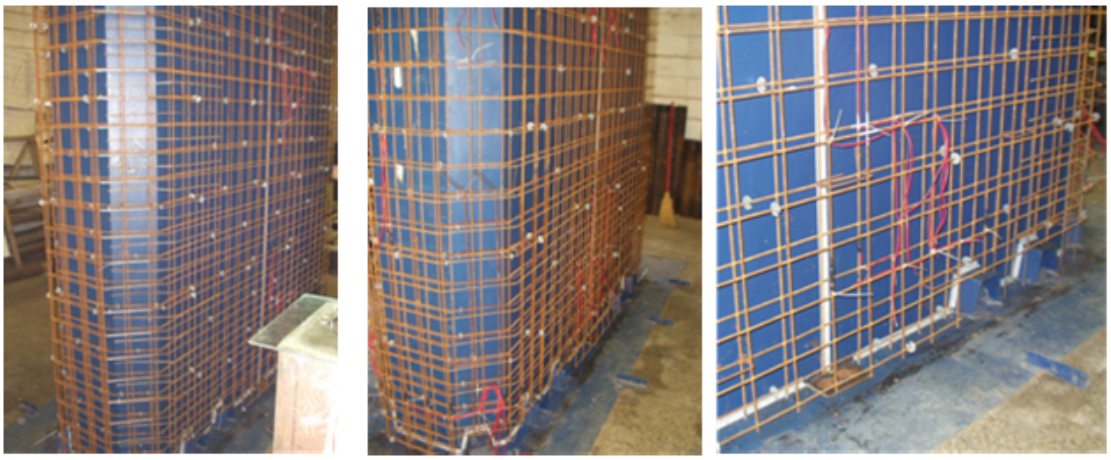


**Figura 4.25 –** Documentação fotográfica da tela soldada encaixada na forma metálica.

Antes da concretagem é preciso preparar a fôrma metálica. Por isso, escolheu-se um local plano e em nível adequado para colocação da base metálica. Em seguida, monta-se o restante das peças como descrito a seguir e ilustrado nas figuras 4.26 e 4.27:

(1) Colocam-se as duas partes internas da forma, aparafusam-se as extremidades verticais da peça e ajustam-se as dimensões internas com espaçadores soldados no interior da mesma.

(2) O próximo passo é a colocação das telas soldadas internas e externas com os respectivos espaçadores externos e os espaçadores entre telas.

(3) Colocam-se as duas partes externas da forma, aparafusando as extremidades verticais da peça, bem como os parafusos da base, que servirão de guia para manter a espessura da aduela.

(4) Encaixam-se os “copos” dos nichos de protensão no topo da forma aparafusando-os em seus respectivos lugares.

(5) Passam-se as barras tubulares para deixar os furos de protensão da aduela e as barras para deixar os furos de ancoragem dos estais.

(6) Finalmente, trava-se a forma com perfis tubulares de aço inclinados, aparafusando-as em cantoneiras horizontais soldadas na base, como reforço da forma lateral.

**Figura 4.26 –** Seqüência de montagem da forma metálica.

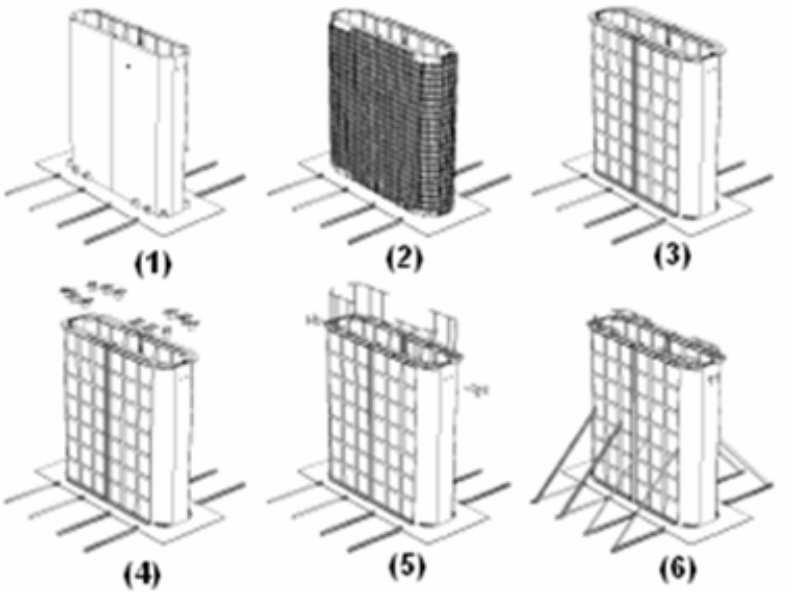



**Figura 4.27 –** Ilustração da seqüência de montagem da forma metálica.

Além do estudo dos materiais isoladamente, para qualquer tipo de concreto, a ordem de sua colocação na betoneira é de extrema importância, sendo que a mais adequada para o concretagem das aduelas pode ser descrita conforme as etapas a seguir e exposto na figura 4.28:

(1) Pesagem dos materiais selecionados para cada saco de cimento de 50 Kg. Para descontar a água contida na umidade das areia, foi medida a umidade delas com o auxílio do frasco de Chapman antes de coloca-las nos sacos e descontada na pesagem da água de amassamento;

(2) Colocação do pedrisco junto com a sílica ativa e toda a água de amassamento, misturando por 1 minuto e 30 segundos, para melhor dispersar os flocos da sílica;

(3) Acréscimo do cimento Portland, misturando por mais 1 minuto e trinta segundos;

(4) Adição da metade do aditivo superplastificante, misturando por 2 minutos;

(5) Restante do aditivo, misturando por mais 2 minutos;

(6) E por fim, a inserção da composição das três areias, misturando por mais 2 minutos.

**Figura 4.28 –** Seqüência e tempo de inserção dos materiais na betoneira.

Como descrito anteriormente, os materiais para a concretagem das aduelas foram pesados em relação a cada saco de cimento de 50 Kg dos 13 usados. Por isso, a concretagem se realizou em 13 betonadas, sendo que a cada 3 betonadas, a betoneira era lavada e imprimada para a mistura seguinte.

Após a primeira betonada, mediu-se o abatimento e o espalhamento do concreto com o auxílo do tronco de cone (Figura 4.29) para conferir a trabalhabilidade estabelecida durante a definição do traço.

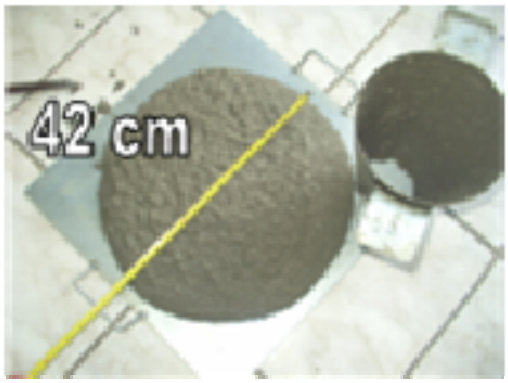



**Figura 4.29 –** Consistência e espalhamento obtido pelo concreto da Aduela II.

Pelo fato do concreto ser misturado na betoneira com capacidade máxima de 380 litros e ser preciso efetuar 13 vezes a mistura dos materiais, no dia da concretagem de cada aduela foi necessário à contratação de ajudantes para a moldagem. A Figura 4.30 mostra o auxílio dos ajudantes no transporte do concreto da betoneira para a forma e no preenchimento do molde.

**Figura 4.30 –** Transporte do concreto da betoneira para a forma e preenchimento do molde.

O adensamento do concreto é muito importante para uma peça pré-moldada, pois um adensamento bem realizado garante que o concreto preencha todos os vazios existentes entre a fôrma e a armadura, principalmente para a peça estudada que possui um pequeno recobrimento da armadura. Por tanto, acoplaram-se na fôrma, várias chapas metálicas em diferentes níveis para a colocação dos vibradores externos como mostra a Figura 4.31, possibilitando a mudança dos próprios durante a concretagem.

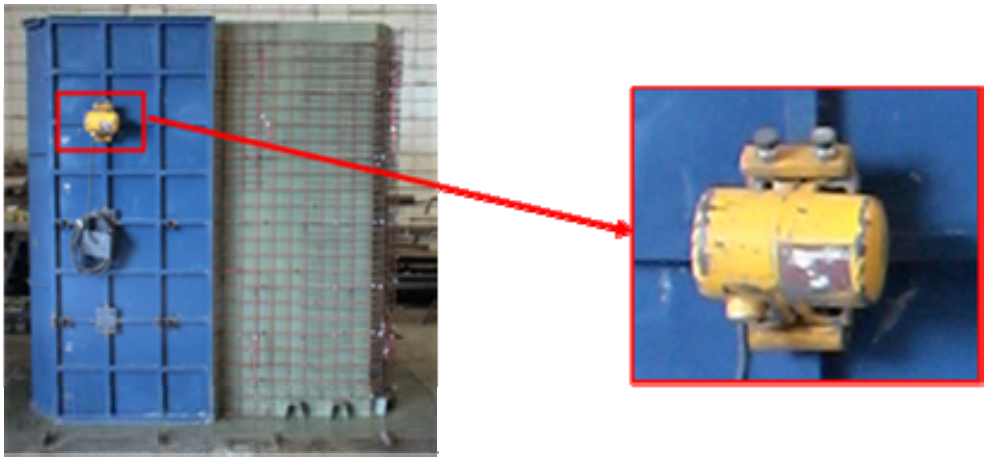


**Figura 4.31 –** Vibrador de superfície.

**Figura 4.32 –** Detalhe do preenchimento do concreto na forma.

No final do adensamento, as hastes tubulares são giradas para diminuir a aderência com o concreto, e após 1 hora da concretagem elas são retiradas e giradas meio metro a cada 30 minutos. Antes de completar 24 horas após a concretagem, inicia-se a desmoldagem das outras partes da fôrma fazendo a ordem inversa de sua montagem. Paralelamente inicia-se o processo de cura do concreto, que pensando na produtividade do processo, poderia empregar a cura térmica para aumentar a resistência nas primeiras idades da peça. Porém, foi realizada a cura por aspersão durante 3 dias, na qual as superfícies expostas foram mantidas úmidas.

**Figura 4.33 –** Detalhe das aduelas após a desmoldagem.

## 4.7. Transporte das aduelas:

Da desmoldagem até a colocação das peças no seu local definitivo de utilização, as aduelas precisam de equipamentos e dispositivos auxiliares para a sua movimentação. Para a movimentação das aduelas pré-moldadas, utilizou-se a parte interna do próprio sistema de ancoragem dos estais para o içamento vertical, mostrado na Figura 4.34.

Para o transporte horizontal da peça, precisou-se passar uma fita entre os nichos deixados para a protensão da aduela, além da parte exterior do próprio sistema de ancoragem, como mostra a Figura 4.35. Para resolver o problema da colocação da fita no transporte horizontal, basta colocar na parte inferior o mesmo sistema de ancoragem existente na parte superior da peça.

O transporte interno no galpão do Laboratório de Estruturas de Concreto das peças já fabricadas foi com o auxílio de uma ponte rolante com capacidade de 60 kN, cuja também foi usada para a desmoldagem. O transporte das peças só pode ser realizado após 3 dias da moldagem, fato ruim para a pré-moldagem, mas que pode ser resolvido com o emprego da cura térmica aumentando a produtividade do processo.

**Figura 4.34 –** Transporte vertical da aduela.

**Figura 4.35 –** Transporte horizontal da aduela.

Como já visto anteriormente as aduelas são moldadas na posição vertical, sendo que a sua utilização é na posição horizontal. Por isso, o tombamento das peças é importante no processo de transporte.

Para deitar as aduelas é necessário colocar metade da sua parte inferior em cima de uma viga, com uma altura de aproximadamente 30 cm, para que a peça tombe com o seu próprio peso, como mostra a Figura 4.36. As superfícies da viga e do chão onde se apoiará a outra metade inferior e parte central da aduela, tem que estar com algum tipo de dispositivo macio para não estragar os cantos da peça. As figuras 4.36, 4.37 e 4.38 ilustram bem os cuidados que devem ter durante o processo de tombamento das aduelas com a utilização de ponte rolante.

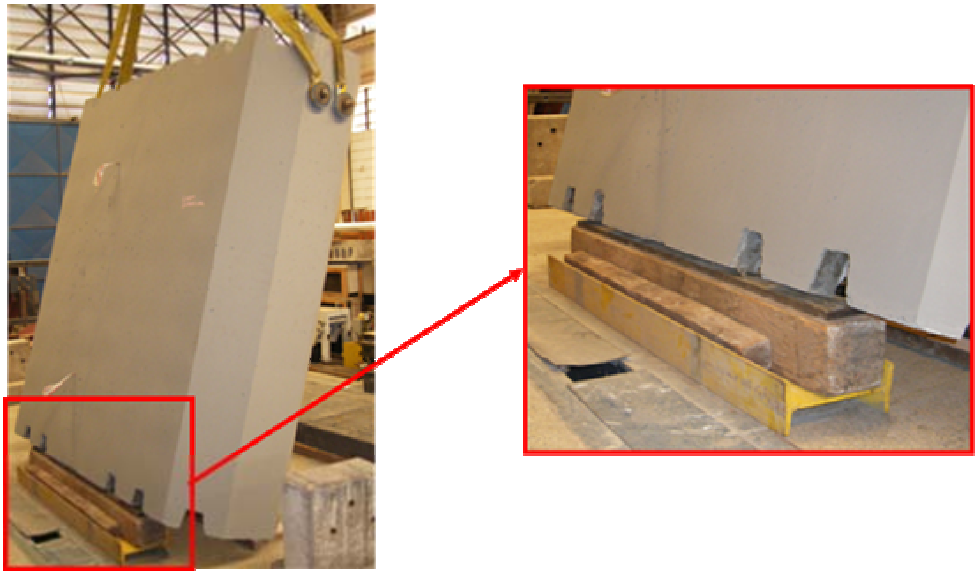


**Figura 4.36 –** Detalhe do calço e borracha de neoprene para tombamento da aduela.

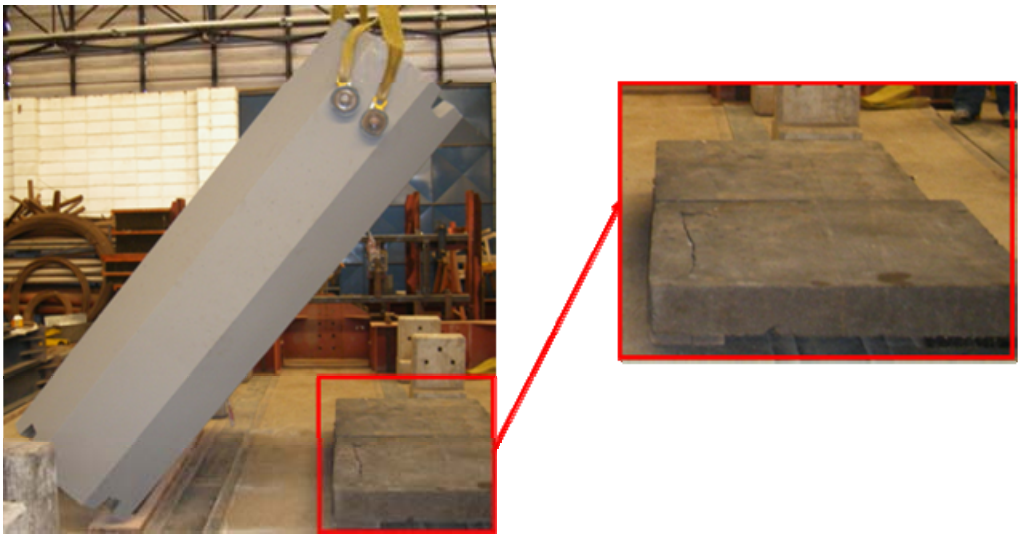


**Figura 4.37 –** Detalhe da espuma para não danificar a peça.

**Figura 4.38 –** Aduela após o tombamento.

# 5. METODOLOGIA PARA ANÁLISE DAS ADUELAS

Quanto à metodologia para análise das aduelas, usaram-se os dois elementos pré-moldados fabricados em escala real, com microconcreto de alta resistência e alto desempenho, a fim de se estudar as solicitações atuantes e as formas de ruína do sistema em laje de reação do Laboratório de Estruturas de Concreto. A eficiência das conexões também foi analisada.

Os dois módulos do tabuleiro que foram fabricados em escala real, com microconcreto de alta resistência e alto desempenho, foram estudados seguindo a simulação do processo de montagem e uso da passarela, como mostra a Figura 5.1 e Figura 5.2, a fim de se estudar as solicitações atuantes e as formas de ruína das aduelas acopladas no Galpão do Laboratório de Estruturas de Concreto.

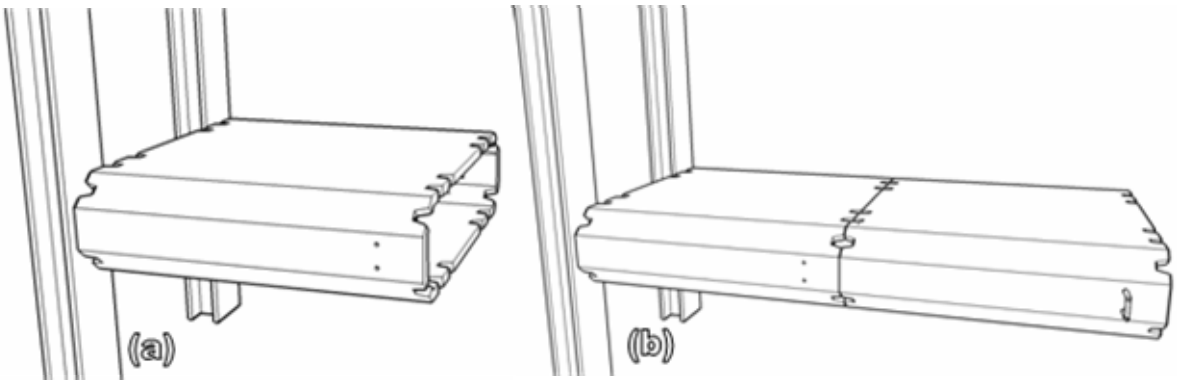



**Figura 5.1 –** Ilustração do ensaio: (a) Protensão da Aduela I. (b) Protensão da Aduela II.

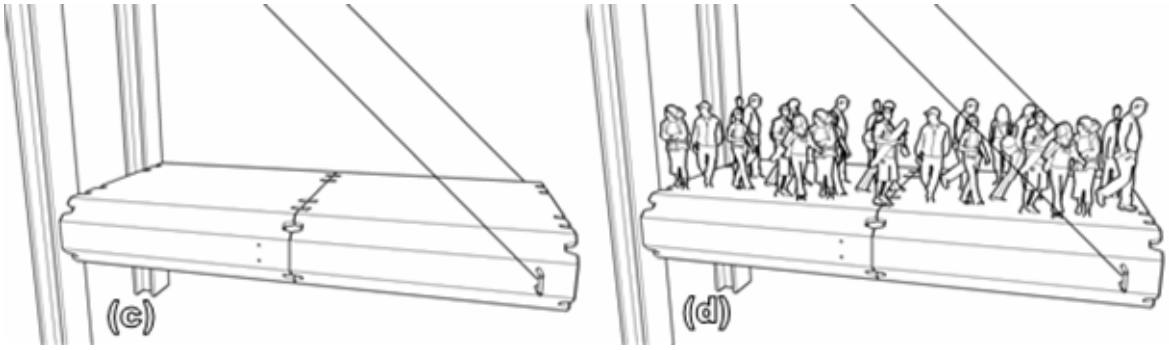



**Figura 5.2 –** Ilustração do ensaio: (c) Colocação dos estais. (d) Aplicação do carregamento distribuído.

Os elementos estruturais são instrumentados para determinação da amplitude dos esforços e deslocamentos Os deslocamentos do tabuleiro serão verificados ao longo de seu

eixo central através da leitura de relógios comparadores. Os carregamentos serão aplicados através de sacos de areias.

## 5.1. Instrumentação das aduelas:

A instrumentação utilizada consistiu de extensômetros resistivos uniaxiais colados nas telas soldadas e relógios comparadores no concreto das aduelas. O posicionamento da instrumentação foi definido em função da solicitação, sendo escolhidas para serem instrumentadas as regiões mais solicitadas.

Para realizar a colagem dos extensômetros, as superfícies das telas soldadas foram limadas, lixadas e esmerilhadas. Para a marcação foram colocados sinais de orientação para o correto posicionamento do extensômetro.

Para a impermeabilização e proteção dos extensômetros utilizou-se fita elétrica de auto-fusão. Esse cuidado é necessário para proteger os extensômetros da água e do impacto, durante a concretagem da peça, como mostra a Figura 5.3.

Os extensômetros elétricos de resistência foram colados nas duas soldadas telas da parte superior e da parte inferior. A Figura 5.3 e Figura 5.4 mostra o posicionamento dos extensômetros, onde no apêndice A está mostrado o detalhamento da tela soldada.

Depois de posicionar cada aduela para o ensaio foram conectados cabos nos extensômetros para conectar-los ao sistema de aquisição de dados, Figura 5.5, e verificar se existia extensômetro com defeito.

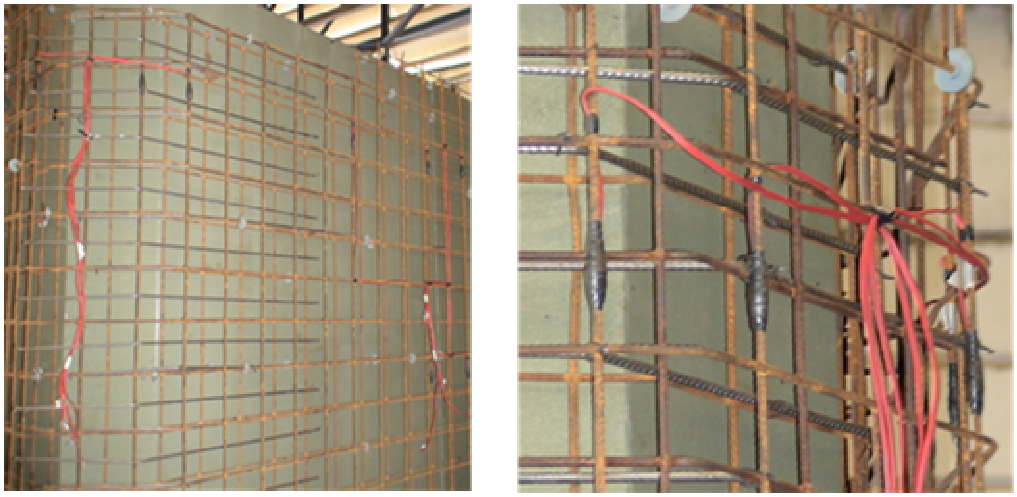


**Figura 5.3 –** Extensômetros colados na tela soldada.

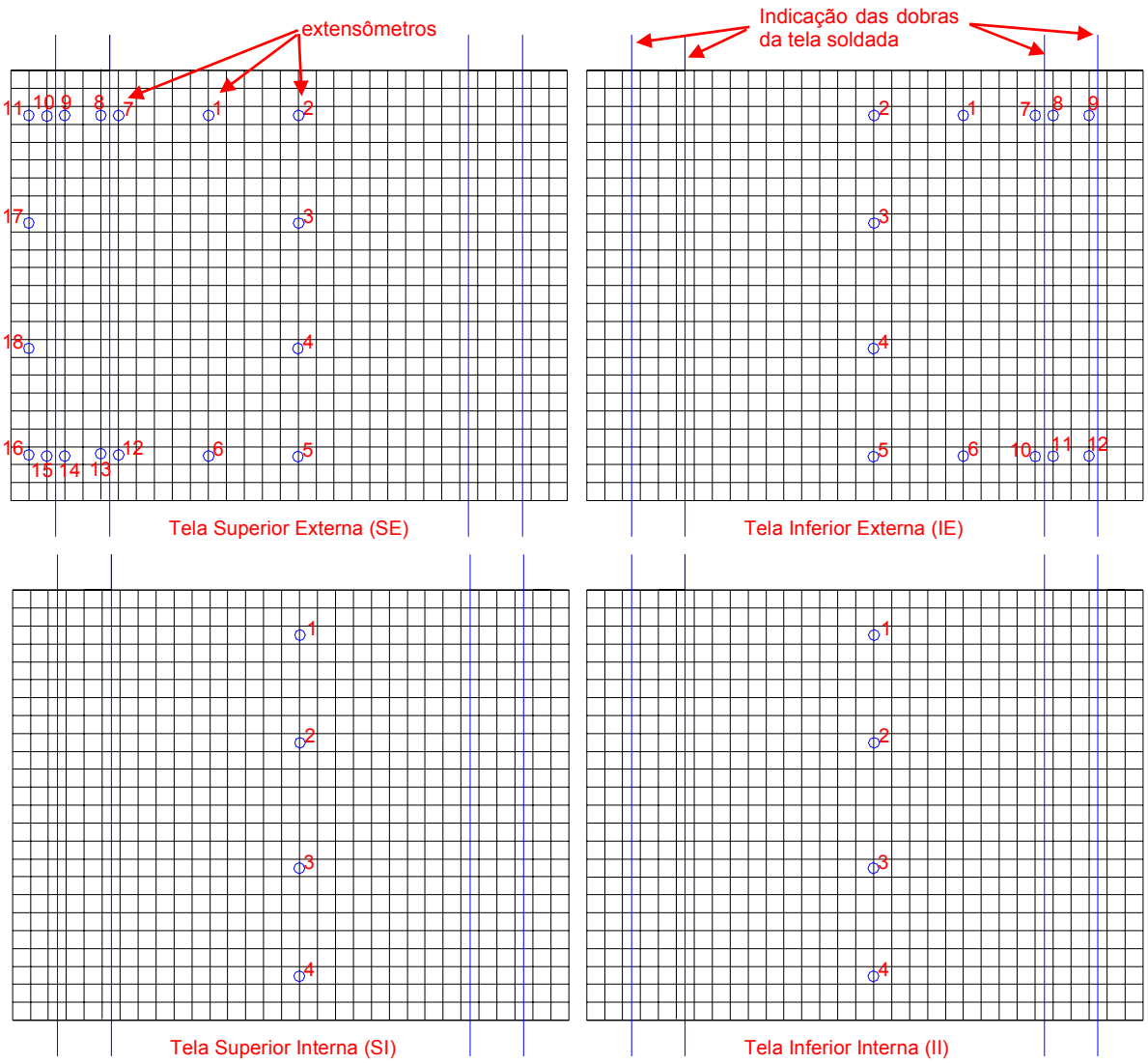



**Figura 5.4 –** Posicionamento dos extensômetros na tela soldada.

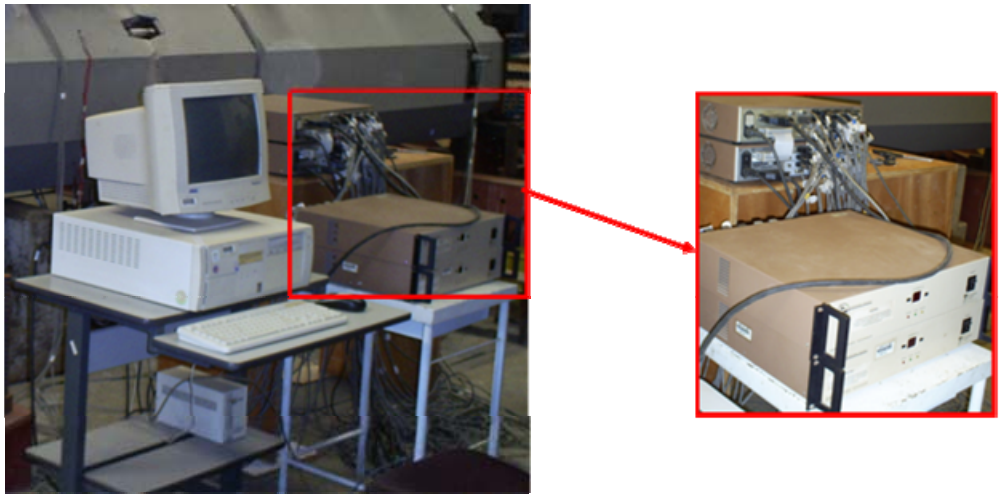


**Figura 5.5 –** Sistema de aquisição de dados dos extensômetros.

Já os relógios comparadores foram posicionados nos extremos da parte inferior da Aduela I e da Aduela II, Figura 5.6 e Figura 5.7, e na parte superior do pórtico de engaste,

Figura 5.8, para medir seus deslocamentos após cada etapa do ensaio que será descrita posteriormente aplicação da carga. Todos os relógios são presos magneticamente em bases metálicas fixas para evitar erros de leitura.

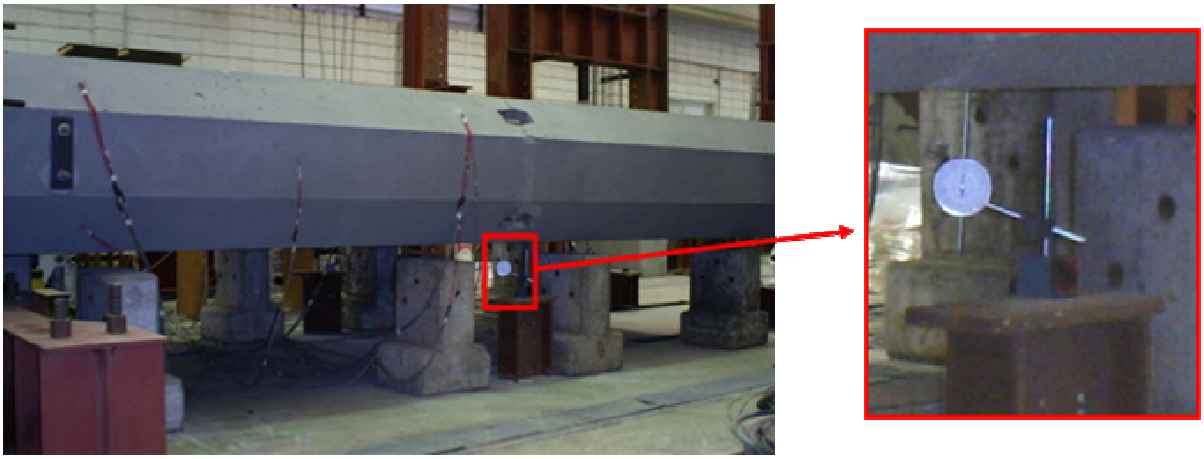


**Figura 5.6 –** Relógio comparador no meio do vão.

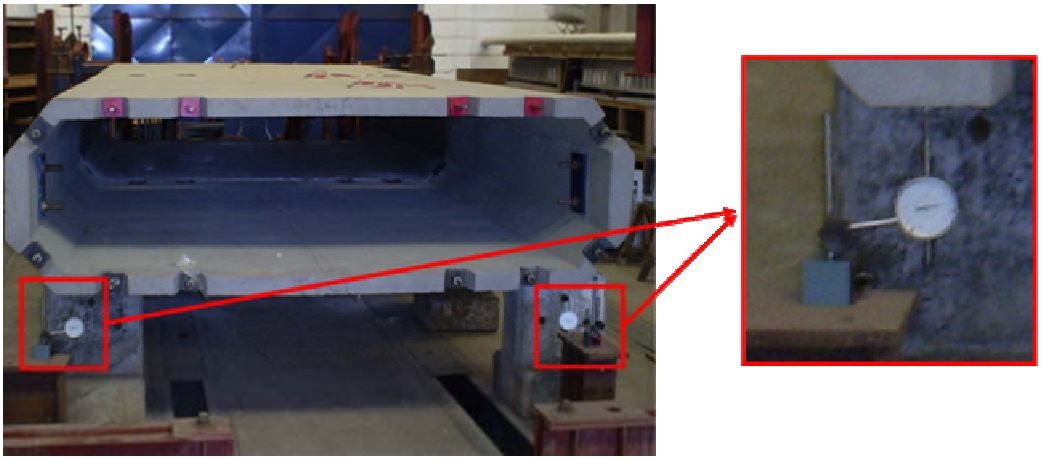


**Figura 5.7 –** Relógios comparadores na extremidade do balanço.

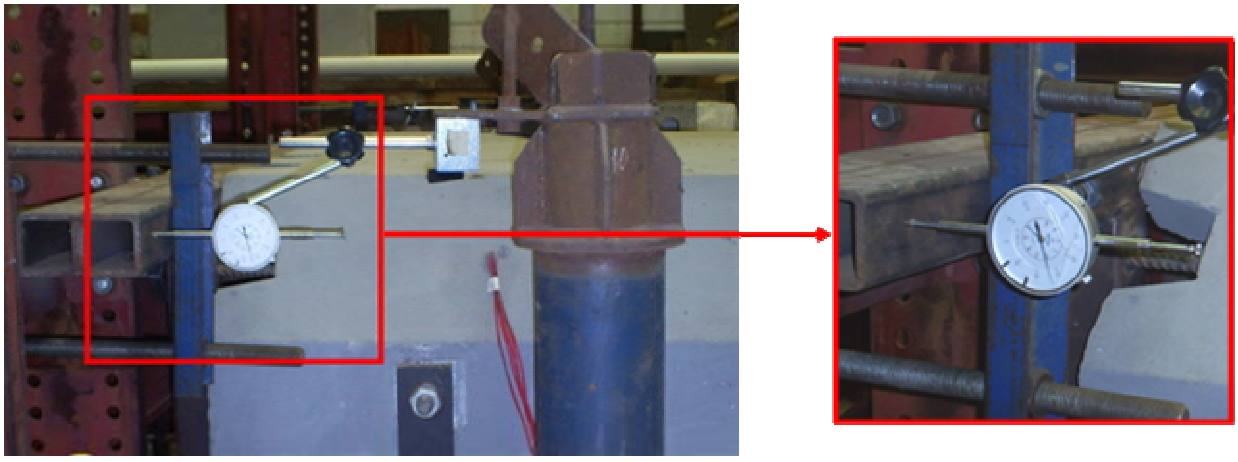


**Figura 5.8 –** Relógio comparador no pórtico de engaste.

## 5.2. Montagem do pórtico de engaste:

A montagem do pórtico para fixação do dispositivo de engaste, Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11, foi trabalhosa por causa da dificuldade de encontrar um pórtico suficientemente rígido para suportar o momento exercido pelas aduelas na direção longitudinal do galpão do Laboratório de Estruturas, ou seja, paralela as canaletas de fixação dos pórticos. Essa canaletas são de trilhos de perfis de aço soldados e presos a uma laje de reação de concreto maciço.

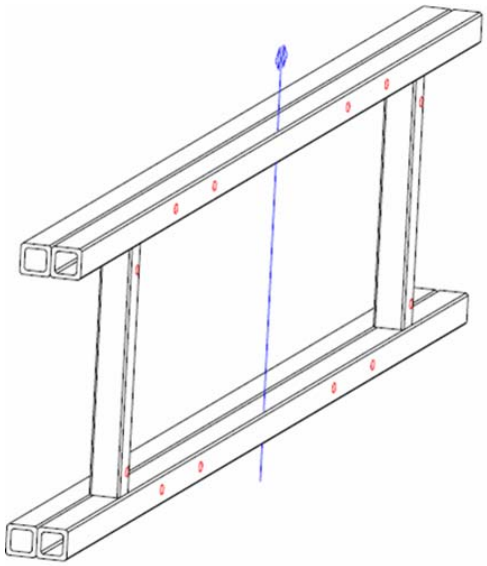


**Figura 5.9 –** Perspectiva do dispositivo de engaste.

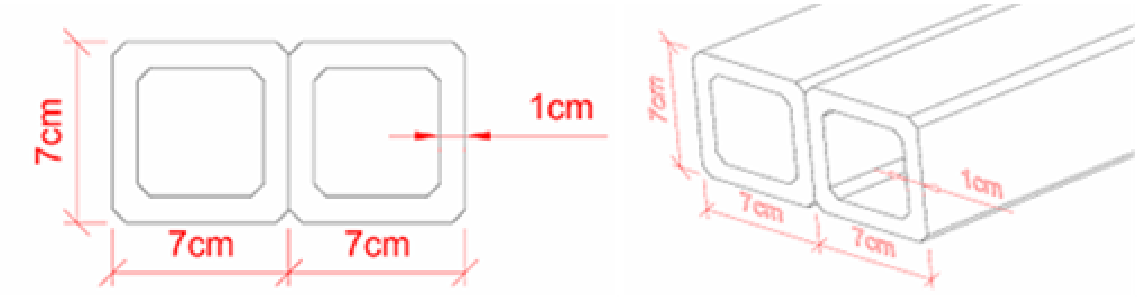



**Figura 5.10 –** Dimensões da seção transversal dos tubos de aço do dispositivo de engaste.

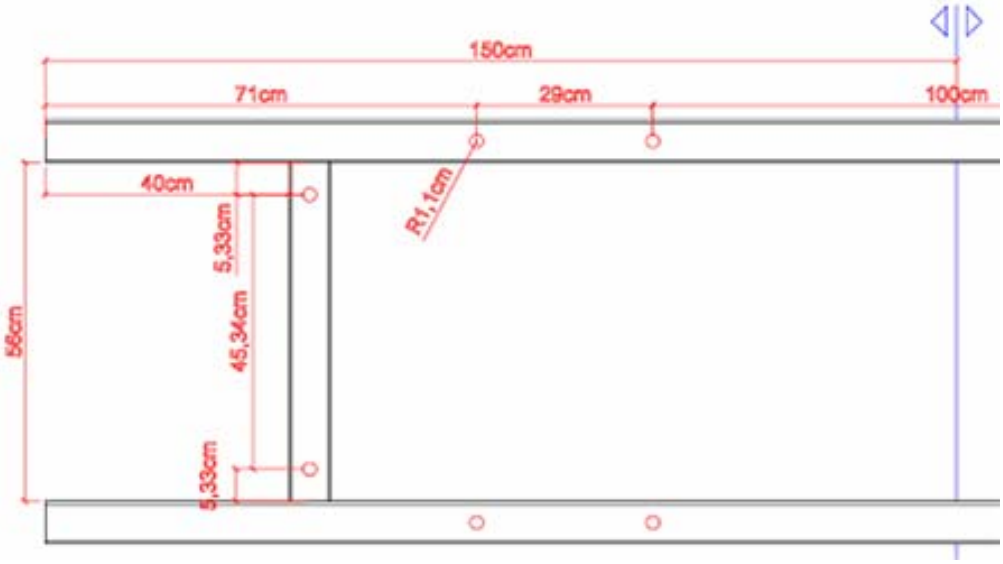



**Figura 5.11 –** Posições dos furos do dispositivo de engaste para a passagem das barras de dywidag.

Para a simulação de um engaste para as aduelas, parte-se do principio que a Aduela I será presa no dispositivo de engaste através da protensão dos cabos passantes pela sua seção transversal. Em seguida a Aduela II será posicionada na Aduela I utilizando o mesmo sistema de protensão.

Por tanto, a solução encontrada para reforçar a fixação do dispositivo de engaste no pórtico escolhido, Figura 5.12 e Figura 5.13, na tentativa de simular um engaste para as aduelas, foi a de soldar vigas alavancas diretamente no dispositivo de engaste como mostra a Figura 5.14.

**Figura 5.12 –** Vista frontal do sistema de engaste preso ao pórtico.

**Figura 5.13 –** Vista lateral do pórtico de engaste.

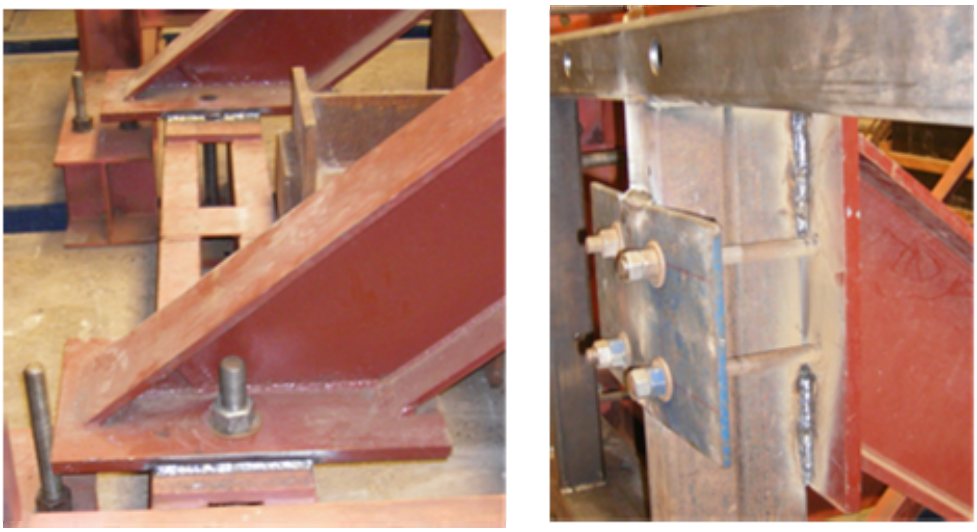


**Figura 5.14 –** Detalhe da solda na viga alavanca e no dispositivo de engaste.

## 5.3. Protensão da Aduela I:

A primeira parte do ensaio das aduelas consistiu em medir a deformação da Aduela I, quando a mesma estava sendo engastada no dispositivo de engaste pela protensão das barras de aço. Esse procedimento simula o processo de montagem da primeira aduela da passarela.

Após a montagem do dispositivo de engaste e a conexão dos extensômetros das aduelas no sistema de aquisição de dados, a Aduela I foi apoiada na posição horizontal em cima de blocos de concretos, de tal forma que os furos da sua seção transversal, para a passagem das barras de protensão, coincidissem com os furos do dispositivo de engaste. Para isso, usaram-se cunhas de madeiras entre os blocos de concreto e superfície inferior

da aduela, para regular a altura e também facilitar na hora de retirar os apoios. A Figura 5.15 mostra a Aduela I posicionada nos apoios à espera da protensão.

**Figura 5.15 –** Aduela I apoiada em blocos de concretos.

Com a Aduela I alinhada com o dispositivo de engaste, passaram-se as barras de aço pelos furos da aduela e do dispositivo prendendo-as com o sistema de ancoragem das barras, ou seja, as placas e as porcas.

Então, o macaco hidráulico foi posicionado, como mostra a Figura 5.16, e as medições de deformações dos extensômetro foram registradas ao final da protensão de cada barra, sendo o primeiro registro realizado antes do inicio da protensão.

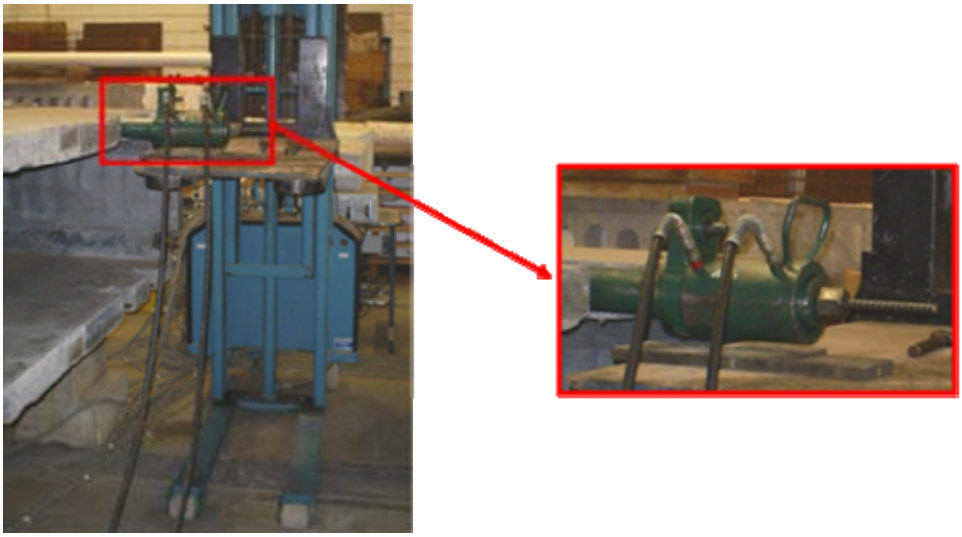


**Figura 5.16 –** Detalhe do macaco hidráulico para protensão da Aduela I.

A carga estabelecida para a aplicação do macaco hidráulico em cada barra de protensão foi de 6 toneladas, cuja a ordem de aplicação da carga nos cabos de protensão é

mostrada na Figura 5.17. O funcionamento do macaco hidráulico está descrito no Apêndice D.

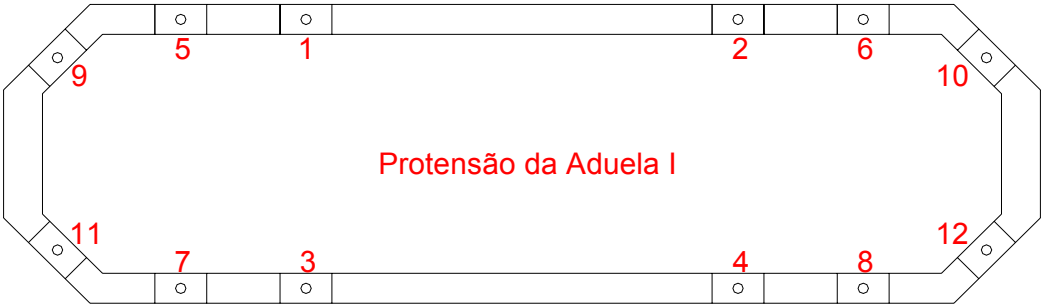



**Figura 5.17 –** Ordem de protensão das barras da Aduela I.

Depois da aplicação da protensão de todos os 12 cabos passantes na seção transversal da aduela, as cunhas foram retiradas deixando a aduela em balanço, mas os blocos de concreto foram mantidos no local como uma medida de segurança como podemos ver na Figura 5.18.

**Figura 5.18 –** Detalhe da Aduela I em balanço.

## 5.4. Protensão da Aduela II:

A segunda parte do ensaio consistiu em acoplar a Aduela II na Aduela I medindo as deformações de ambas. Esse procedimento simula o processo de montagem do primeiro tramo da passarela sem a colocação dos estais.

Terminada a retirada dos apoios da Aduela I, a Aduela II foi posicionada para a passagem dos cabos da mesma forma da Aduela I. Mas, como se trata da interface entre aduelas, necessitou-se da elaboração de uma argamassa para solidarizar e preencher os

vazios existentes entre elas. O Apêndice C mostra os materiais e o traço usado na dosagem da argamassa fluida de alta-resistência, assim como a moldagem, o preparo e os ensaios realizados dos corpos-de-prova contendo essa argamassa.

Antes de preencher a interface das aduelas com a argamassa, foram colocadas fitas adesivas na parte inferior e na lateral das interfaces para argamassa não vazar, como mostra a Figura 5.19. O preenchimento da interface das aduelas ocorreu simplesmente derramando a argamassa nos espaços existentes sem efetuar nenhum tipo de adensamento, por isso a necessidade de uma argamassa fluida. Após 3 dias da moldagem a argamassa teve resistência suficiente para a continuação do ensaio, e a superfície de junção onde foi preenchida com a argamassa ficou sem nenhuma fissuração, como mostra a Figura 5.20.

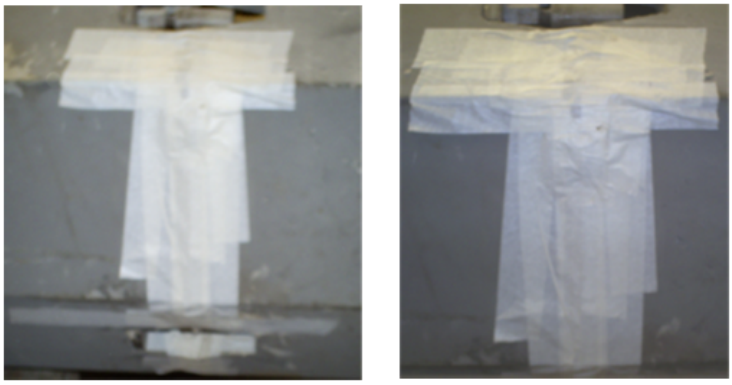


**Figura 5.19 –** Colocação de fita adesiva para preencher com argamassa os espaços entre as aduelas.

**Figura 5.20 –** Detalhe da junção das aduelas após preenchimento com argamassa.

Com a argamassa tendo resistência suficiente para a continuação do ensaio, passaram-se as barras de aço pelos furos da Aduela II conectando-as a Aduela I por meio das luvas de emenda, e na extremidade colocaram-se as placas e as porcas.

Então, novamente o macaco hidráulico foi posicionado e as medições de deformações dos extensômetro foram registradas como estabelecido na protensão da Aduela I, modificando a ordem de aplicação da protensão das barras da seção, como mostra a Figura 5.21. As medições das barras 9 e 12 não foram registradas, por um erro na hora da medição dos dados.

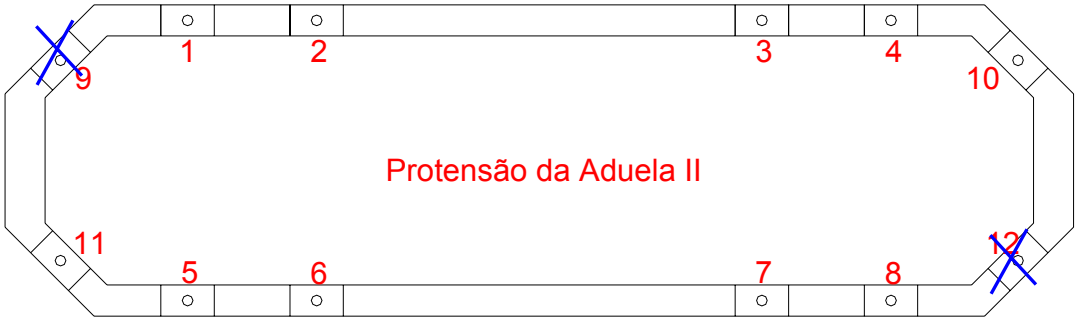



**Figura 5.21 –** Ordem de protensão das barras da Aduela II.

Depois da aplicação da protensão de todos os 12 cabos, as cunhas foram retiradas deixando as duas aduelas em balanço, mas os blocos de concreto também foram mantidos no local como uma medida de segurança como podemos ver na Figura 5.22 e Figura 5.23.

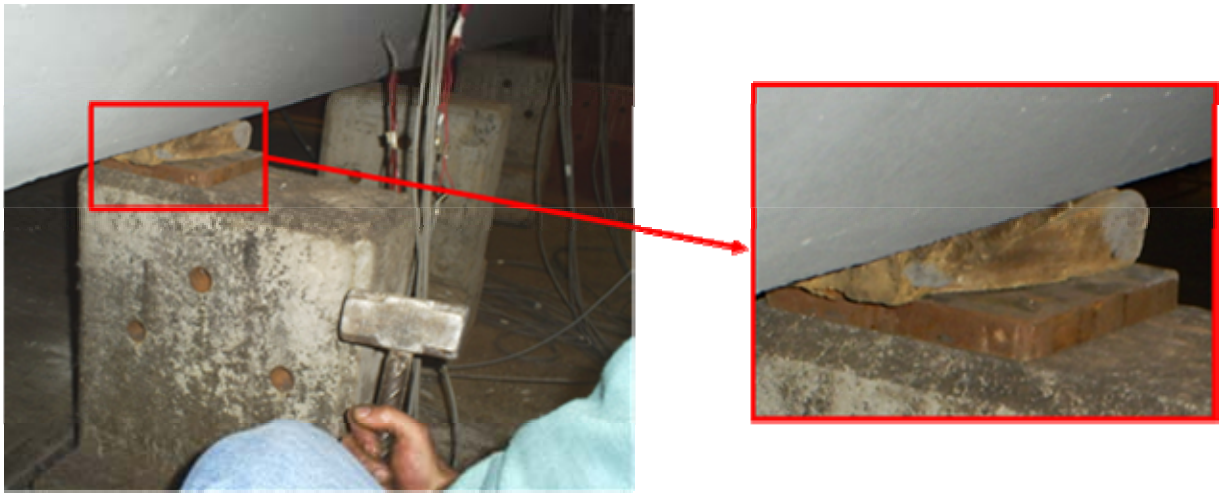


**Figura 5.22 –** Detalhe da retirada das cunhas do apoio da Aduela II.

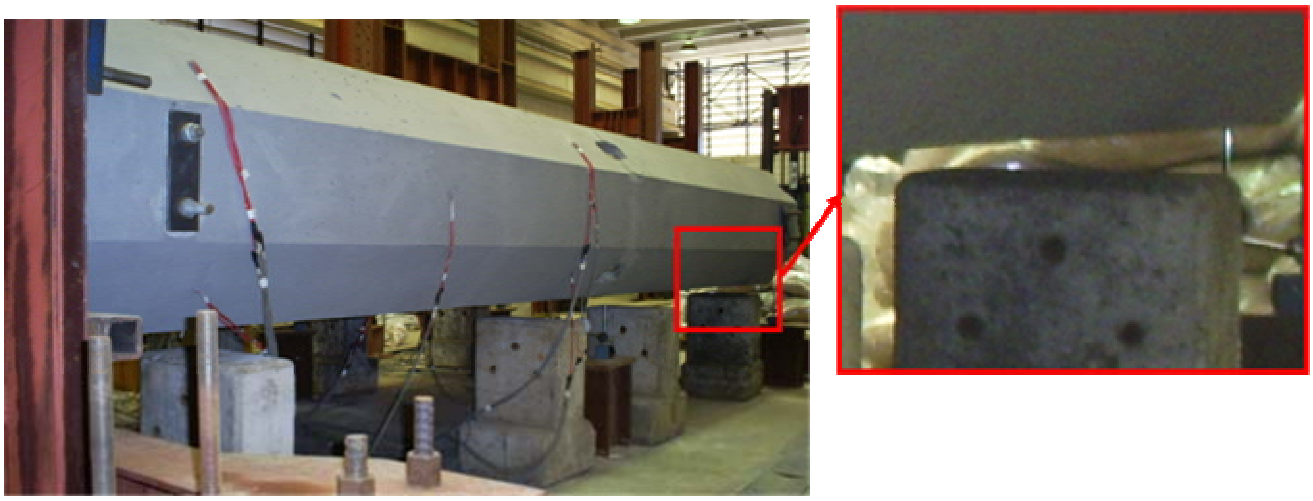


**Figura 5.23 –** Aduelas I e II em balanço.

## 5.5. Aplicação do carregamento distribuído:

A terceira parte do ensaio consistiu em aplicar um carregamento distribuído na laje superior da passarela medindo as deformações dos extensômetro das aduelas e os deslocamentos de relógios comparadores em pontos importantes na parte inferior de ambas. Esse procedimento simula o processo de utilização de carga máxima de um tramo da passarela prevista no projeto.

Antes de se aplicar a carga distribuída, ligou-se um cabo de aço no sistema de ancoragem dos estais da Aduela II a um pórtico, para tentar travar as aduelas e simular os estais do primeiro tramo da passarela, como mostra a Figura 5.24.

**Figura 5.24 –** Cabo de aço e pórtico para simular o estal.

Com os cabos de aços presos dos dois lados da Aduela II, iniciou-se a aplicação do carregamento distribuído em cada metro quadrado da laje superior das aduelas. Esse carregamento foi executado com sacos de areia de 50 kg, sendo colocados 10 sacos em cada metro quadrado. As medições das deformações e dos deslocamentos foram realizadas após o preenchimento de cada metro quadrado, cuja ordem de aplicação da carga/m$^2$ é mostrada na Figura 5.25.

A Figura 5.26 e Figura 5.27 mostram os sacos de areias empilhados na laje superior das aduelas.

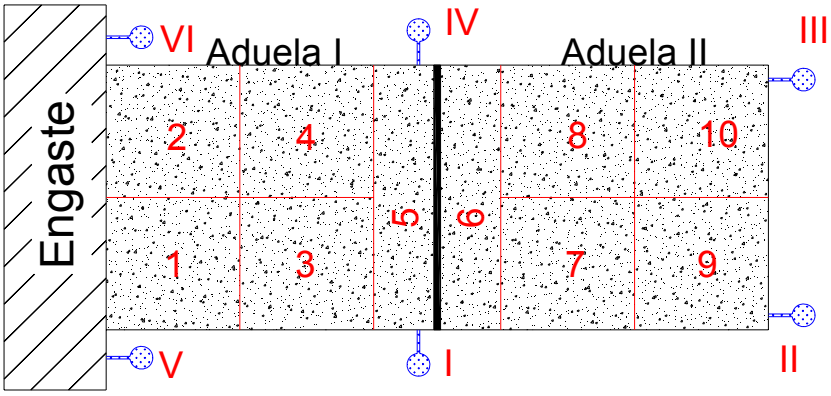



**Figura 5.25 –** Ordem da colocação da carga distribuída e posicionamento dos relógios comparadores.

**Figura 5.26 –** Aduela I com o carregamento distribuído.

**Figura 5.27 –** Aduelas I e II com o carregamento distribuído.

## 5.6. Retirada do carregamento distribuído:

A quarta parte do ensaio consistiu no descarregamento dos sacos de areias das aduelas medindo somente os deslocamentos dos relógios comparadores em pontos importantes na parte inferior das aduelas.

As medições dos relógios comparadores foram após o descarregamento da carga de cada metro quadrado, ou seja, após a retirada de 10 sacos de areias, cuja ordem de descarregamento da carga/m$^2$ é mostrada na Figura 5.28.

A Figura 5.29 mostra a laje superior das duas aduelas depois de retirar os sacos de areias empilhados.

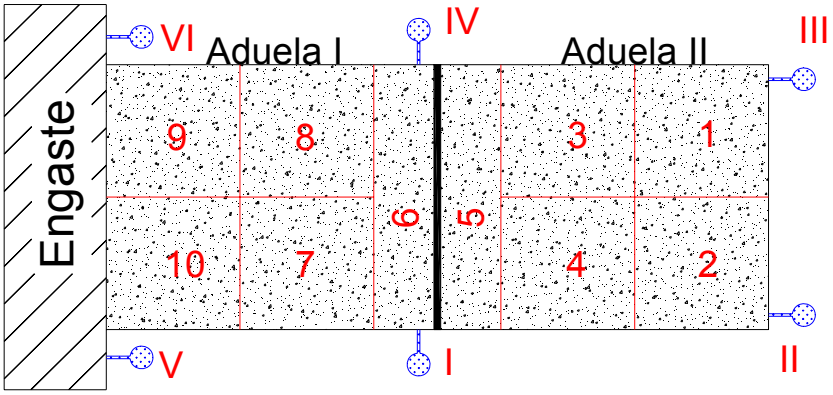



**Figura 5.28 –** Ordem do descarregamento dos sacos de areias e posicionamento dos relógios comparadores.

**Figura 5.29 –** Aduelas depois de retirar o carregamento distribuído.

## 5.7. Aplicação de carregamento em balanço:

A ultima parte do ensaio consistiu em aplicar um carregamento de 2 toneladas no extremo da Aduela II, em balanço e sem os cabos de aços, medindo os deslocamentos dos relógios comparadores. Esse procedimento simula a utilização de algum equipamento para auxiliar a montagem do tabuleiro da passarela.

A aplicação da carga também foi realizada com os sacos de areias de 50 kg e as medições dos deslocamentos foram realizadas após o carregamento de 500 Kg na faixa indicada na Figura 5.30.

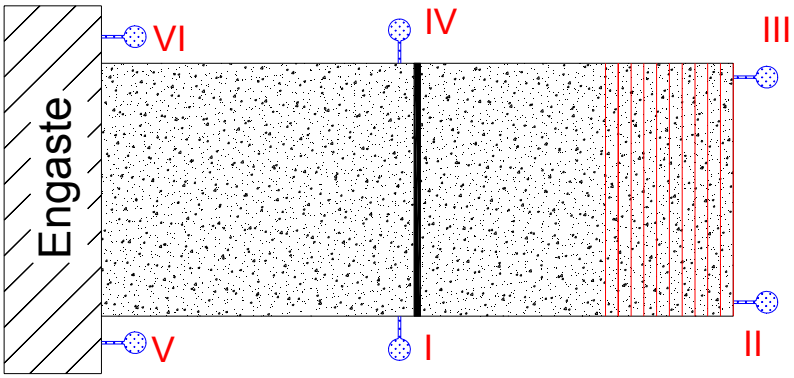



**Figura 5.30 –** Faixa onde se aplicou a carga de 2 toneladas em balanço.

A Figura 5.31 e Figura 5.32 mostram a Aduela II com a carga de 1 tonelada e 2 toneladas em balanço, respectivamente.

**Figura 5.31 –** Carga de 1 tonelada na Aduela II em balanço.

**Figura 5.32 –** Carga de 2 toneladas na Aduela II em balanço.

# 6. RESULTADOS DAS ANÁLISES DAS ADUELAS

Nesse item são apresentados todos os resultados obtidos nos ensaios, descritos no item anterior, dos dois módulos do tabuleiro que foram fabricados em escala real, com microconcreto de alta resistência e alto desempenho, seguindo a simulação do processo de montagem e uso da passarela, a fim de se estudar as solicitações atuantes e as formas de ruína das aduelas acopladas no galpão do Laboratório de Estruturas de Concreto.

A Tabela 6.1 mostra a relação dos números que estão apresentados nas tabelas das deformações das aduelas com os seus respectivos extensômetros.

Os resultados que serão mostrados nos próximos itens desse capítulo, apresentaram deformações muito pequenas, onde os valores impressos têm que ser multiplicados por mil, e nos casos em que foram medidos os deslocamentos, cujos dados foram um pouco maior do que a realidade por causa da deformação do pórtico de engaste ao se aplicar os esforços, também apresentou valores pequenos.

**Tabela 6.1 –** Resumo dos resultados das propriedades mecânicas do concreto.

| **ADUELA I** | | | **ADUELA I** | | | **ADUELA II** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MÓDULO | PONTO | NOME | MÓDULO | PONTO | NOME | MÓDULO | PONTO | NOME |
| 1 | 1 | SE - 1 | 2 | 22 | SI - 4 | 2 | 21 | IE - 3 |
| | 2 | SE - 2 | | 23 | IE - 1 | | 29 | IE - 4 |
| | 3 | SE - 3 | | 24 | IE - 2 | | 39 | SE - 1 |
| | 4 | SE - 4 | | 25 | IE - 3 | | 40 | SE - 3 |
| | 5 | SE - 5 | | 26 | IE - 4 | 3 | 41 | SE - 4 |
| | 6 | SE - 6 | | 27 | IE - 5 | | 42 | SE - 5 |
| | 7 | SE - 7 | | 28 | IE - 6 | | 43 | SE - 7 |
| | 8 | SE - 8 | | 30 | IE - 8 | | 44 | SE - 9 |
| | 9 | SE - 9 | | 31 | IE - 9 | | 45 | SE - 11 |
| | 10 | SE - 10 | | 32 | IE - 10 | | 46 | SE - 12 |
| | 11 | SE - 11 | | 33 | IE - 11 | | 47 | SE - 14 |
| | 13 | SE - 13 | | 34 | IE - 12 | | 48 | SE - 16 |
| | 14 | SE - 14 | | 35 | II - 1 | | 49 | SE - 17 |
| | 15 | SE - 15 | | 36 | II - 2 | | 50 | SE - 18 |
| | 16 | SE - 16 | | 37 | II - 3 | | 51 | IE - 6 |
| | 17 | SE - 17 | | 38 | II - 4 | | 52 | IE - 7 |
| | 19 | SI - 1 | **ADUELA II** | | | | 53 | IE - 9 |
| | 20 | SI - 2 | 1 | 12 | IE - 1 | | 54 | IE - 10 |
| – | – | – | | 18 | IE - 2 | | 55 | IE - 5 |

**Observação:** SE: Tela Superior Externa; SI: Tela Superior Interna; IE: Tela Inferior Interna; II: Tela Inferior Interna.

## 6.1. Protensão da Aduela I:

A Figura 6.1 e Figura 6.2 mostram os resultados das deformações dos extensômetros do eixo central da tela superior externa e da tela inferior interna da aduela I, respectivamente. E os resultados das deformações dos extensômetros que funcionaram se encontram em tabelas no apêndice F.

A ordem dos eventos para as medições das deformações desse ensaio está apresentada a seguir:

- I ➔ zero dos extensômetros;
- II a XIII ➔ ordem de protensão da Aduela I;
- XIV ➔ retirada do apoio.

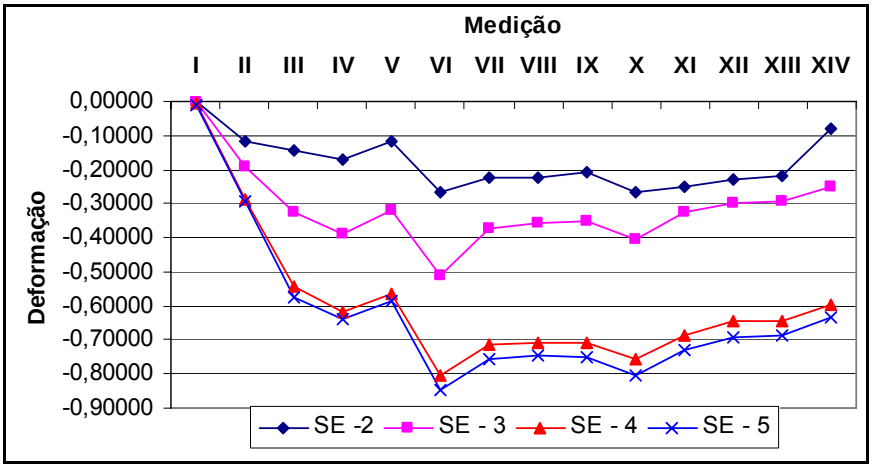



**Figura 6.1 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela I.

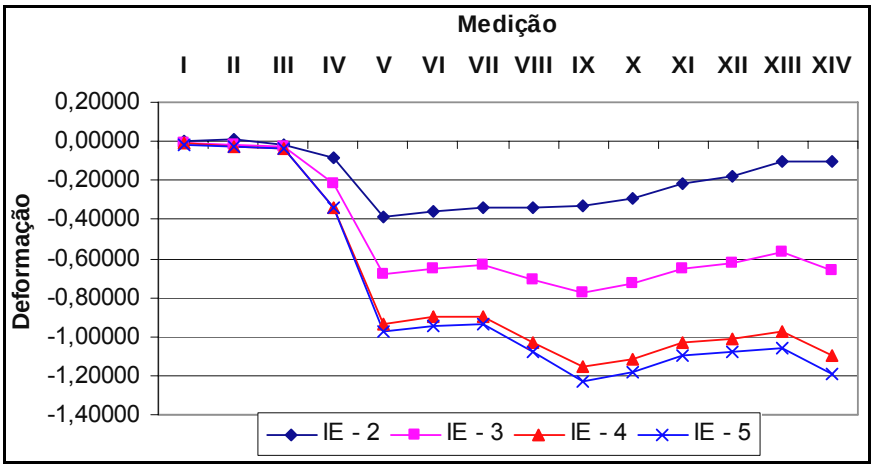



**Figura 6.2 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela I.

## 6.2. Protensão da Aduela II:

A Figura 6.3 e Figura 6.4 mostram os resultados das deformações dos extensômetros do eixo central da tela superior externa e da tela inferior interna da aduela I, respectivamente.

Já a Figura 6.5 e Figura 6.6 mostram os resultados das deformações dos extensômetros do eixo central da tela superior externa e da tela inferior interna da aduela II, respectivamente.

E os resultados das deformações dos extensômetros que funcionaram se encontram em tabelas no apêndice F.

A ordem dos eventos para as medições das deformações desse ensaio está apresentado a seguir:

- I ➔ zero dos extensômetros;
- II a XI ➔ ordem de protensão das barras da Aduela I;
- XII ➔ retirada do apoio.

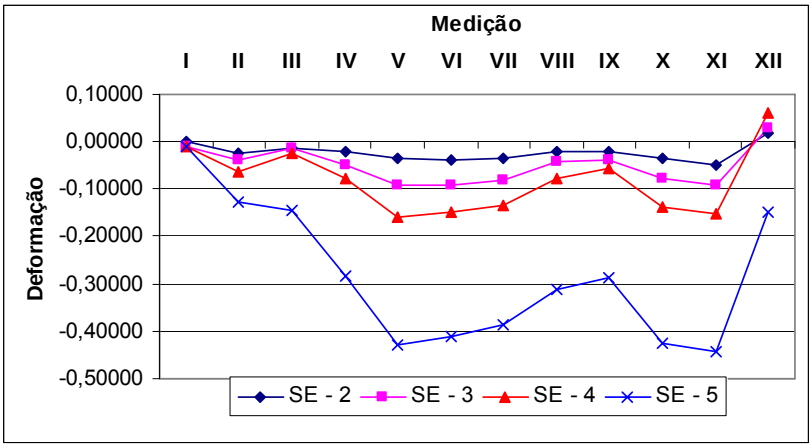



**Figura 6.3 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.

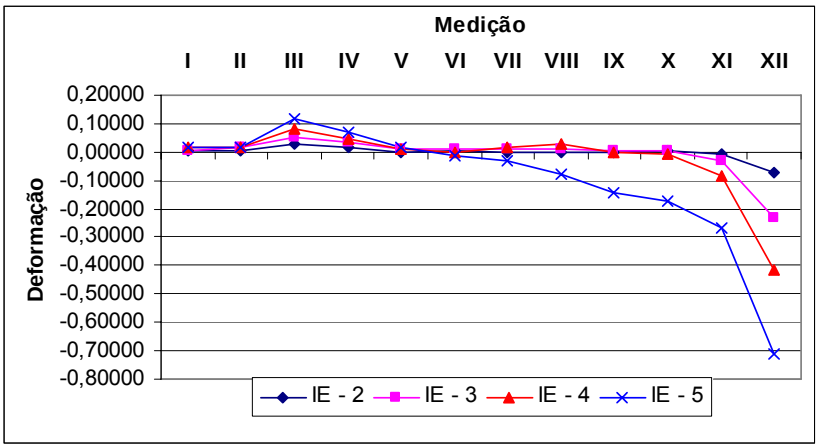



**Figura 6.4 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.

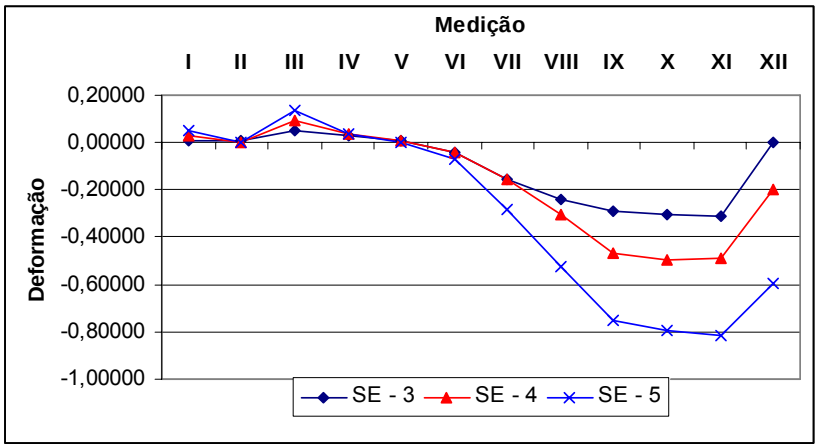



**Figura 6.5 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.

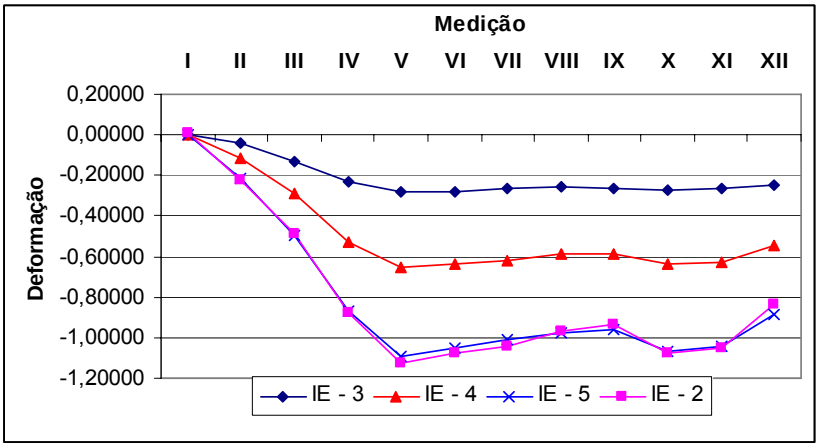



**Figura 6.6 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da protensão da Aduela II.

## 6.3. Aplicação do carregamento distribuído:

A Figura 6.7 e Figura 6.8 mostram os resultados das deformações dos extensômetros do eixo central da tela superior externa e da tela inferior interna da aduela I, respectivamente.

Já a Figura 6.9 e Figura 6.10 mostram os resultados das deformações dos extensômetros do eixo central da tela superior externa e da tela inferior interna da aduela II, respectivamente.

E os resultados das deformações dos extensômetros que funcionaram e dos relógios comparadores se encontram em tabelas no apêndice F.

A ordem dos eventos para as medições das deformações desse ensaio está apresentado a seguir:

- I ➔ zero dos extensômetros;
- II a XI ➔ colocação da carga em cada metro quadrado;
- XII ➔ medição após 18 horas do final do carregamento;
- XIII ➔ medição após 24 horas do final do carregamento;
- XIV ➔ medição após 30 horas do final do carregamento;
- i a iv ➔ posições dos relógios comparadores, descritas anteriormente;

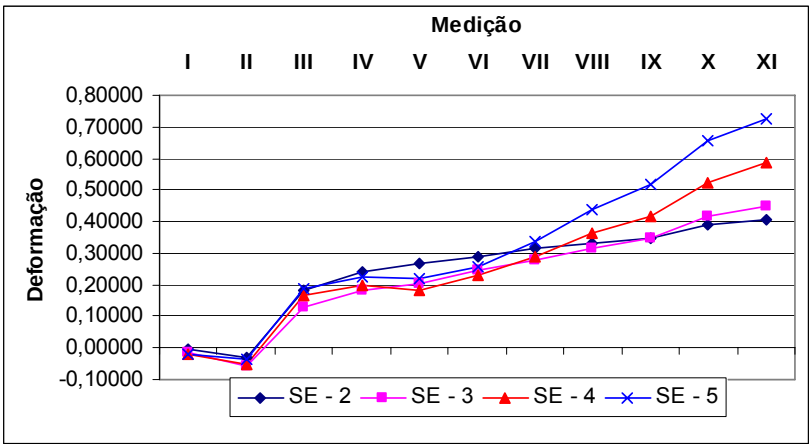



**Figura 6.7 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.

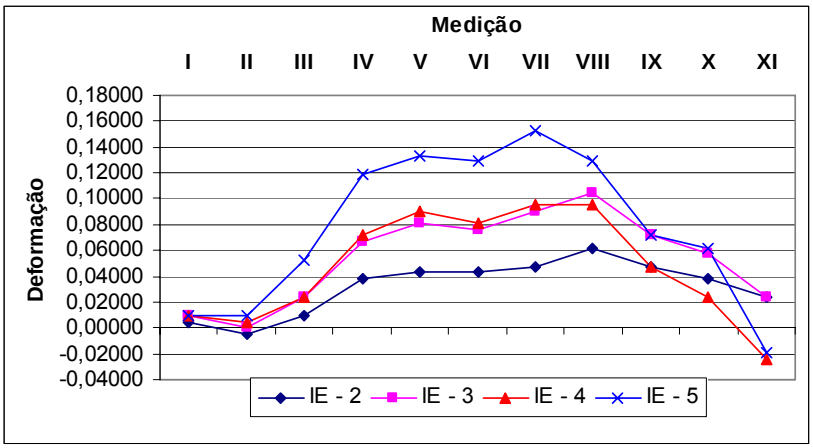



**Figura 6.8 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.

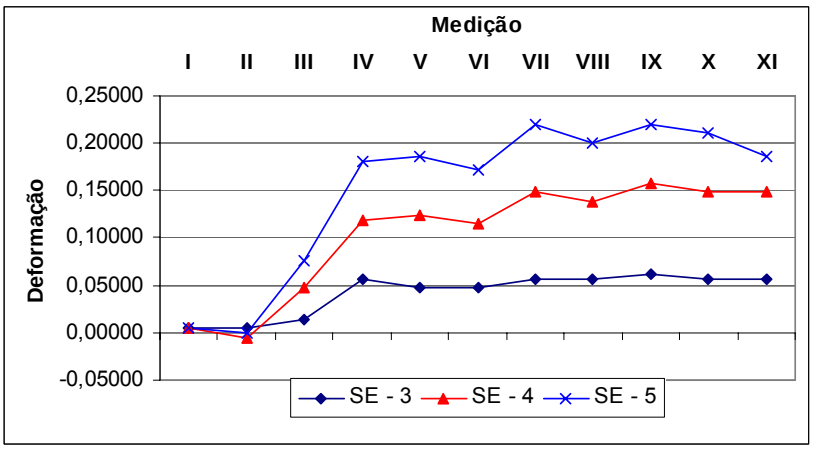



**Figura 6.9 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.

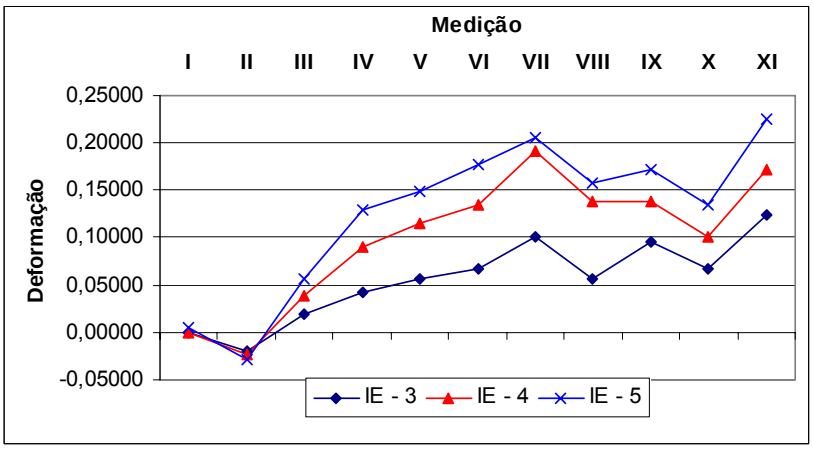



**Figura 6.10 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.

## 6.4. Colocação e retirada do carregamento distribuído:

Os resultados dos relógios comparadores se encontram no , cuja ordem dos eventos para as medições das deformações desse ensaio está apresentada a seguir:

- i a iv ➔ posições dos relógios comparadores, descritas anteriormente;
- I ➔ zero dos relógios comparadores;
- II a XI ➔ colocação da carga em cada metro quadrado;
- XII ➔ medição após 18 horas do final do carregamento;
- XIII ➔ medição após 24 horas do final do carregamento;
- XIV ➔ medição após 30 horas do final do carregamento;
- XVI a XXIV ➔ retirada da carga de cada metro quadrado;
- XXV ➔ retirada do cabo de aço;
- i a iv ➔ posições dos relógios comparadores, descritas anteriormente;

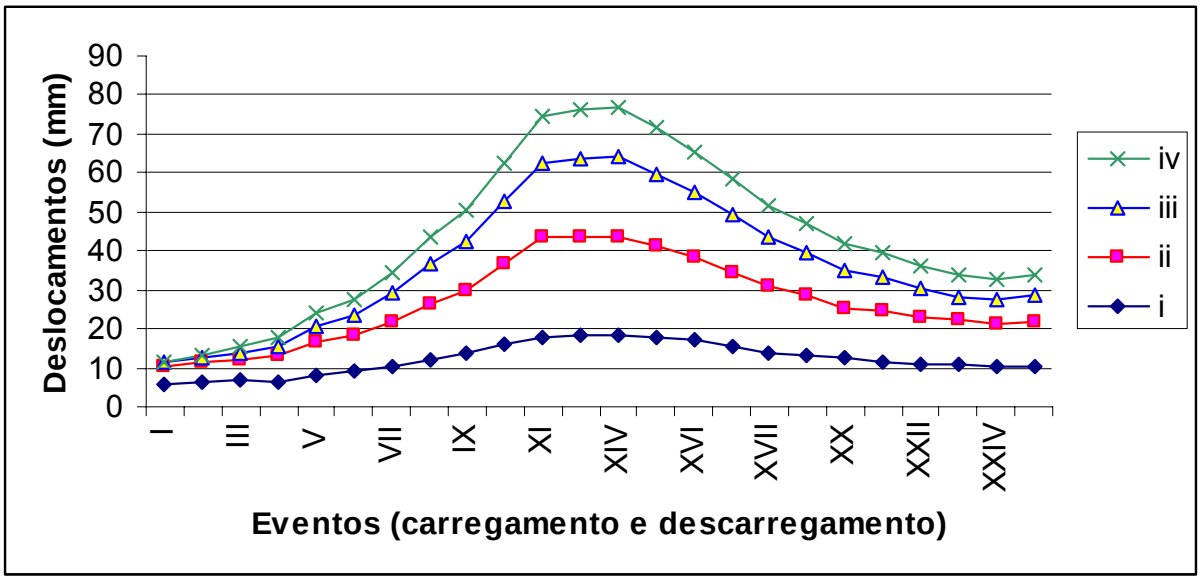



**Figura 6.11 –** Gráfico dos deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento e do descarregamento distribuído das aduelas.

## 6.5. Aplicação do carregamento em balanço:

A Figura 6.12 e Figura 6.13 mostram os resultados das deformações dos extensômetros do eixo central da tela superior externa e da tela inferior interna da aduela I, respectivamente.

Já a Figura 6.14 e Figura 6.15 mostram os resultados das deformações dos extensômetros do eixo central da tela superior externa e da tela inferior interna da aduela II, respectivamente.

E os resultados das deformações dos extensômetros que funcionaram e os resultados dos relógios comparadores se encontram em tabelas no apêndice F.

A ordem dos eventos para as medições das deformações desse ensaio está apresentado a seguir:

- I ➔ zero dos extensômetros;
- II a V ➔ carregamento, sendo 500 kg para cada medida;
- VI ➔ colocação dos relógios comparadores no pórtico;
- VII ➔ medição após 18 horas do final do carregamento;
- VIII ➔ medição após 24 horas do final do carregamento;
- IX a XIII ➔ descarregamento;
- i a vi ➔ posições dos relógios comparadores, descritas anteriormente;

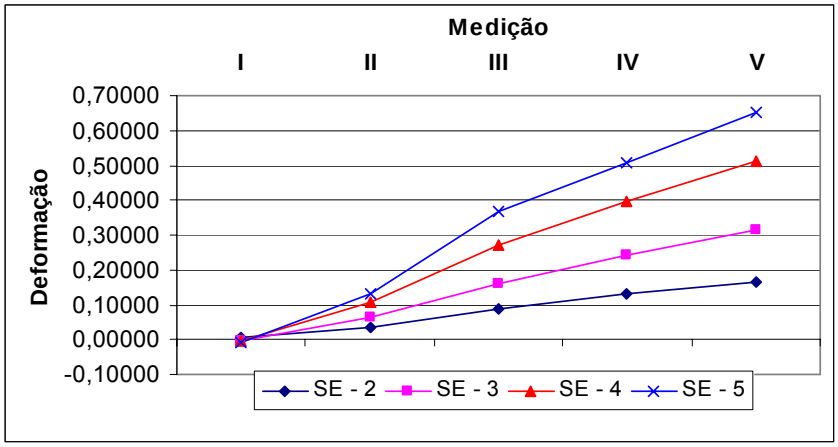



**Figura 6.12 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.

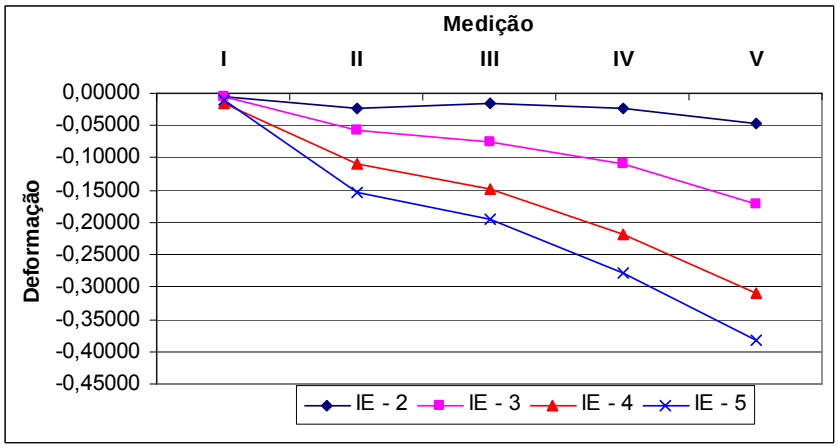



**Figura 6.13 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.

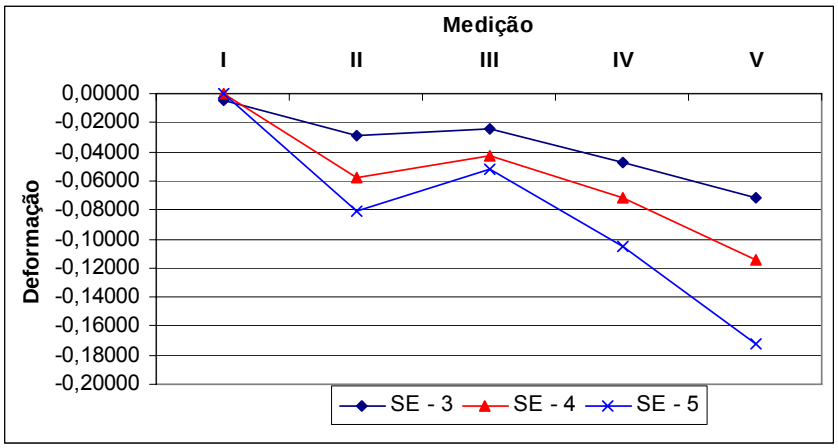



**Figura 6.14 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela superior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.

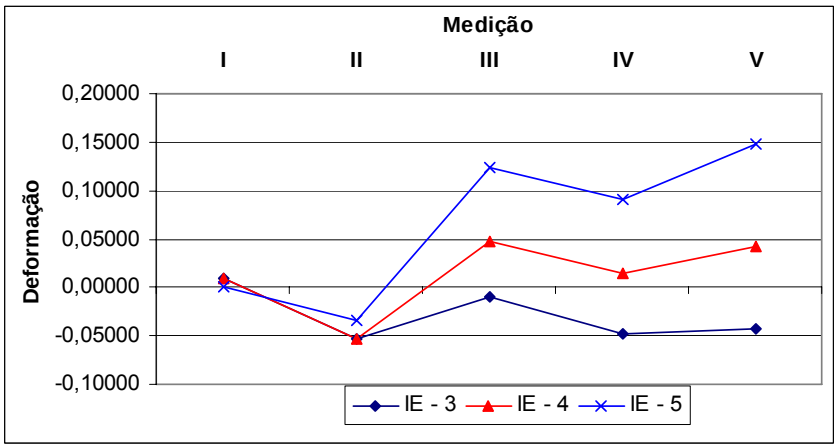



**Figura 6.15 –** Gráfico das deformações registradas na parte central da tela inferior externa da Aduela I após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.

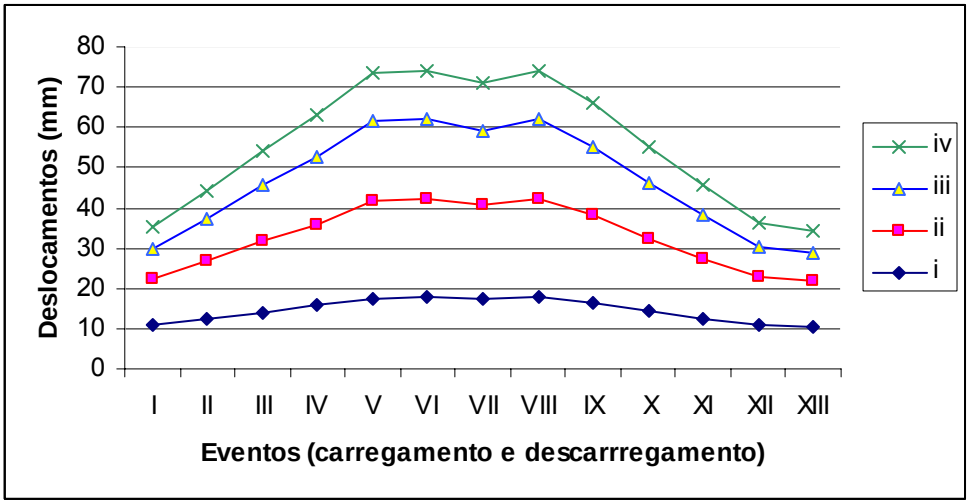



**Figura 6.16 –** Gráfico dos deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento e do descarregamento das aduelas em balanço.

# CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apesar de pouco conhecida no Brasil, nota-se um crescente uso das passarelas estaiadas com aduelas pré-moldadas em diversos países. Entre suas principais vantagens estão a estética bastante agradável, a rapidez e facilidade de montagem. Por motivos econômicos e construtivos os sistemas estaiados são os mais adequados para pontes e passarelas de grandes vãos.

Com base nas observações averiguadas durante o desenvolvimento desta pesquisa, suscitam as seguintes conclusões:

**i.** Para a garantia do desempenho do traço estabelecido durante a dosagem dos concretos das aduelas é necessário que os materiais selecionados sejam analisados em cada região do país;

**ii.** Com base nos resultados finais e nas observações constatadas durante o procedimento de dosagem e controle do concreto, observou-se a eficiência do método adotado para a preparação de um concreto de alto desempenho, visto que o concreto apresentou boa trabalhabilidade e coesão para o lançamento na fôrma de uma altura de 2,40 m, assim como a ausência de segregação e exsudação. A plasticidade do concreto desejada para uma baixa relação água/aglomerante ocorreu devido a utilizações da adição e do aditivo;

**iii.** Recomenda-se que a forma metálica, para execuções de grande escala seja constituída por chapas de 6,3 mm;

**iv.** Os resultados aos 28 dias das propriedades mecânicas dos dois concretos estudados, resistência à compressão simples superior a 75 MPa, resistência à tração por compressão diametral maior que 5 MPa e o módulo de elasticidade superior a 40 GPa, superaram ao previsto no projeto para a possível utilização das aduelas nas configurações de passarelas estudadas;

**v.** Com os resultados obtidos das análises realizadas com os dois módulos do tabuleiro que foram fabricados em escala real, com microconcreto de alta resistência e alto desempenho, verificou-se a possibilidade de construir passarelas com elementos tubulares de pequena espessura protendidos com barras de Dywidag pelo sistema de protensão proposto;

**vi.** Verificou-se uma pequena amplitude das deformações e deslocamentos das aduelas no processo de montagem e uso da passarela, assim como no transporte das aduelas, evidenciando a qualidade dos estudos realizados;

**vii.** Apesar dos pequenos deslocamentos das aduelas nos ensaios simulados, pode-se dizer que uma parte desses deslocamentos foi devido ao próprio pórtico, de fixação do aparelho de engaste;

**viii.** Não foi possível fazer a simulação dos estais, ou seja, aplicar uma força equivalente no dispositivo de ancoragem da aduela par, porém optou-se pela utilização de cabos de aço, em mesma posição que os estais.

**ix.** É importante observar o não aparecimento de fissuras durante todo o processo envolvido, quais sejam, desmoldagem, estocagem, transporte, lançamento e utilização simulada, destacando principalmente a aplicação do carregamento em balanço que simulou uma sobrecarga devido a um carregamento extra na hora da montagem da passarela, provocando uma situação desfavorável com relação a sua geometria;

**x.** Esse fato do não aparecimento das fissuras nas peças pré-moldadas é essencial para a validade dos estudos sobre durabilidade do concreto, pois foi investigado por SILVA, V.M. & LIBORIO, J.B.L. (2007) que a fissura é um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono. Portando a maior durabilidade proporcionada pela aplicação do concreto de alto desempenho desenvolvido e submetido às atmosferas ambientais agressivas será garantida, diminuindo a possibilidade de o agente agressivo atingir a região da armadura.

**xi.** Os esforços provenientes da protensão dos estais no sistema de ancoragem proposto das aduelas, poderá ser reforçado criando-se transversinas de concreto ou mesmo de prefil de aço enrijecido, como mostra o Apêndice E.

**Prosseguimento da pesquisa:**

O prosseguimento desta pesquisa está relacionado primeiramente com a análise da estabilidade global da passarela, precisando ser verificado os seguintes tópicos:

- Construir uma maquete física da passarela mantendo-se a proporção de algumas características específicas para que seja possível analisar o efeito dinâmico, submetendo a mesma ao teste do túnel do vento;
- Verificar através de ensaio do teste do túnel do vento se a esbelteza da torre e a leveza das aduelas não prejudicaram a estabilidade global da estrutura;
- Testar a implementação de fibras (metálicas ou não metálicas) nos concretos desenvolvidos das aduela, para poder aumentar consideravelmente a resistência à tração das aduelas, possibilitando a diminuição ou até mesmo a substituição das armaduras passivas existentes nelas;
- É indicado um estudo do processo de cura térmica a vapor, que é bem abordado no trabalho de MELO, A.B. & LIBORIO, J.B.L. (2002), nos concretos para ganhos de resistência à compressão e de rigidez dos mesmos nas primeiras idades, possibilitando, desta maneira, que o transporte, a estocagem e consequentemente a montagem sejam realizados em um tempo menor se necessário;

.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 223 (1970). Silica fume in concrete - present state of knowledge. **ACI Mater. J.**, v.67 p.583.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). NBR 7251: Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro.

_____. (1982). NBR 7251: Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro.
_____. (1983). NBR 7810: Agregado em estado compactado e seco – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro.
_____. (1987). NBR 9776: Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio
do frasco Chapman. Rio de Janeiro.
_____. (1994). NBR 5738: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro.
_____. (1994). NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.
_____. (1994). NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.
_____. (1998). NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro.
_____. (1998). NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro.
_____. (2003). NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro.
_____. (2004). NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro.
_____. (2006). NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro.

BENTUR, A.; COHEN, M. (1987). Effect of condensed silica fume on the microstructure of the interfacial zone in Portland cement mortars. **J. American Ceramic Society.** v. 70, n. 10, p. 38-43, 1987.

BENTZ, D.P.; STUTZMAN, P.E.; GARBOCZI, E.J. (1992). Experimental and simulation studies of the interfacial zone in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 22, n. 5, p. 891-992.

BILLINGTON, B. D.; NASMY, A. (1990). Histhory and Aesthetics of Cable-Stayed Bridges. **Journal of Structural Engineering**. v.11, n.10.

BUCHER, H.R.E. (1988). **Desempenho de aditivos redutores de água de alta eficiência em pastas, argamassas ou concretos.** REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, REIBRAC, 30., Rio de Janeiro, 1988. v. 2, p. 609-625.

CASTRO, A.L. (2007) - **Reologia do concreto de alto desempenho.** (Tese de doutorado). Interunidades em Ciência e Engenharia dos Materiais – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2007.

CATOIA, T. (2007). **Ladrilhos e revestimentos hidráulicos de alto desempenho.** (Dissertação de Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2007.

COSTENARO, (2003). **Desenvolvimento de concretos com adições de cinza e sílica da casca de arroz.** (Tese de doutorado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2003.

EUROPEAN STANDARD. *Eurocode 2 – Design of concrete structures* - Part 1: General rules and rules for buildings. pnEN1992-1-1. nov. 2002.

FAGURY, S.C. (2002) "**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). Interunidades em Ciência e Engenharia dos Materiais. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2002.

GIANNOTTI DA SILVA, F (2006)**. Estudo de concretos de alto desempenhos frente à ação de cloretos**. (Tese de Doutorado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2006.

GUDMUNDSSON, G.; OLAFSSON, H. (1996). Silica fume in concrete: 16 years of experience in Iceland. In: SHAYAN, A. (Ed.). **Alkali-aggregate reaction in concrete:** Proceedings of the 10th International Conference, Melbourne, Australia. p. 562-569.

GUDMUNDSSON, G.; OLAFSSON, H. (1999). Alkali-silica reactions and silica fume 20 years of experience in Iceland. **Cem. Concr. Res.**, v.29, p.1289-1297.

HELENE, P.R.L. (1983). **La Agressividad del Médio y la Durabilidad del Hormigón. Hormigón**, AATH, n. 10, p. 25-35, 1983.

HELENE, P.R.L.& TERZIAN, P (1994)**. Dosagem e Controle dos Concretos de Cimento Portland** - São Paulo - PINI - 1994.

LEA, F.M. (1971). **The chemistry of cement and concrete**. New York: Chemical Publishing Co.

LEONHARDT, F. (1974). **Latest developments of cable-stayed bridges for long spans. Bygningsstatiske Meddelelser.** v.45, n.4.

LEWIS, R. (1996). Microsilica. **Concrete**, v.30, n.1, p.23-25.

LIBORIO, J.B.L. (2002). **Avanços tecnológicos dos concretos estruturais nos últimos 30 anos.** In: IBRACON 30 ANOS. **CD ROM.** São Paulo, 2002.

LIBORIO, J.B.L. & MELO, A.B. (1996). **Proposta Metodológica Para Dosagem das "Argamassas Estruturais" submetidas a cura térmica**. In: 38a. REIBRAC - REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 1996, Ribeirão Preto.

MATHIVAT, J. (1994). **Les ponts a câbles – des origins a la conquetê des grandes portées.** In: PROCEEDING OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLESTAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, Oct. **Proceeding.** Deauville: Société Henry, oct.p.3-32.

McGEARY, R.K. (1961). "Mechanical packing of spherical particles". **Journal of the American Ceramic Society**, v. 44, p. 513-522, 1961.

MELO, A.B. (2000) **Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland.** (Tese de doutorado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2000.

MEHTA, P.K. & MONTEIRO, P.J.M. (1994). **Concreto: estruturas, propriedades e materiais**, São Paulo: Pini, p. 573, 1994.

OLIVEIRA, I.R., STUDART, A.R., PELEGGI, R.G. & PANDOFELLI, V.C. (2000). "Dispersão e empacotamento de partículas – princípios e aplicações em processamento cerâmico". Fazendo Arte Editorial, 2000. 195p

PETROSKI, H. (1995). **Engineers of dreams: great bridge builders and the spanning of América.** New York: Alfred a Knopf. 479p.

ROSTAM, S. (2003). Service Life of Concrete Structures - a Design Approach for the Future. In: **CONCRETO COLLOQUIA.** 2003, São Carlos, SP, Brazil, May 14-16.

SCRIVINER, K.L. (1988). The microstructure of concrete. Skalny. **Materials Science of Concrete I.** Westerville/USA: The American Ceramic Society, 1988.

SILVA, F.G. (2006). **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos.** (Tese de Doutorado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2006.

SILVA, I.J. (2002). **Contribuição ao estudo dos concretos de elevado desempenho: propriedades mecânicas, durabilidade e microestrutura.** 279p. (Tese de Doutorado). Interunidaes em Ciência e Engenharia de Materiais - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2002.

SILVA, V.M. (2002). **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa.** (Dissertação de Mestrado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2002.

SILVA, V.M. (2007). **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida.** (Tese de Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2007.

SILVA, V.S. (2004). **Aderência de chapiscos em concretos estruturais – melhoria da microestrutura da zona de interface pela adição da sílica da casca de arroz.** (Tese de Doutorado). Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2004.

STANTON, T. E. (1940). Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. **Proceedings ASCE**, v.66, p.1781-1811.

TORNELI, P. (2002). **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparações de alternativas**. (Tese de Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de engenharia de Estruturas e Fundações, POLI-USP. São Paulo-SP, 2002.

VERBECK, G.J. (1968). **Performance of concrete**. Toronto: University of Toronto Press.

WALTHER, R. (1985). **Ponts haubanés.** Lausanne: Presses Polytechniques Romandes. 202p.

WITTFOHT, H. (1984). **Building bridges: history, technology and construction.** Dusseldorf: Beton-Verlag. 327p.

## Referências adicionais:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2005). NBR 9062: Projetos e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro.

BENTZ, D.P.; GARBOCZI, E.J. (1991). Percolation of phases in a three-dimensional cement paste microstructure model. **Cement and ConcreteResearch**, v. 21, p. 325-344.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTE. *Shear at the interface of precast and in- situ concrete*: FIP guide to good practice. Wexham Springs: Cement and Concrete Association, 1982.

FIB BULLETIN 9, *Guidance for Good Bridge Design* , 2000.

FRANÇA, R.L.S., HELENE, P. & BATLOUNI NETO, J. **"e-Tower – Recorde mundial colorido em concreto de alto desempenho"**, Obras Emblemáticas. Concreto Colloquia 2003, 14-16/05/2003, Escola de Engenharia de São Carlos, da USP. Jubileu de Ouro. São Carlos.

ISAIA, G.C. (1995). **Efeitos de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concreto de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas à corrosão da armadura.** (Tese de Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, 1995.

LIBORIO, J.B.L., HELENE, P. et al. **"Desenvolvimento tecnológico dos concretos nos últimos 50 anos"**, A Escola de Engenharia de São Carlos e a Engenharia Nacional. Concreto Colloquia 2003, 14-16/05/2003, Escola de Engenharia de São Carlos, da USP. Jubileu de Ouro. São Carlos.

MEHTA, P.K. (1983). Mechanism of sulfate attack on Portland cement concrete: another look. **Cem. Concr. Res.**, v.13, n.3, p.401-406.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. *PCI design handbook*: precast and prestressed concrete. 4.ed. Chicago: PCI, 1992.

SILVA FILHO, L.C.P.; AGOPYAN, V. (1995). Effect of silica fume on concretes against sulfate attack. **In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS**, 1995. Proc. p.1227-1236.

# APÊNDICE A: ESTUDO DOS COMPONENTES DA PASSARELA

## A.1. Cálculo da armadura da aduela em tela soldada:

A aduela será armada em seu contorno (interno e externo) com telas soldada tipo Q138, com espaçamento entre fios de 10x10 cm, diâmetro de 4,2 mm, seção transversal de 1,38 $cm^2/m$. Essa tela é comercializada em rolo de 2,45 m de largura por 60,00 m de comprimento. O cobrimento interno e externo da peça será de 1,00 cm. Para a escolha dessa tela soldada, utilizou-se em uma primeira estimativa o software SAP, discretizando a seção em elementos como mostrado na figura A.1. As restrições de apoio foram colocadas no lugar em são ancorado os estais, pois em passarelas estaiadas eles funcionam como apoios intermediários aliviando os esforços sobre o tabuleiro.

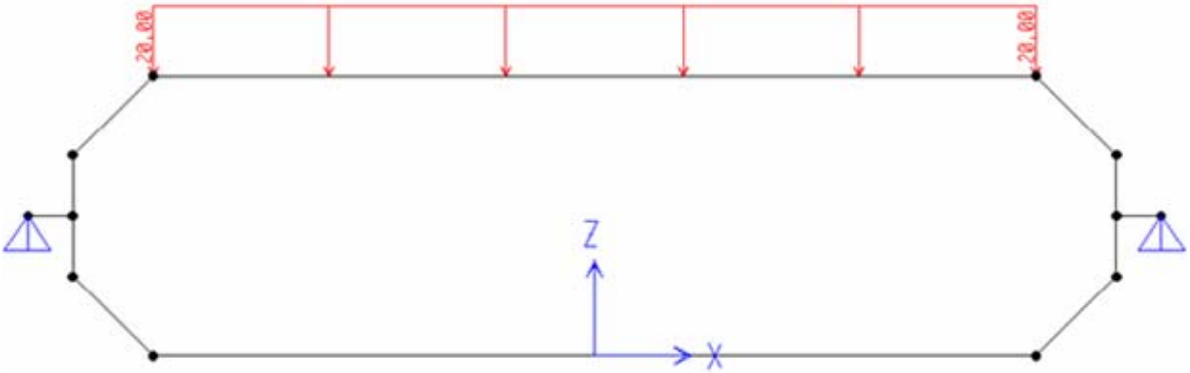



**Figura A.1 –** Seção transversal da aduela com os respectivos apoios e carregamento.

Também foi acrescentada a carga distribuída devido à carga acidental (pedestres). Para isso, utilizou-se o gráfico da figura A.2 onde são apresentadas várias normas para a aplicação desse tipo carga. Na Dinamarca, por exemplo, adota-se 5,00 $kN/m^2$ independente do tamanho do vão da passarela. Na Finlândia, Noruega e na Suécia adota-se 4,00 $kN/m^2$. Já o Eurocode varia a carga entre 2,50 $kN/m^2$ a 5,00 $kN/m^2$ dependendo do tamanho do vão da passarela. No presente trabalho, adotou-se o carregamento distribuído como sendo 5,00 $kN/m^2$. A seção mais critica é aquela em que passa os estais de ancoragem.

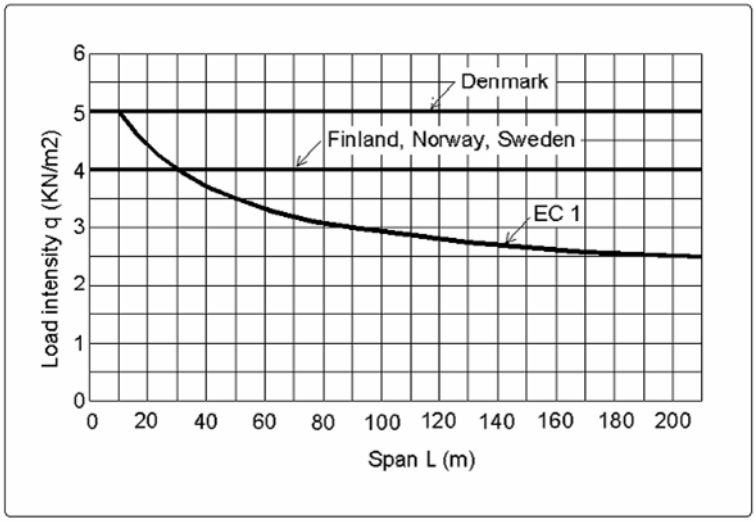



**Figura A.2 –** Carregamento uniforme distribuído de acordo com normas dos países Nórdicos e do Eurocode (EC 1, Parte 3).

Como resultado, obtiveram-se os esforços da figura A.3, o que permite concluir que na situação de serviço, há uma necessidade de reforços nas quinas e no meio superior, causada justamente pela carga distribuída.

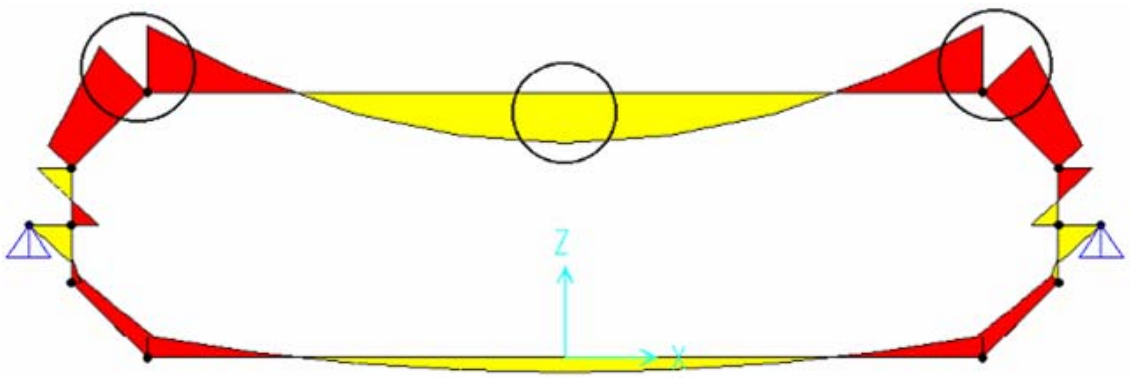



**Figura A.3 –** Esforços solicitantes na aduela.

Porém esses esforços variam ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro, motivo pelo qual serão estudados os esforços em outras seções. Para isso, foi considerada a configuração de dois vãos simplesmente apoiados e carregados para a situação de serviço, como mostrado na figura A.4. Em seguida, foi feita uma simulação tridimensional no software ANSYS obtendo-se a estrutura deformada, como mostrado na figura A.5.

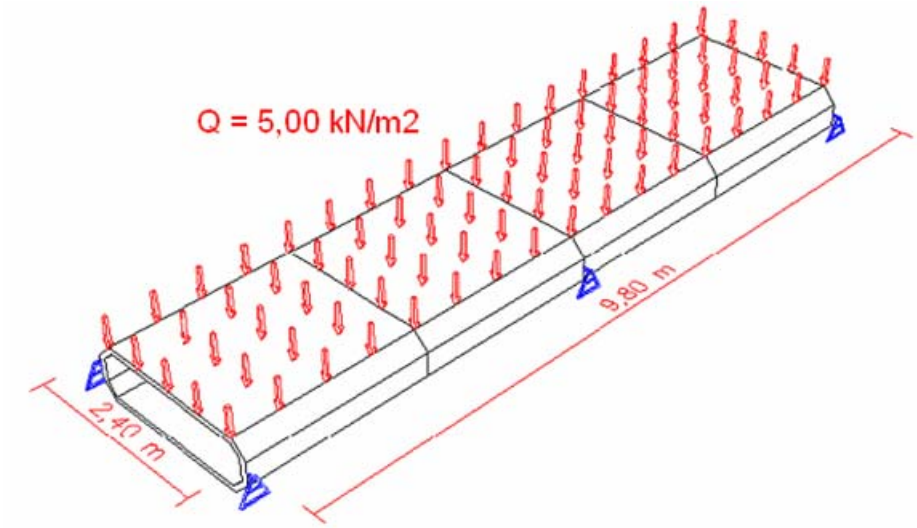



**Figura A.4 –** Situação de carregamento para dois vãos simplesmente apoiados.

Através da figura A.6 processada no software ANSYS, foi possível colher dados para a aferir a escolha da armadura em tela soldada calculada anteriormente no software SAP, bem como, analisar o comprimento necessário do reforço longitudinal que será de 90 cm, como mostrado na figura A.7. O detalhamento completo das telas soldadas é mostrado na figura A.8 e A.9.

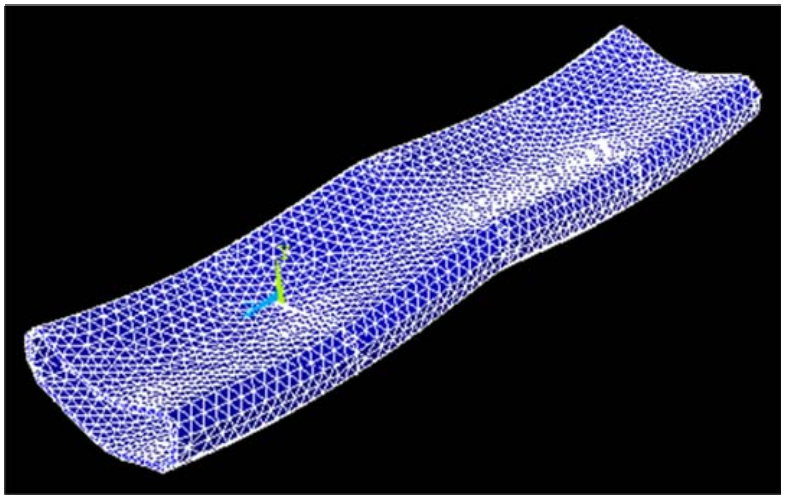


**Figura A.5 –** Deslocamento do tabuleiro processado no software ANSYS.

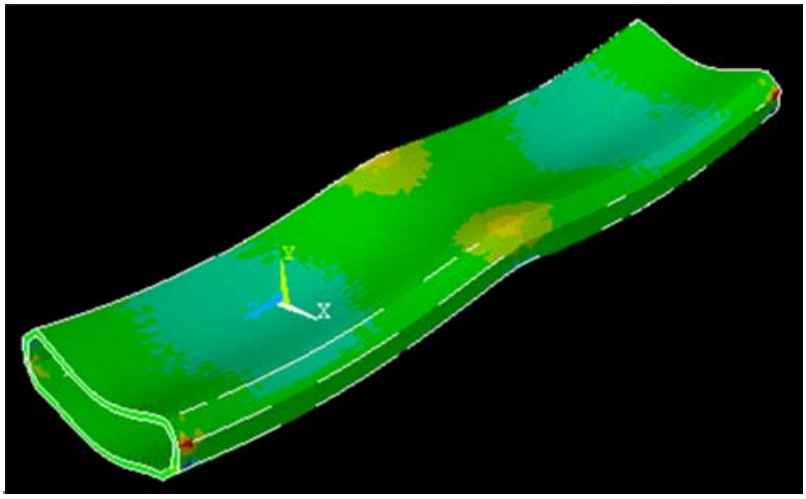



**Figura A.6 –** Esforços do tabuleiro processado no software ANSYS (momento Fletor).

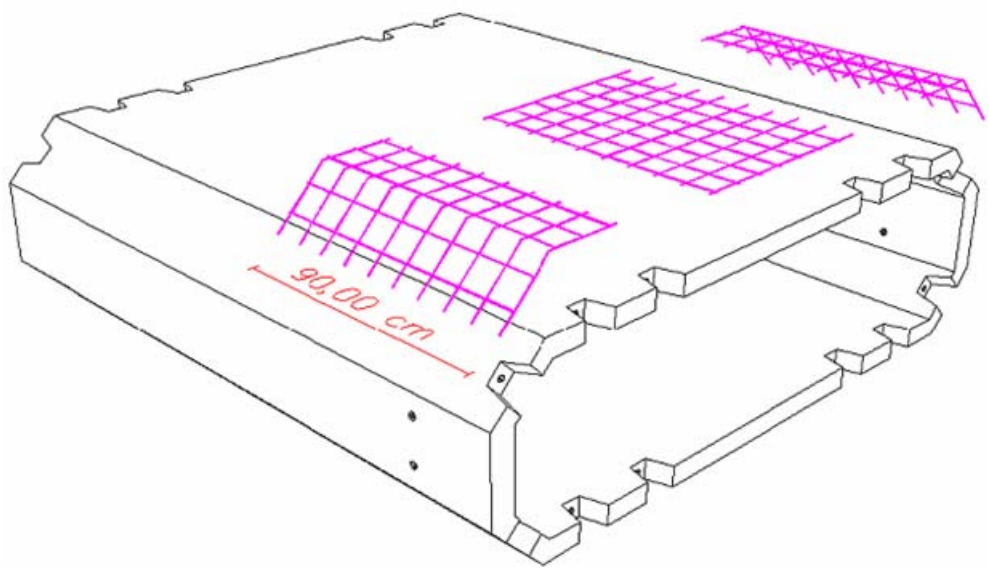



**Figura A.7 –** Comprimento longitudinal do reforço longitudinal.

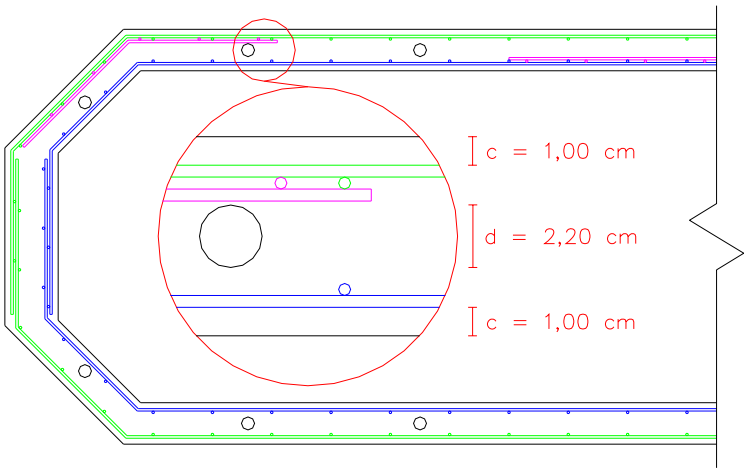



**Figura A.8 –** Detalhamento da armadura em tela soldada.

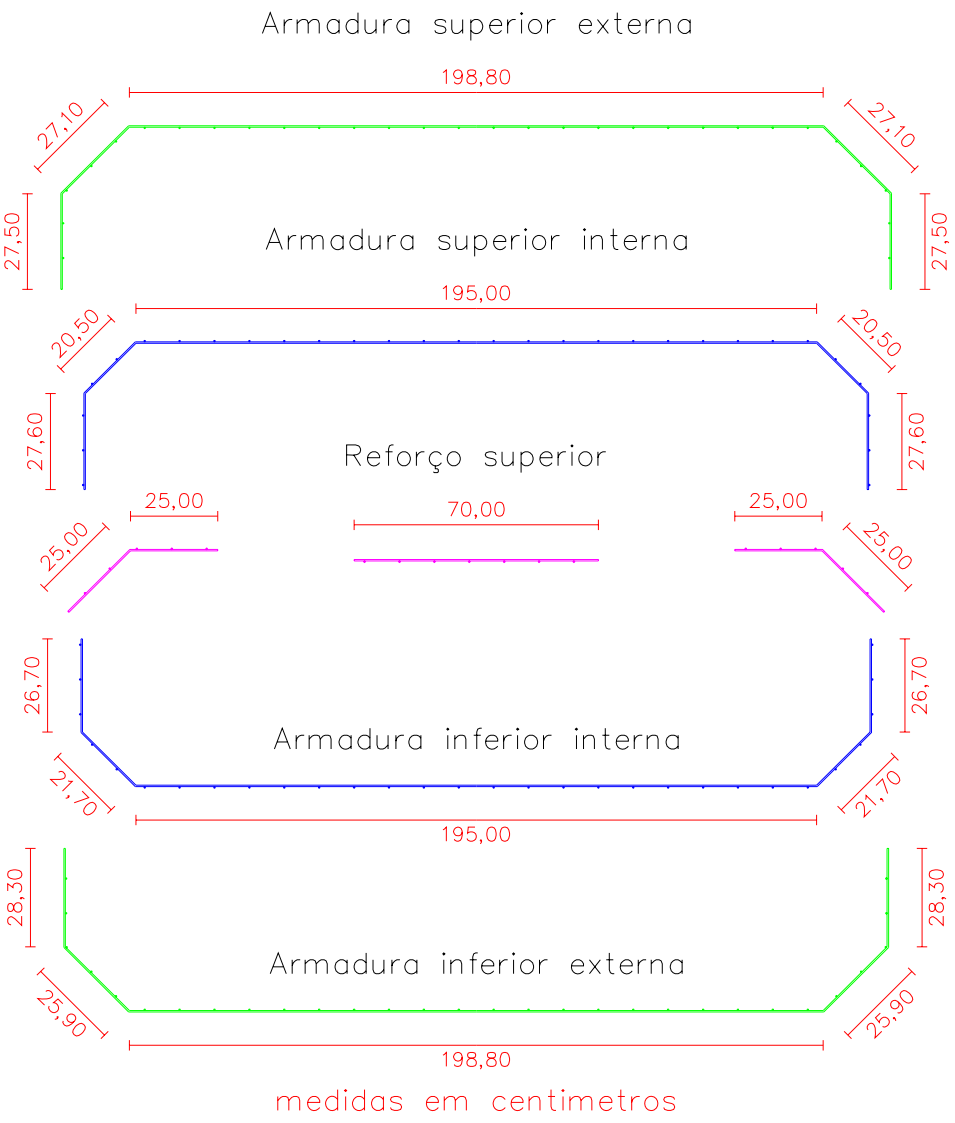



**Figura A.9 –** Detalhamento da armadura em tela soldada.

## A.2. Esforços atuantes ao longo do tabuleiro:

Para o cálculo dos esforços atuantes ao longo do tabuleiro, foi considerado o perfil longitudinal da figura A.10, com hipótese de balanço no final do tabuleiro, pois será dimensionado um elemento pré-moldado que atenda boa parte das situações de execução. Transformando o perfil longitudinal em elementos finitos, tem-se a situação da figura A.11. É importante lembrar que geralmente as análises das ações em estruturas são feitas em duas situações distintas.

A primeira situação relaciona-se à fase construtiva, a qual estará atuando apenas o peso próprio das aduelas e a carga concentrada, devido ao peso do equipamento de protensão e o pessoal da montagem, e a segunda situação será a fase de serviço, na qual então serão computadas outras variantes, tais como a carga de multidão, peso do corrimão, peso dos postes de iluminação, etc. Evidentemente a iluminação poderia ser independente.

O processo de montagem da passarela foi reproduzido no programa computacional e se constatou que a pior situação de esforços solicitantes encontra-se na fase de serviço, portanto será mostrada apenas esta situação, considerando-se o gráfico da força axial (figura A.12) para a análise dos estais de ancoragem e o gráfico de momento fletor (figura A.13) para a análise das dimensões da peça, justificando a escolha de sua altura, que é de 70, 00 cm.

Verificou-se também, a quantidade de estais necessária para criar apoios intermediários suficientemente rígidos (que distam entre si de aproximadamente 5,00 m), e o máximo momento resistido pela aduela em estudo.

Foi considerado como carregamento o peso próprio de 6,00 kN/m$^2$, e uma carga de multidão de 8,00 kN/m$^2$. Fazendo-se a superposição de esforços, e considerando um coeficiente de ponderação de 1,4, obteve-se a carga total de aproximadamente 20,00 kN/m$^2$.

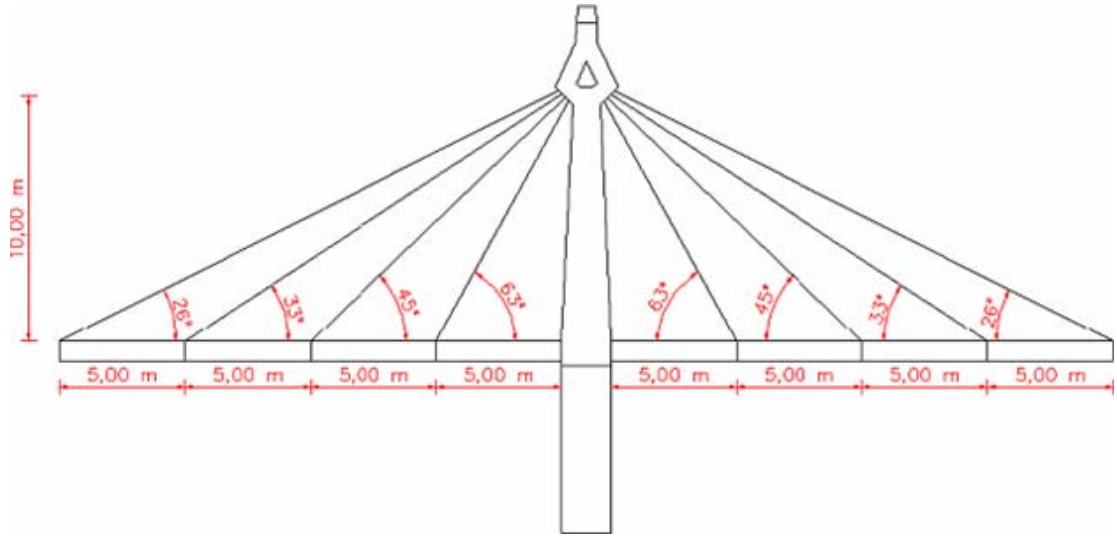



**Figura A.10 –** Perfil longitudinal da estrutura.

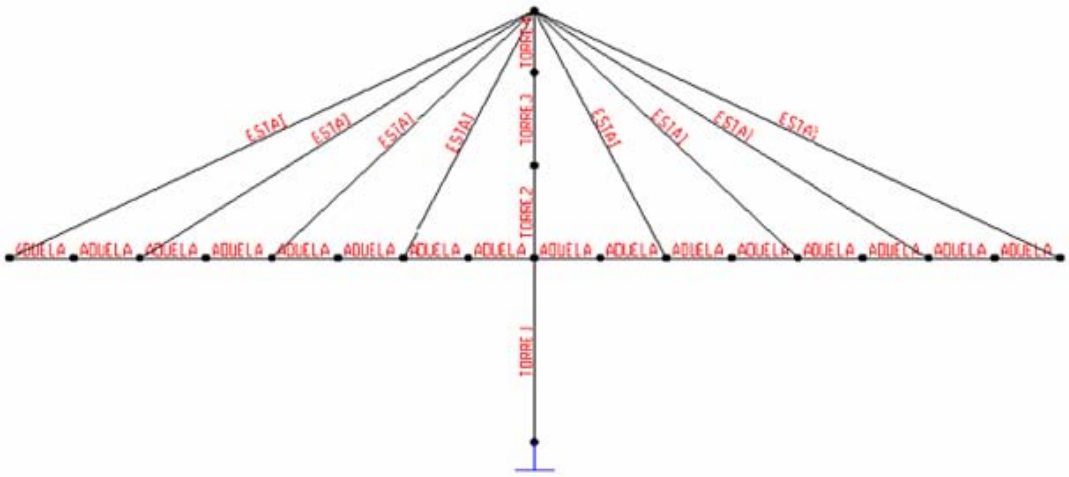



**Figura A.11 –** Configuração geométrica adotada no Software SAP 2000.

## A.3. Análise dos estais de ancoragem:

O resultado da análise feita com o software SAP, mostrou que havia a necessidade de apoios intermediários suficientemente rígidos para suportar uma força axial máxima de 170 kN (figura A.12), e assim foi necessário adotar um estai de cada lado da peça utilizando barras de Dywidag com diâmetro de 32 mm, pois se fossem adotados estais de diâmetro menor, embora a força cortante atuante fosse menor, já que cada barra resiste a 680 kN de força axial, os esforços no tabuleiro seriam aumentados devido à deformação excessiva dessas barras.

Apesar da carga resistente por cada estal ser muito superior à carga atuante, deve ser considerado na fase de execução a inclusão de mais um cabo de cada lado, pois nesse

tipo de estrutura deve-se prever a ação de vandalismos, e além do mais estes estais excedentes possibilitam uma manutenção segura da passarela, caso haja necessidade da troca dos estais por medidas preventiva.

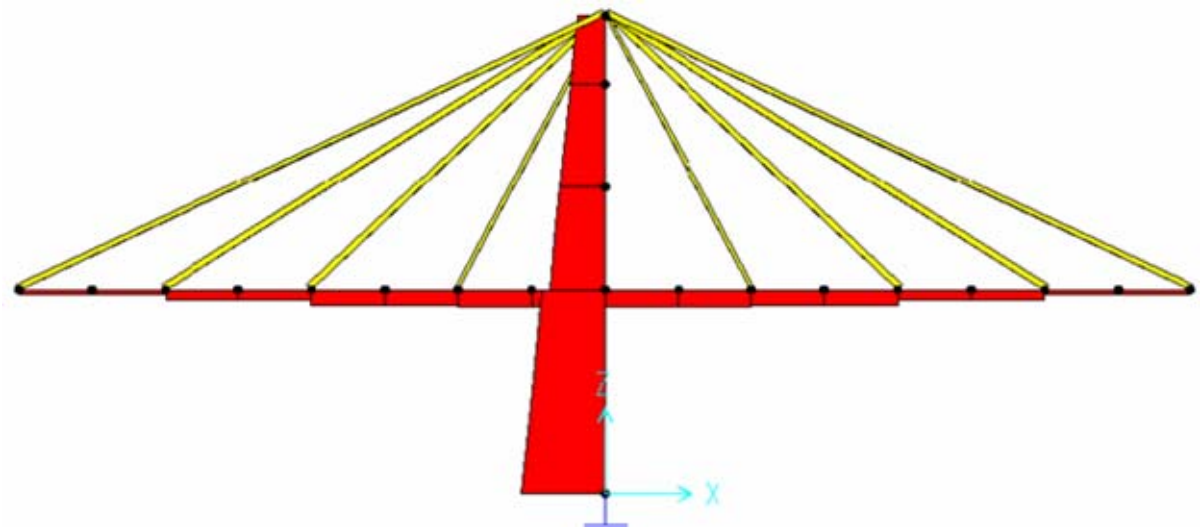



**Figura A.12 –** Força axial máxima nos estais para a situação em serviço.

## A.4. Análise dos esforços no tabuleiro:

A escolha das dimensões do elemento pré-moldado (especificamente sua altura) está diretamente ligada ao tipo e ao diâmetro dos estais de ancoragem adotados, pois como dito anteriormente, quanto mais flexíveis forem os estais, mais esforços do momento fletor serão transmitidos ao tabuleiro.

Fixando um estai de 32 mm em cada lado da aduela, o tabuleiro sofrerá um esforço de momento fletor máximo junto à torre de 325 kN.m (figura A.13), podendo chegar à 368 kN caso haja a perda de algum estai devido ao vandalismo ou qualquer outro motivo. Utilizando por exemplo, estais com diâmetros de 15 mm, o momento máximo junto à torre pode chegar até 753 kN.m (figura A.14), o que mudaria as dimensões do elemento prémoldado.

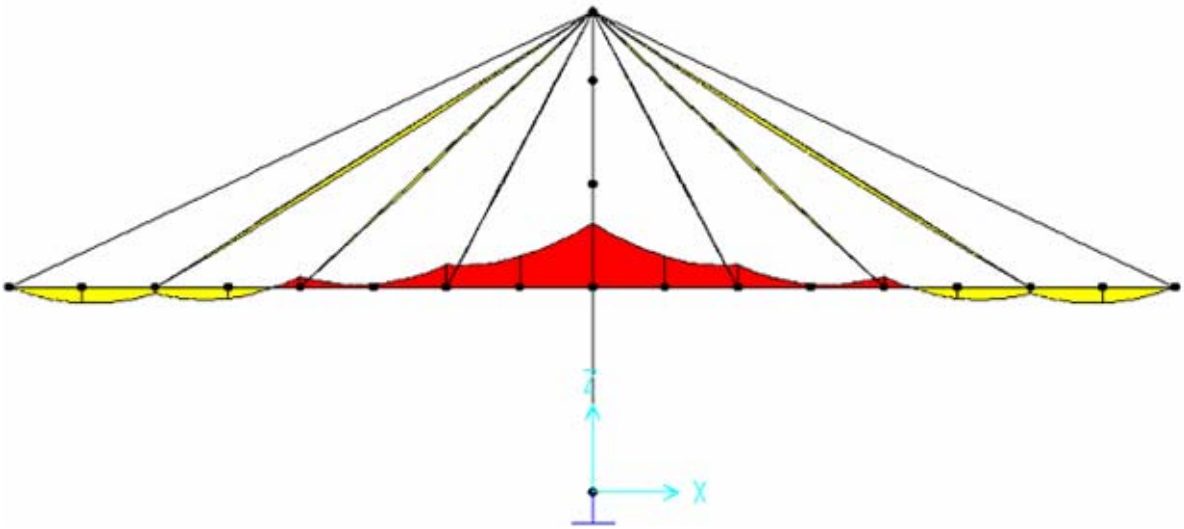



**Figura A.13 –** Gráfico de momento fletor no tabuleiro para a situação em serviço (estais de 32 mm).

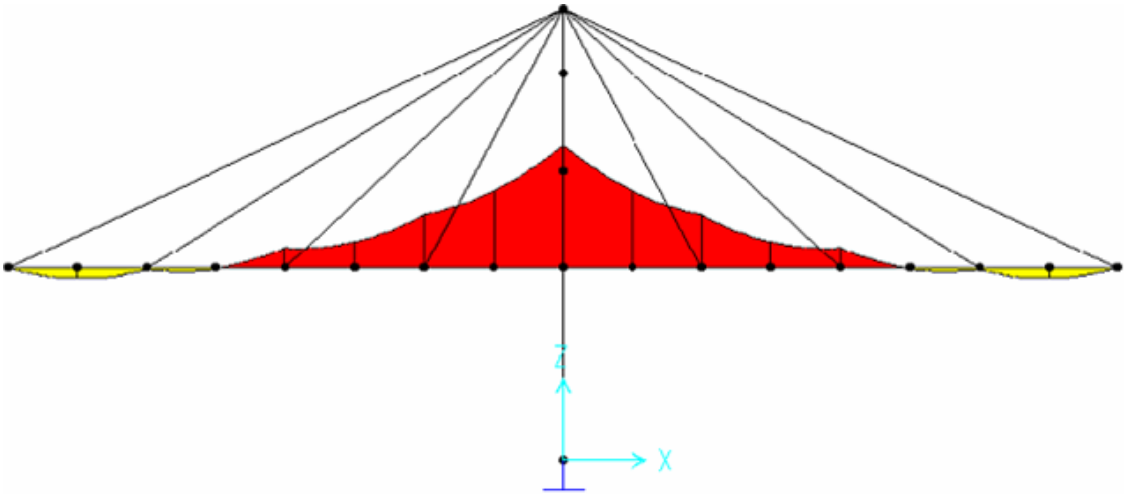



**Figura A.14 –** Gráfico de momento fletor no tabuleiro para a situação em serviço (estais de 15 mm).

A geometria do elemento pré-moldado já foi escolhida de acordo com a Figura 3.7, as espessuras laterais (9,00 cm) e as espessuras das lajes (superior e inferior igual a 7,00 cm) também já foram escolhidas em função da análise de pequenas espessuras, distribuição da armadura, etc.

Apresenta-se na tabela A.1 o momento resistente máximo do elemento em função de sua altura (h), figura A.15.

Nessa pesquisa foram fixados estais de 32 mm de diâmetro, recaindo na peça com 70,00 cm de altura, porém o engenheiro responsável pela obra poderá fixar a altura de acordo com as variáveis de projeto, como por exemplo, dificuldade em comprar barras com o diâmetro desejado, comprimento total da passarela, etc.

Ressalta-se a importância de ensaiar os elementos de alturas superiores a 70,00 cm, pois nos casos aonde serão colocados os estais de ancoragem, a peça poderá sofrer

rupturas localizadas devido sua geometria de pequena espessura, causada pelo momento torçor na região desses estais.

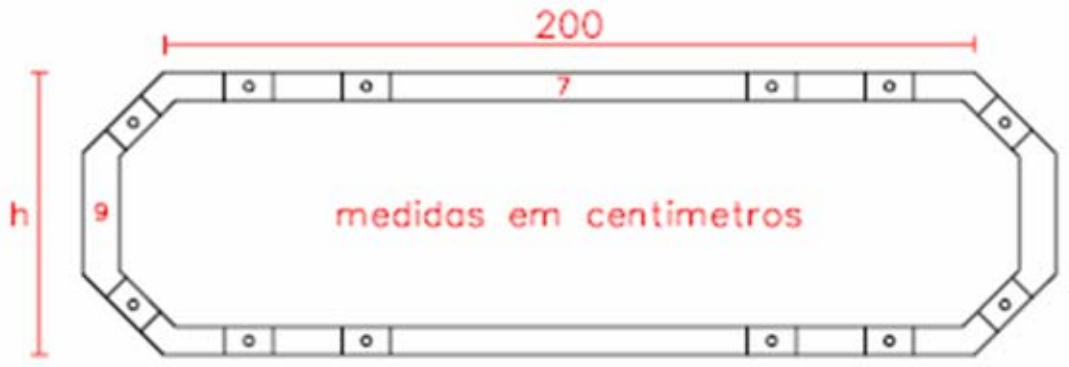



**Figura A.15 –** Seção de altura (h) com 12 cabos de protensão (medidas em centímetro).

**Tabela A.1–** Momento resistente da peça em função de sua altura (h).

| h (m) | y (cm) | Área ($m^2$) | Inércia ($m^4$) | k | Momento resistente (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 0,60 | 0,30 | 0,3774 | 0,0220 | 0,1943 | 314,76 |
| 0,70 | 0,35 | 0,3954 | 0,0317 | 0,2290 | 370,98 |
| 0,80 | 0,40 | 0,4152 | 0,0433 | 0,2607 | 422,33 |
| 0,90 | 0,45 | 0,4332 | 0,0571 | 0,2929 | 474,49 |
| 1,00 | 0,50 | 0,4530 | 0,0731 | 0,3227 | 522,77 |

Para h = 70,00 cm tem-se:

- Barras de Dywidag com 15 mm de diâmetro;
- Força de escoamento de cada cabo – Fe = 150,00 kN;
- Força de protensão útil de cada cabo – Pu = 0,90×Fe = 135,00 kN;
- Número de cabos – nc = 12 cabos;
- Área = 0,3954 $m^2$;
- Inércia = 0,0317 $m^4$;
- $k = \frac{I}{y \times A} = \frac{0,0317}{0,35 \times 0,3954} = 0,2290$;
- Momento resistente – Mr = nc×Pu×K = 12×135×0,2290 = 370,98 Kn.m

# APÊNDICE B: FORMA METÁLICA PARA A CONFECÇÃO DAS ADUELAS

O elemento pré-moldado será executado em uma forma metálica composta de chapas de aço, perfis tipo caixão e cantoneiras, figuras B.1 e B.2. Na figura B.3, são mostradas as dimensões gerais da forma, das chapas da base, dos reforços laterais e da distância dos furos laterais para a aplicação o sistema de ancoragem dos estais.

As cantoneiras que servem para garantir a estabilidade da forma, ou seja, para garantir que a forma não gire durante eventuais choques na concretagem possui dimensões de 3,00 x 3,00 cm e 0,30 cm de espessura, figura B.3 - detalhe 1. As chapas laterais internas e externas, que estabelecerá o formato da aduela, possuem espessura de 0,20 cm, figura B.3 - detalhe 2. Os perfis caixão que reforçam as chapas laterais internas e externas, com malhas quadradas de aproximadamente 25,00 cm, possuem dimensões de 3,00 x 3,00 cm e 0,2 cm de espessura conforme figura B.3 - detalhe 3. A chapa da base da forma e o sistema de nicho de protensão inferior possuem uma espessura de 0,47 cm, figura B.3 - detalhe 4.

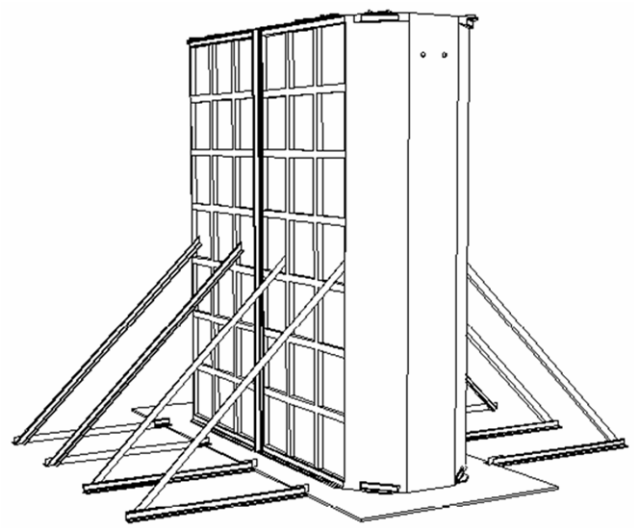


**Figura B.1 –** Perspectiva da forma metálica para a confecção das aduelas prémoldadas.

**Figura B.2 –** Fotografia da forma metálica para a confecção das aduelas prémoldadas.

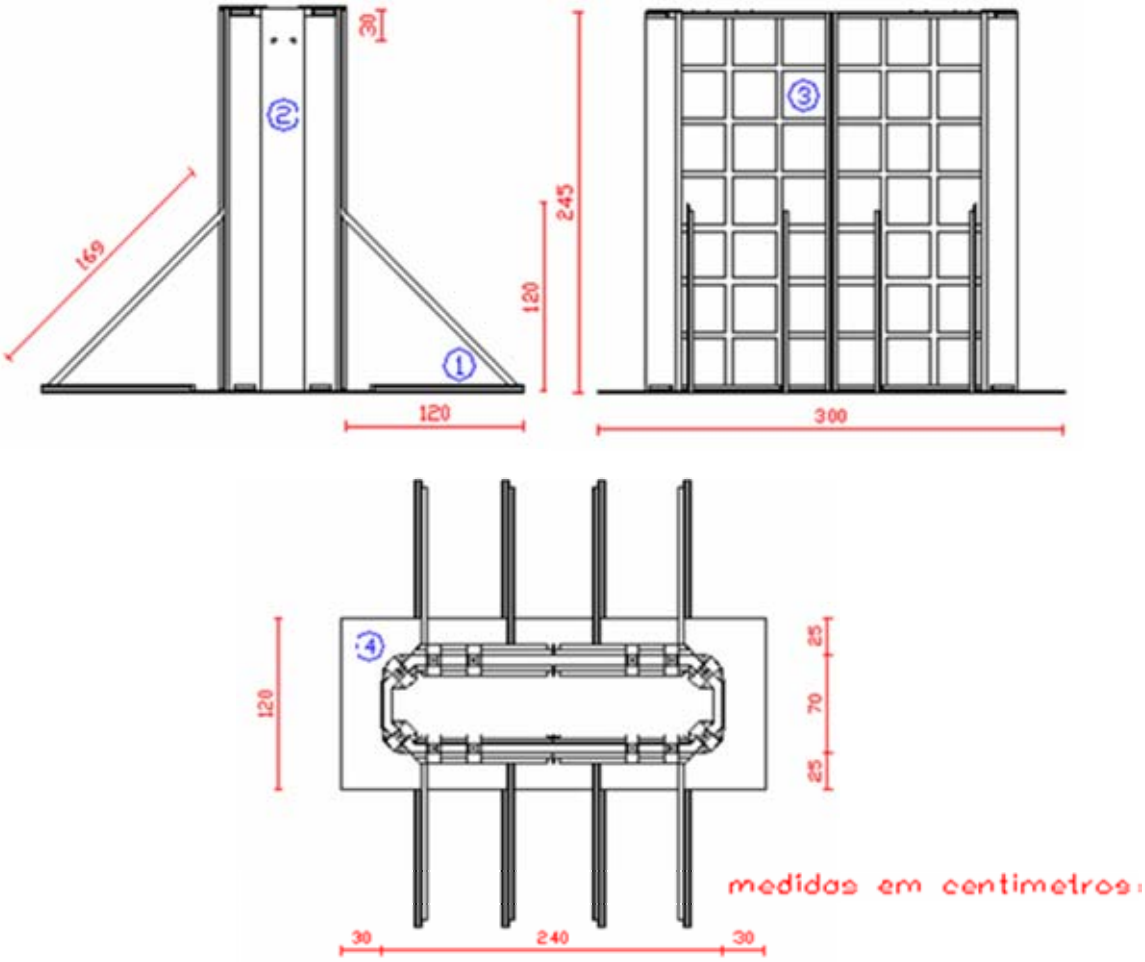



**Figura B.3 –** Dimensões gerais da forma metálica para a confecção das aduelas prémoldadas.

Serão deixados nichos de protensão nas duas extremidades da peça para que seja possível aplicar a protensão, figura B.4. Como a peca será moldada na posição vertical, será necessário deixar o nicho de protensão na parte superior e inferior da forma. Para o molde

do nicho inferior da peça, será soldado na base da forma elementos em forma de “U” com espessura de 3/16”, como mostrado na figuras B.5 e B.6 e detalhado na figura B.7. As dimensões dos moldes sejam eles inferior ou superior são todas externas, ou seja, após a desmoldagem, a peça ficará com as dimensões descritas nas figuras B.7 e B.10.

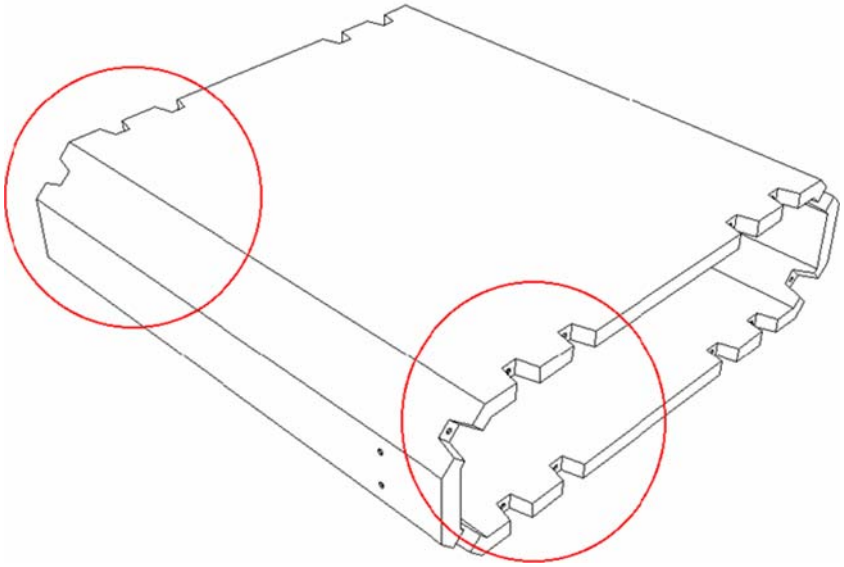


**Figura B.4 –** Nicho de protensão deixado no instante da moldagem dos elementos pré-moldados.

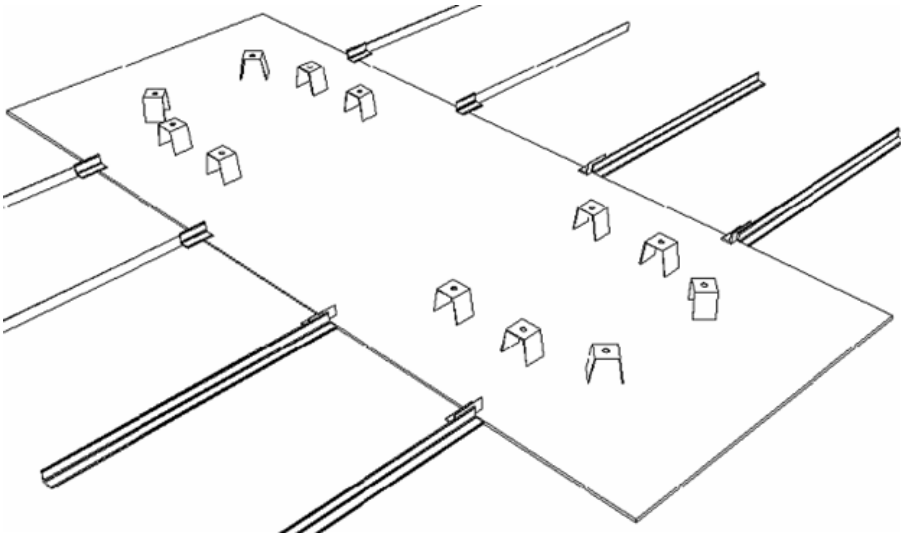


**Figura B.5 –** Perspectiva do molde do nicho inferior.

**Figura B.6 –** Foto do molde do nicho inferior.

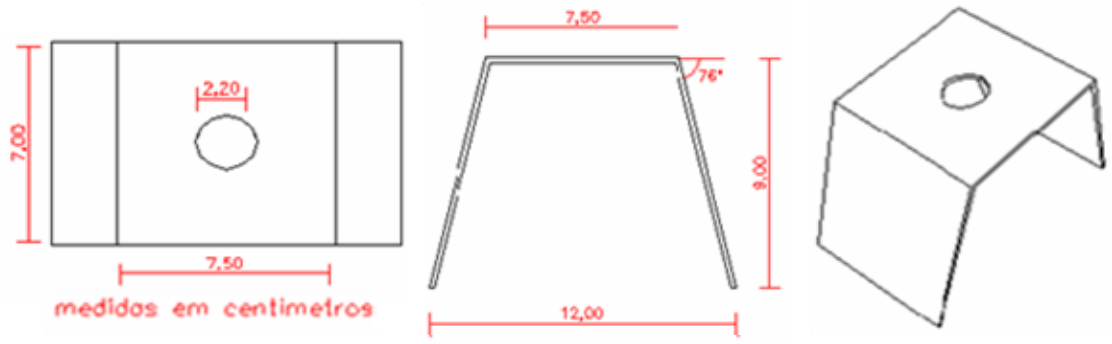



**Figura B.7 –** Detalhe do molde do nicho inferior.

Para o molde do nicho superior da peça, foram feitos “copos” com as mesmas dimensões externas do sistema para confecção do nicho inferior, porém com a inclusão de abas na parte superior para a fixação das mesmas nas cantoneiras superiores da forma, como mostrado nas figuras B.8 e B.9 e detalhado na figura B.10.

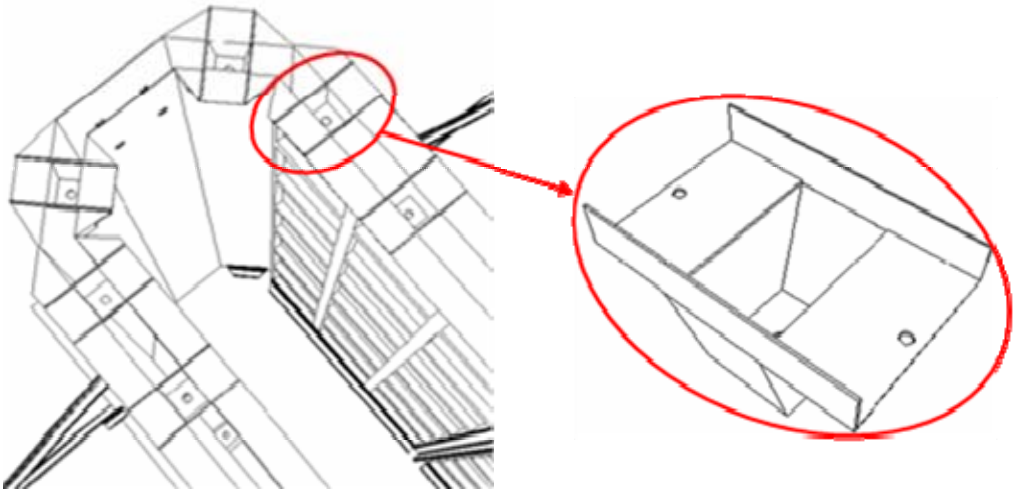


**Figura B.8 –** Perspectiva do molde do nicho superior.

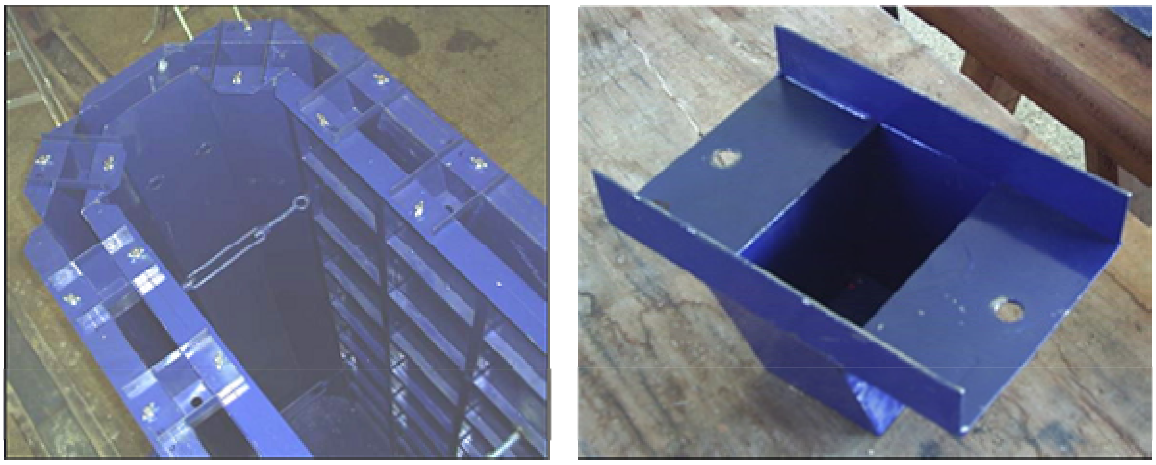


**Figura B.9 –** Foto do molde do nicho superior.

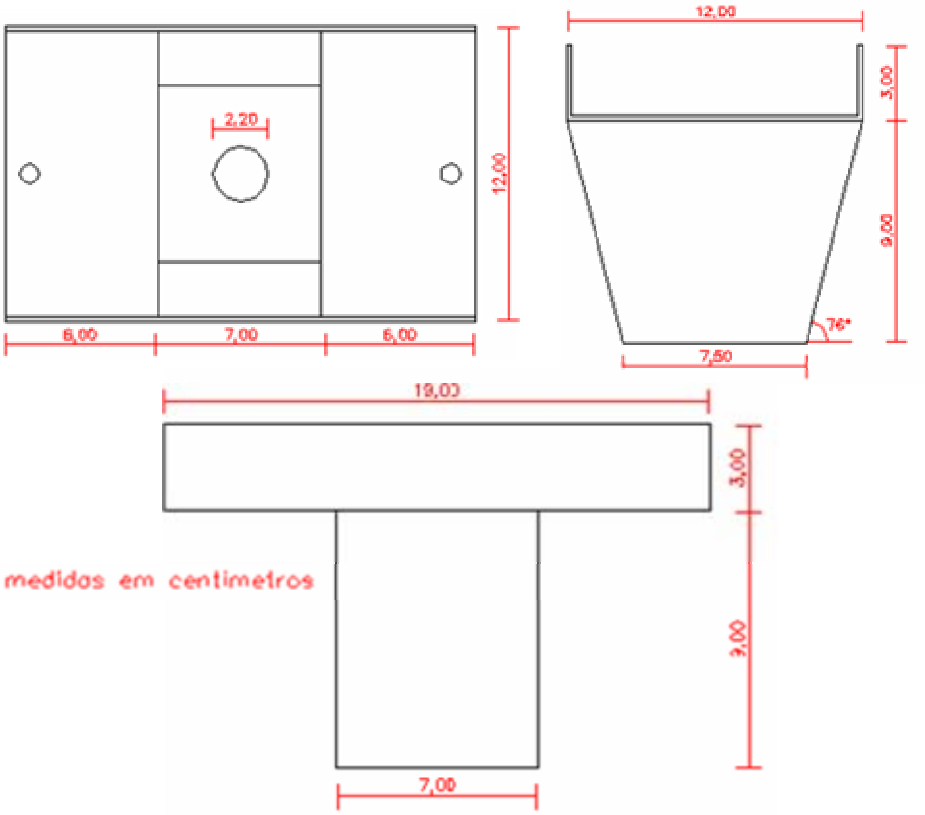



**Figura B.10 –** Detalhe do molde do nicho superior.

A protensão das aduelas serão feitas com barras de Dywidag com m Φ = 15,00 mm, para isso foram feitos furos nos moldes inferior e superior, como mostrado nas figuras B.7 e B.10. No momento conveniente serão passados perfis tubulares com diâmetro externo de 22 mm e comprimento de 2,60 m por dentro dos furos dos moldes inferiores e superiores, como mostrado na figura B.11. A partir do início de pega do concreto, serão feitos movimentos de giratórios em todos os perfis tubulares para que posteriormente seja possível sacá-los,

deixando assim os furos desejados na peça. Na figura B.12 é mostrado em detalhe o perfil tubular executado.

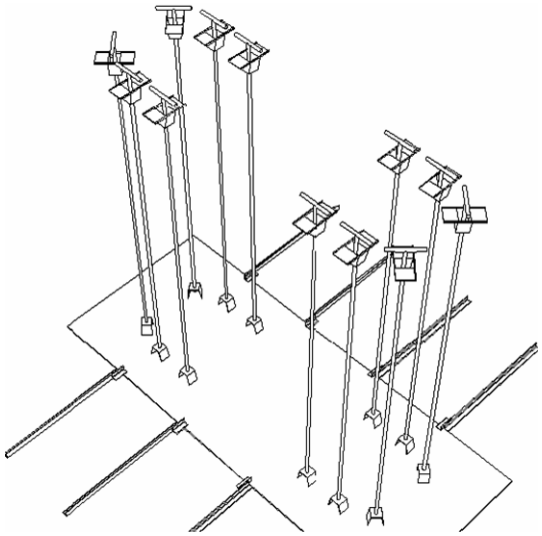


**Figura B.11 –** Perspectiva dos perfis tubulares passantes por dentro dos furos dos sistemas de nichos inferiores e superiores.

**Figura B.12 –** Perfil tubular passante por dentro dos furos dos sistemas de nichos inferiores e superiores.

Foram feitos ainda dois furos nas laterais da forma metálica para a posterior colocação dos sistemas de ancoragem dos estais. Suas localizações são de 30,00 cm a partir do topo da forma, sendo que a distância entre eles é de 15,50 cm de centro a centro, como mostrado nas figuras B.13 e B.14. Serão colocados também perfis tubulares de 1” de diâmetro passando pelas duas chapas laterais (externa e interna) e que serão sacado no momento conveniente, figura B.15.

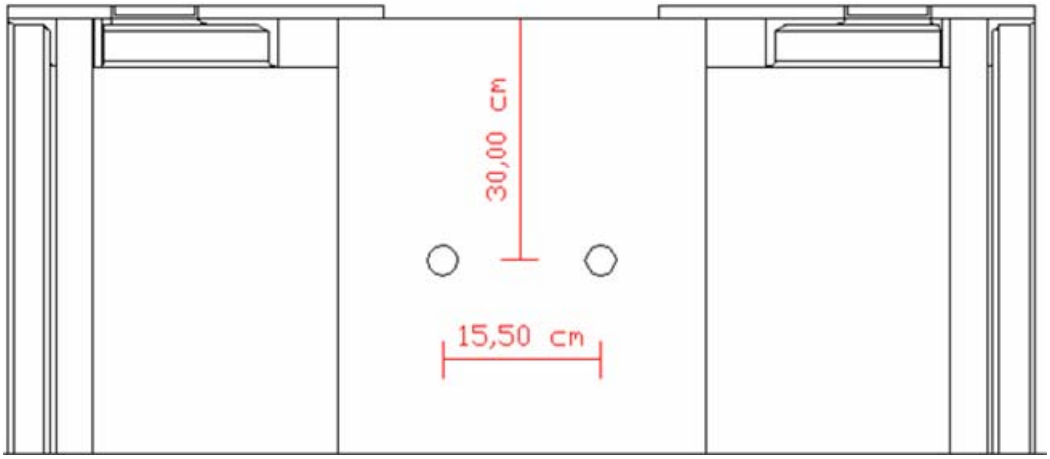



**Figura B.13 –** Detalhe do furo lateral para a colocação do sistema de ancoragem dos estais.

**Figura B.14 –** Furação lateral para a colocação do sistema de ancoragem dos estais.

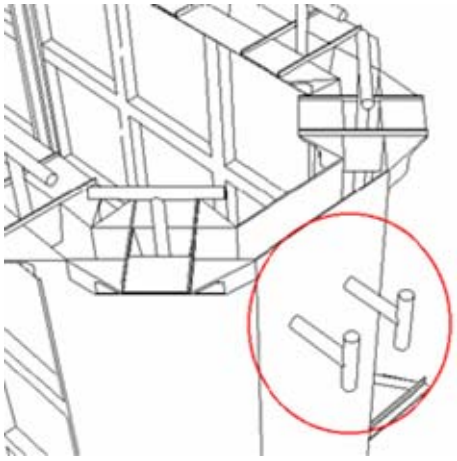


**Figura B.15 –** Perspectivas dos perfis tubulares colocados na lateral da forma para a posterior colocação do sistema de ancoragem dos estais.

# APÊNDICE C: ARGAMASSSA PARA JUNÇÃO DAS ADUELAS

Para solidarizar as interfaces das duas aduelas e preencher os vazios existentes regularizando a transferência de esforços de uma aduela para a outra, usou-se uma argamassa fluida de alta-resistência.

Foram utilizados dois tipos de agregados miúdos para compor o traço da argamassa, que foi a Areia Fina e a areia SM 500, ambas descritas anteriormente na utilização no concreto das aduelas. A proporção empregada no traço da argamassa entre elas é de 80% de areia fina e 20% de SM 500.

Como aglomerante hidráulico utilizou-se o cimento Duracen AD 300, que corresponde a um cimento Portland especial com pega acelerada e adições minerais de alta pozolanicidade e elevada finura, e seus principais dados estão na tabela C.1.

**Tabela C.1 –** Características físico-químicas do cimento Duracem AD 300.

| Testes | Padrões | | Duracem AD 300 | Unidades |
|---|---|---|---|---|
| Teor retido na peneira # 400 (37 μm) | — | | 0,70 | — |
| Massa Específica | NBR NM 23/01 | | 2,94 | $g/cm^3$ |
| Área Específica (BET) | NBR NM 76/98 | | 62,50 | $cm^2/g$ |
| | | | | |
| Tempo de Pega | Início | NM 65/02 | 01:30 | h:min |
| | Fim | | 02:40 | h:min |
| Resistência à Compressão | 1 dia | NBR 7215/96 | 25,7 | MPa |
| | 3 dias | | 44,5 | MPa |
| | 7 dias | | 55,0 | MPa |
| | 28 dias | | 62,6 | MPa |
| Perda ao fogo | NBR 5743/89 | | 1,44 | % |
| Óxido de Silício total – $SiO_2$ | NBR 9203/85 | | 27,80 | % |
| Óxido de Alumino – $Al_2O_3$ | | | 9,04 | % |
| Óxido de Ferro – $Fe_2O_3$ | | | 2,35 | % |
| Óxido de Cálcio total – CaO | | | 49,43 | % |
| Óxido de Magnésio – MgO | | | 3,63 | % |
| Anídro Sulfídrico – $SO_3$ | NBR 5745/89 | | 3,32 | % |
| Óxido de Sódio – $Na_2O$ | NBR 5747/89 | | 0,20 | % |
| Óxido de Potássio – $K_2O$ | | | 0,48 | % |

O emprego do superplastificante Glenium 51 em teor de 2 % em relação ao cimento, é justificado pela necessidade da redução da água de amassamento da argamassa com o intuito de refinar a porosidade, o que permite melhorar a resistência e a durabilidade da

argamassa. Além disso, o seu uso também é justificado pela utilização dos agregados muito finos, pois esses requerem mais água de amassamento do que os materiais empregados em argamassas convencionais. Os dados técnicos do superplastificante Glenium 51 estão na tabela C.2.

**Tabela C.2 –** Dados técnicos do aditivo Glenium 51.

| | |
|---|---|
| Função principal | Superplastificante de 3ª geração |
| Base química | Policarboxilatos |
| Aspecto | Líquido Viscoso |
| Cor | Bege |
| Densidade | 1,09 kg/dm$^3$ |
| Teor de sólidos (NBR 10908:1990) | 31 % |
| Viscosidade | Baixa |

O traço 1:1,5 apresentou um consumo de aglomerante satisfatório para a aplicação considerada, e o calor de hidratação não causou fissuração por retração nos corpos-de-prova moldados que alcançaram altas resistências mecânicas. A tabela C.3 apresenta um resumo do traço da argamassa aplicada para a junção das aduelas.

**Tabela C.3 –** Resumo do traço da argamassa.

| **Especificação** | **Argamassa** | **Unidade** |
|---|---|---|
| Traço | 1:1,5 | – |
| Relação água/aglomerante | 0,34 | – |
| Teor de superplastificante | 2 | % |
| Areia Fina | 1,2 | – |
| SM 500 | 0,3 | – |
| Massa Específica | 2250 | Kg/m$^3$ |

Selecionados os materiais e definido o traço, partiu-se para a mistura dos materiais e moldagem dos corpos-de-prova da argamassa. Os materiais foram misturados em um Misturador mecânico como mostra a figura C.1. A ordem e o tempo de mistura dos materiais no misturador mecânico podem ser descrita conforme as etapas a seguir:

(a) Colocação do cimento Duracem AD 300, dos agregados miúdos e da água de amassamento, misturando por 2 minutos;

(b) Adição da metade do aditivo superplastificante Glenium 51, misturando por mais 3 minutos;

(c) E por fim, o restante do aditivo, misturando por mais 3 minutos;

**Figura C.1 –** Misturador mecânico.

**Figura C.2 –** Seqüência de mistura da argamassa.

Para as análises de resistência à compressão e módulo de elasticidadde da argamassa foram selecionados corpos-de-prova cilíndricos de 25 mm de diâmetro por 50 mm de altura. Antes de efetuar a mistura dos materiais os moldes dos corpos-de-prova são untados com uma camada fina de óleo em toda a superfície interna e no fundo da forma.

Os preenchimentos dos moldes ocorreram-se simplesmente derramando a argamassa sem efetuar nenhum tipo de adensamento, para simular o preenchimento do espaço existente entre as duas aduelas, e após o preencher colocou-se uma placa de vidro na parte superior dos moldes para evitar a perda de umidade, como mostra a figura C.3.

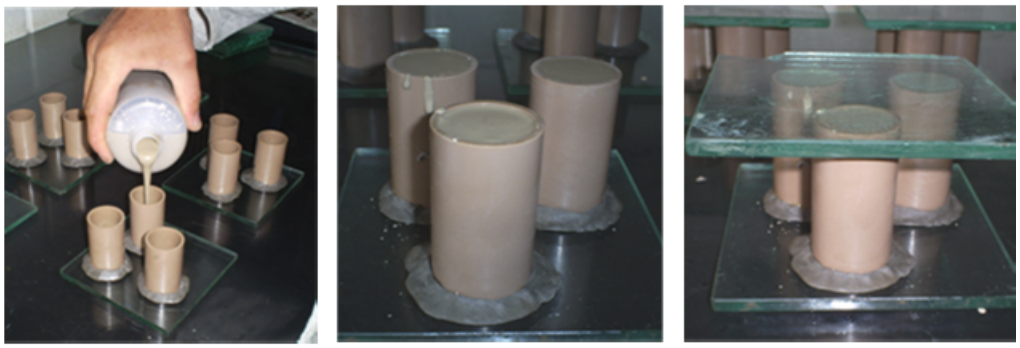


**Figura C.3 –** Preenchimento da argamassa nos moldes dos corpos-de-prova.

A desmoldagem dos corpos-de-prova foi realizada após 15 horas da moldagem, sendo eles identificados e imersos em água para cura. Ao completar 1, 3, 7, 28 e 63 dias os corpos-de-prova são retirados da cura para ser verificada sua resistência à compressão simples, e em algumas idades o módulo de elasticidade.

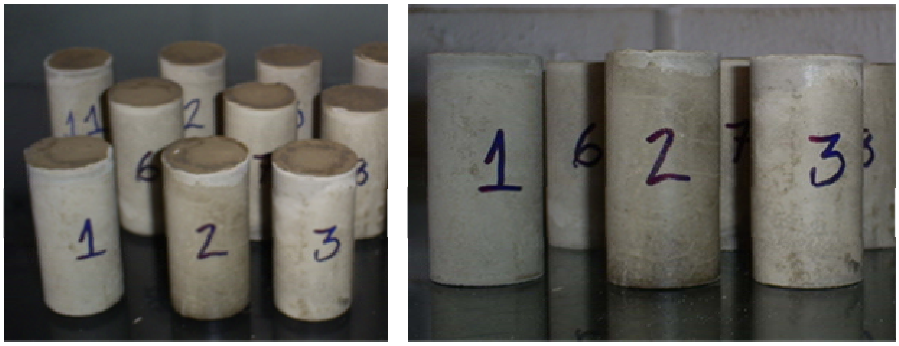


**Figura C.4 –** Corpos-de-prova da argamassa após a desmoldagem.

**Figura C.5 –** Corpo-de-prova da argamassa antes e após a aplicação de carga.

O procedimento de ensaio dos corpos-de-prova da argamassa foi o mesmo adotado para os corpos-de-prova do concreto da aduela. Por tanto, a segui será apresentado os resultados de compressão simples e módulo de elasticidade, sendo que a tabela C.4 apresenta um resumo desses resultados.

**Tabela C. 4 –** Resumo dos resultados das propriedades mecânicas da argamassa para junção.

| Idade (dias) | Compressão Simples (MPa) | Módulo de Elasticidade (GPa) |
|---|---|---|
| 1 | 13,3 | – |
| 3 | 51,2 | 18 |
| 7 | 85,5 | 25 |

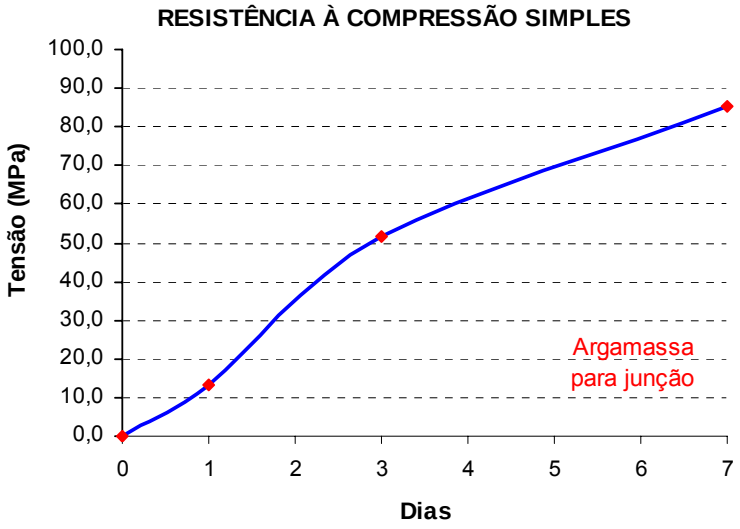



**Figura C.6 –** Evolução da resistência à compressão simples da Argamassa para junção.

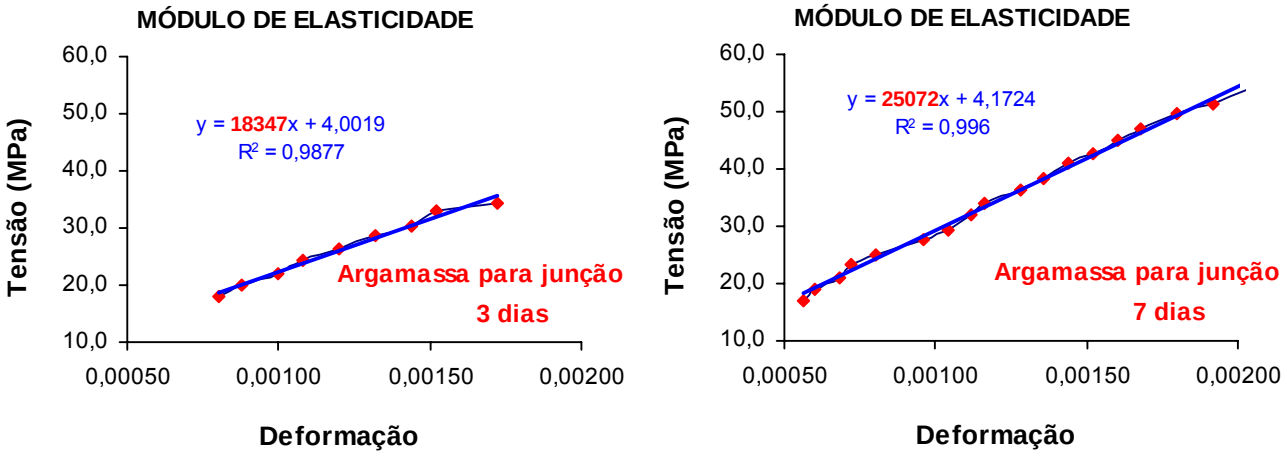



**Figura C.7 –** Gráficos tensão-deformação da argamassa para junção aos 3 e 7 dias.

# APÊNDICE D: MACACO HIDRÁULICO

As barras de aço dywidag têm seu próprio sistema de protensão, ou seja, o macaco hidráulico e a bomba hidráulica são de exclusivo uso desse sistema.

Antes de iniciar a protensão das barras passantes no elemento pré-moldado, a área de apoio da ancoragem tem que ser limpa para a colocação das placas e porcas de ancoragem, vista anteriormente. Também é preciso conectar as mangueiras do macaco hidráulico, figura D.1, na bomba hidráulica para o fluxo do óleo entre eles.

**Figura D.1 –** Macaco hidráulico S/01-25MP.

Em seguida, coloca-se o macaco hidráulico no prolongador da barra de protensão encaixando a porca. Rosqueia-se a porca especial na barra, encostando-a no macaco e retornando meia volta, para deixar um folga para desrosqueiá-la após a protensão, como mostra a figura D.2. Caso esta folga não seja deixada, após a protensão a porca especial poderá ficar presa sob pressão.

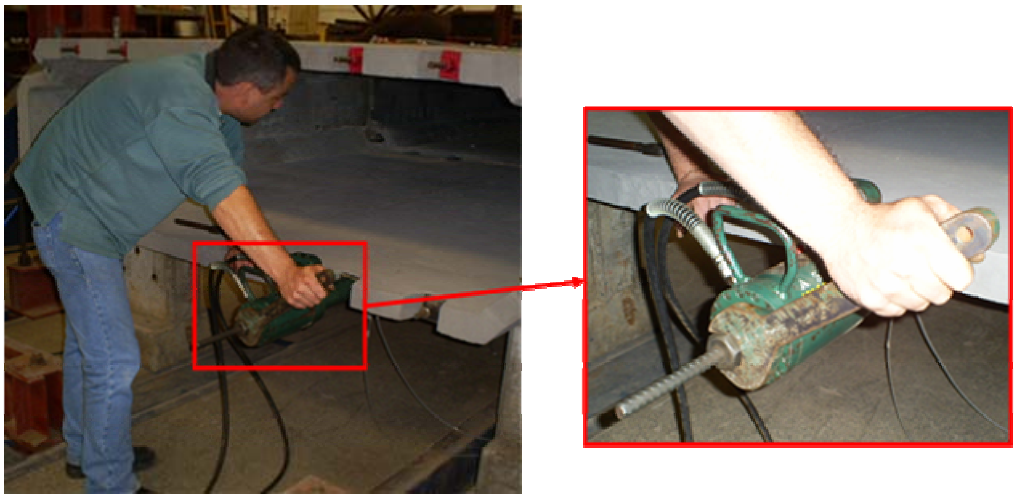


**Figura D.2 –** Aperto da porca especial.

Como a bomba hidráulica é manual, muda-se a chave da posição N (neutro) para a posição P (protensão), verificando se a válvula de alívio está fechada, como mostra a figura D.3. Em seguida a alavanca é bombeada para a pressão do manômetro equivalente a carga a ser aplicada, de acordo com a tabela D.1.

**Figura D.3 –** Bomba hidráulica manual com alívio e detalhe da chave de protensão.

**Tabela D.1 –** Pressões manométricas para o macaco hidráulico S/01-25MP.

| Carga (tonelada) | Pressão Monômetro ($kgf/cm^2$) |
|---|---|
| 2,0 | 45 |
| 3,0 | 65 |
| 5,0 | 110 |
| 6,0 | 129 |
| 7,0 | 148 |
| 8,0 | 167 |
| 9,0 | 186 |
| 10,0 | 205 |
| 11,0 | 224 |
| 12,0 | 243 |
| 13,0 | 262 |
| 13,5 | 275 |

**Obs.:** Incluídas as perdas do equipamento.

Ao mesmo tempo em que a barra é protendida, encosta-se a porca na placa de ancoragem, girando a corrente do macaco hidráulico no sentido da rosca mostrado na figura D.4, garantindo-se a carga aplicada e evitando-se que a porca danifique o macaco no final do curso do pistão e fique sob pressão.

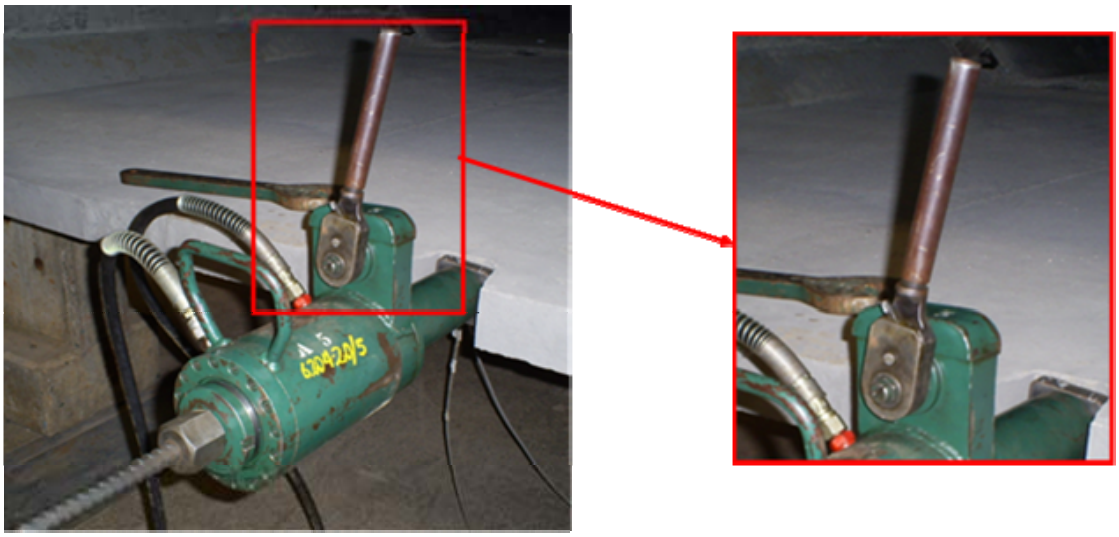


**Figura D.4 –** Detalhe da corrente do macaco hidráulico para o aperto da porca de ancoragem.

Depois que for dada a carga pretendida, com a pressão indicada no manômetro da bomba hidráulica, coloca-se a chave na posição N (neutro) para aliviar a pressão no manômetro através da válvula de alívio da bomba.

Em seguida, muda-se a chave da bomba para a posição R (retorno), retornando assim o pistão à posição inicial, tomando-se cuidado de deixar uma folga de 5 mm no pistão,

para que não se danifique o interior do macaco. Se isso ocorrer, pode-se criar vazamentos de óleo.

O curso do pistão do macaco hidráulico é de 100 mm e a área é de 50,3 $cm^2$. Caso não se tenha atingido a carga desejada, deve-se fazer a protensão em duas ou mais etapas, retornando ao início do processo e sempre apertando a porca ao passo que a barra é protendida.

# APÊNDICE E: PROBLEMÁTICA DA ANCORAGEM DOS ESTAIS

A elaboração de um bloco maciço como dispositivo de ensaio poderia servir como uma tentativa de simular os esforços provenientes de um segundo tramo da passarela, ou seja, ele seria acoplado na seqüência da Aduela II simulando uma 3ª aduela, e em seguida seria aplicada uma carga no extremo do dispositivo que ocasionasse um momento equivalente a uma 4ª aduela ilustrado na figura E.1.

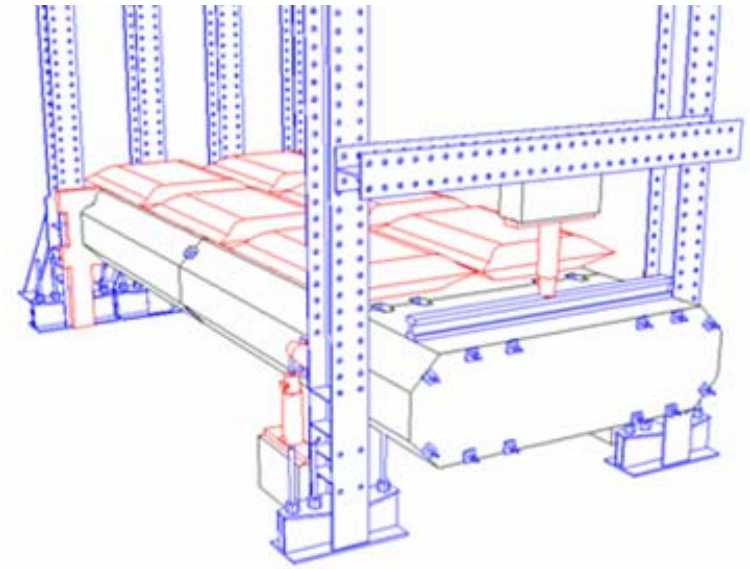


**Figura E.1 –** Visualização de como seria utilizado o dispositivo de ensaio.

Os esforços provenientes desse dispositivo valeriam para analisar o sistema de ancoragem proposto das aduelas, porém a disponibilidade de materiais, equipamentos e tempo não permitiu a sua elaboração.

Esse sistema poderá parecer inadequado, para os concretos convencionais, até pela esbeltez da peça, induzindo a uma ruptura localizada causada por um momento fletor advindo dos estais de ancoragem e pela aplicação da carga acidental conforme apresentado na figura E.2.

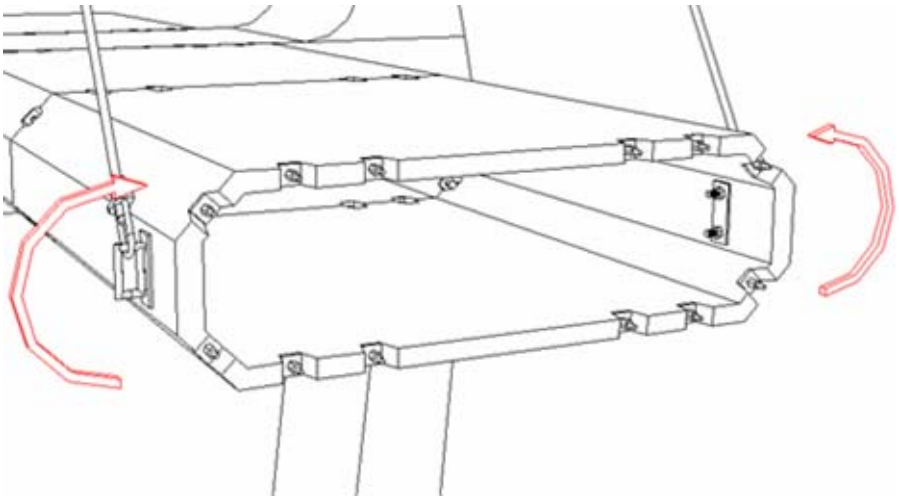


**Figura E.2 –** Momento fletor produzido pelo sistema de estaiamento.

Como se trata de uma pesquisa experimental, com um material que apresenta uma resistência à tração bem maior que aqueles convencionais, com uma melhoria inclusive da zona de interface concreto x armadura, foi mantida a situação, com um reforço adicional na seção, com barras de aço construtivas, conforme idealizado na figura E.3. Porém, inúmeras soluções poderão existir, para resolver uma eventual situação crítica.

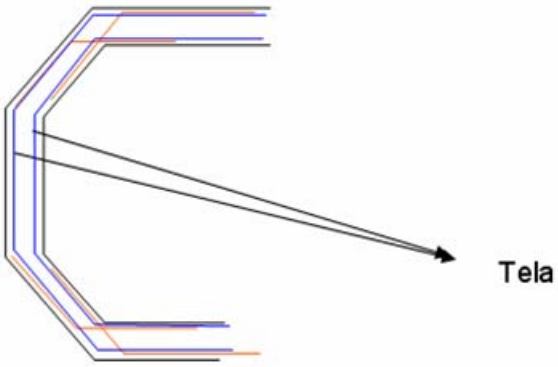



**Figura E.3 –** Colocação de armadura construtiva, para reforço da aduela, em vista do modelo de fixação adotado.

Uma solução bem simples consiste em se criar nos elementos que contém o estai, adequando o dispositivo à solicitação, igualmente ao que faz (com segurança) na remoção, transporte e lançamento de vigas pré-moldadas de pontes e viadutos.

Outra solução razoável para esse problema seria dispor de uma transversina de concreto, como mostrado na figura E.4. Essa transversina é eficiente, no entanto, pretende-se deixar o interior do tabuleiro livre, simulando um duto em seu interior para que eventualmente seja possível utilizá-lo como suporte para a passagem de tubulações (água, fios, etc).

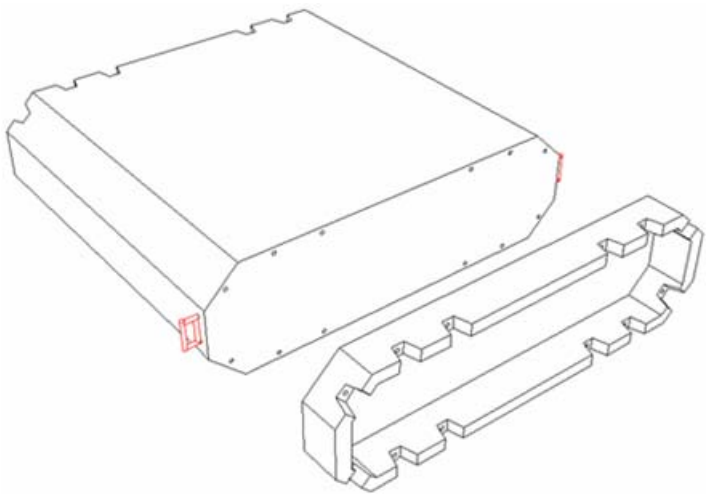


**Figura E.4 –** Transversina de concreto para minimizar o efeito do momento causado pelos estais.

Outra solução seria utilizar uma transversina que fosse de perfil metálico enrijecido, que permitiria ainda a passagem de tubulações, como mostrado na figura E.5 a E.7.

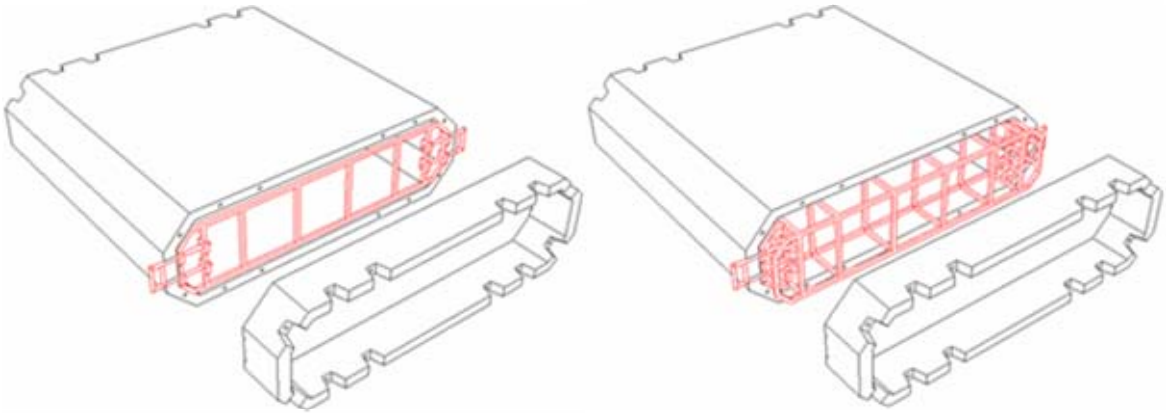


**Figura E.5 –** Transversinas de aço para minimizar o efeito do momento causado pelos estais.

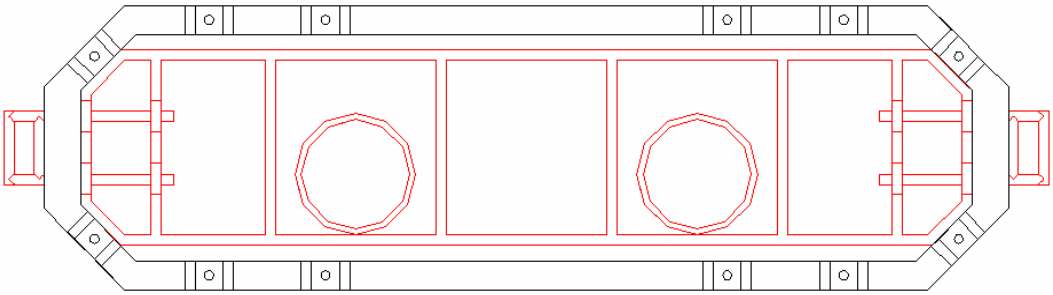


**Figura E.6 –** Seção do esquema de passagem de eventual tubulação.

Esta solução permite a passagem de tubulações com diâmetros de até 40 cm de diâmetro e os esforços não seriam direcionados para a laje inferior e sim para as transversinas metálicas (figura E.7) a serem dimensionadas para cada diâmetro de tubo com o respectivo peso especifico do fluido que será transportado. Porém o custo desse elemento é caro.

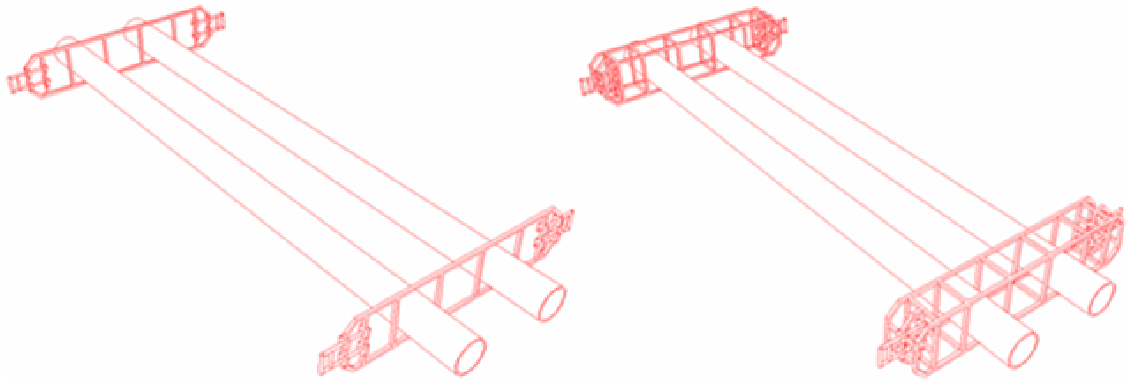


**Figura E.7 –** Perspectivas do esquema da passagem de eventual tubulação.

# APÊNDICE F: TABELAS DAS ANÁLISES DAS ADUELAS

Nesse apêndice são apresentados todos os dados em formas de tabelas dos resultados obtidos nos gráficos do item 6, onde foram mostrados os gráficos dos dois módulos do tabuleiro que foram fabricados em escala real, com microconcreto de alta resistência e alto desempenho, seguindo a simulação do processo de montagem e uso da passarela, a fim de se estudar as solicitações atuantes e as formas de ruína das aduelas.

**Tabela F.1** – Deformações dos extensômetros Aduela I após cada evento da protensão da Aduela I.

| PONTO | DEFORMAÇÕES DA ADUELA I | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII | XIII | XIV |
| 1 | 0,00000 | -0,10041 | -0,22952 | -0,22473 | -0,21517 | -0,22473 | -0,21995 | -0,19605 | -0,17214 | -0,15301 | -0,13388 | -0,10519 | -0,07651 | -0,06694 |
| 2 | 0,00000 | -0,11947 | -0,14336 | -0,17203 | -0,11947 | -0,26761 | -0,22460 | -0,22460 | -0,21026 | -0,26761 | -0,24849 | -0,22938 | -0,21982 | -0,08124 |
| 3 | 0,00000 | -0,07152 | -0,18117 | -0,21454 | -0,20024 | -0,24314 | -0,14779 | -0,13349 | -0,14303 | -0,13826 | -0,07628 | -0,06675 | -0,07152 | -0,17163 |
| 4 | -0,00477 | -0,09542 | -0,21946 | -0,22901 | -0,24332 | -0,29580 | -0,34351 | -0,34828 | -0,35305 | -0,34828 | -0,36259 | -0,34828 | -0,35305 | -0,34351 |
| 5 | -0,00478 | -0,00478 | -0,02866 | -0,02388 | -0,02388 | -0,03821 | -0,03821 | -0,03821 | -0,04299 | -0,05254 | -0,04299 | -0,04776 | -0,04299 | -0,03821 |
| 6 | 0,00478 | -0,51605 | -0,51605 | -0,51127 | -0,51605 | -0,49216 | -0,48738 | -0,47782 | -0,47304 | -0,46349 | -0,44438 | -0,44438 | -0,43960 | -0,44915 |
| 7 | 0,00479 | -0,06228 | -0,03833 | -0,05749 | -0,01437 | -0,14851 | -0,14372 | -0,18684 | -0,15330 | -0,51739 | -0,45032 | -0,60361 | -0,56050 | -0,32577 |
| 8 | 0,00000 | -0,04315 | -0,03356 | -0,02397 | -0,00959 | -0,08629 | -0,08150 | -0,11026 | -0,08629 | -0,35474 | -0,30680 | -0,42185 | -0,38350 | -0,21093 |
| 9 | 0,00479 | 0,02876 | 0,06231 | 0,05752 | 0,08148 | 0,11503 | 0,12461 | 0,12461 | 0,13420 | 0,13420 | 0,14379 | 0,16775 | 0,16296 | 0,24924 |
| 10 | 0,01440 | 0,04319 | 0,08639 | 0,08639 | 0,11518 | 0,15838 | 0,17278 | 0,17758 | 0,20157 | 0,18238 | 0,19677 | 0,22077 | 0,21597 | 0,25917 |
| 11 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 | -0,00479 | 0,00479 | 0,00959 | 0,00479 | 0,00479 | 0,00959 | 0,00479 | 0,00000 | -0,00479 | 0,00479 | -0,05273 |
| 13 | -0,00956 | 0,01911 | 0,01433 | 0,01433 | 0,01433 | 0,00478 | 0,00478 | 0,00000 | 0,00478 | -0,45865 | -0,45865 | -0,38221 | -0,38221 | -0,37266 |
| 14 | 0,00000 | 0,00954 | 0,00477 | 0,00000 | 0,00954 | 0,00954 | 0,02386 | 0,01908 | 0,02863 | -0,40553 | -0,40075 | -0,28626 | -0,27194 | -0,24332 |
| 15 | 0,00000 | 0,00000 | -0,00478 | -0,00478 | 0,00478 | 0,00000 | 0,00478 | 0,00478 | 0,00956 | -0,16253 | -0,15775 | -0,14341 | -0,13863 | -0,12907 |
| 16 | 0,00000 | 0,00478 | 0,01434 | 0,00478 | 0,00000 | -0,00956 | -0,01434 | -0,01434 | -0,00956 | -0,04781 | -0,03347 | -0,10996 | -0,10996 | -0,12908 |
| 17 | -0,00958 | -0,01438 | -0,00479 | -0,05271 | -0,01917 | -0,07667 | -0,07188 | -0,13417 | -0,11501 | -0,20126 | -0,18209 | -0,29710 | -0,27793 | -0,27793 |
| 19 | 0,00000 | -0,09559 | -0,22463 | -0,22941 | -0,24853 | -0,25331 | -0,26764 | -0,27242 | -0,26286 | -0,21507 | -0,17206 | -0,15294 | -0,14816 | -0,12426 |
| 20 | -0,00480 | -0,06245 | -0,13931 | -0,15372 | -0,16813 | -0,20175 | -0,22097 | -0,24018 | -0,24499 | -0,22577 | -0,20175 | -0,20175 | -0,20175 | -0,14891 |
| 22 | 0,00477 | -0,00954 | -0,01430 | -0,00954 | -0,01430 | -0,02384 | -0,03814 | -0,03814 | -0,03337 | -0,05245 | -0,04291 | -0,05245 | -0,06675 | -0,03814 |
| 23 | 0,00000 | -0,08605 | 0,00000 | -0,27727 | -0,35853 | -0,38721 | -0,36331 | -0,65490 | -0,67880 | -0,69314 | -0,68836 | -0,76484 | -0,78396 | -0,86044 |
| 24 | 0,00000 | 0,00955 | -0,01433 | -0,08599 | -0,38695 | -0,36307 | -0,34396 | -0,34396 | -0,33441 | -0,29619 | -0,21975 | -0,18153 | -0,10510 | -0,10032 |
| 25 | -0,00478 | -0,02867 | -0,00956 | -0,12899 | -0,29143 | -0,29143 | -0,29143 | -0,36309 | -0,43953 | -0,43475 | -0,42997 | -0,44430 | -0,46341 | -0,55896 |
| 26 | -0,00477 | -0,00477 | -0,00955 | -0,12410 | -0,25775 | -0,24820 | -0,26252 | -0,31980 | -0,38185 | -0,38185 | -0,37708 | -0,38185 | -0,40094 | -0,43913 |
| 27 | -0,00478 | -0,00478 | -0,00478 | 0,00000 | -0,03825 | -0,04303 | -0,03825 | -0,05259 | -0,07171 | -0,07171 | -0,07171 | -0,07171 | -0,08605 | -0,09084 |
| 28 | -0,00955 | -0,00478 | 0,00000 | -0,70674 | -0,72106 | -0,73539 | -0,73061 | -0,73061 | -0,73539 | -0,73539 | -0,72106 | -0,71629 | -0,71151 | -0,71151 |
| 30 | -0,00479 | 0,01916 | 0,03353 | 0,01916 | 0,00958 | -0,00479 | 0,00958 | -0,03353 | -0,03832 | -0,07184 | -0,03832 | -0,41667 | -0,43104 | -0,37357 |
| 31 | 0,00480 | 0,00959 | 0,00000 | -0,01918 | 0,00000 | 0,00480 | -0,00959 | 0,00000 | 0,00000 | 0,02877 | 0,03357 | 0,00959 | 0,00000 | -0,08152 |
| 32 | 0,00000 | -0,00480 | 0,00000 | 0,03838 | 0,01439 | 0,02878 | 0,03838 | -0,11993 | -0,11993 | -0,10554 | -0,08635 | -0,31181 | -0,32141 | -0,52767 |
| 33 | -0,00478 | -0,00478 | -0,00478 | 0,02388 | 0,00478 | 0,00478 | 0,00955 | -0,02866 | -0,01911 | -0,01433 | 0,00000 | -0,65439 | -0,66395 | -0,52066 |
| 34 | 0,00478 | -0,00956 | -0,01434 | -0,01913 | -0,02391 | -0,02869 | -0,02869 | -0,02391 | -0,01913 | 0,02869 | 0,02391 | -0,32034 | -0,31556 | -0,33946 |
| 35 | 0,00000 | -0,00480 | -0,07195 | -0,21105 | -0,40290 | -0,39331 | -0,39331 | -0,37892 | -0,39331 | -0,35014 | -0,30697 | -0,26860 | -0,22064 | -0,18227 |
| 36 | 0,00000 | -0,01908 | -0,04771 | -0,18606 | -0,31487 | -0,31964 | -0,33395 | -0,40074 | -0,43414 | -0,45799 | -0,46753 | -0,46753 | -0,46753 | -0,35781 |
| 37 | 0,00000 | -0,00954 | -0,01908 | -0,19080 | -0,29575 | -0,31006 | -0,31960 | -0,39592 | -0,43407 | -0,44361 | -0,47700 | -0,49608 | -0,48177 | -0,46269 |
| 38 | -0,00957 | -0,00957 | -0,00957 | -0,04783 | -0,03826 | -0,04304 | -0,06217 | -0,09087 | -0,09087 | -0,10521 | -0,12912 | -0,16260 | -0,18173 | 0,22956 |

**Tabela F.2 –** Deformações dos extensômetros da Adula I após cada evento da protensão da Aduela II.

| ADUELA I | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PONTO | DEFORMAÇÕES DA ADUELA I | | | | | | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
| 1 | 0,00478 | -0,00478 | 0,01435 | 0,01435 | -0,00478 | -0,00478 | -0,00956 | 0,00956 | 0,00478 | -0,00478 | -0,00478 | -0,00956 |
| 2 | 0,00000 | -0,02389 | -0,01433 | -0,01911 | -0,03344 | -0,03822 | -0,03344 | -0,01911 | -0,01911 | -0,03344 | -0,04777 | 0,01911 |
| 3 | -0,00957 | -0,01435 | 0,00000 | -0,02870 | -0,05740 | -0,05262 | -0,04784 | -0,02392 | -0,01913 | -0,04305 | -0,04305 | 0,00957 |
| 4 | 0,00000 | -0,02383 | -0,00953 | -0,02860 | -0,06673 | -0,05720 | -0,05243 | -0,03336 | -0,01907 | -0,06196 | -0,06196 | 0,03336 |
| 5 | 0,00000 | -0,06685 | -0,11937 | -0,20532 | -0,27217 | -0,26262 | -0,25307 | -0,23397 | -0,22920 | -0,28650 | -0,29127 | -0,21010 |
| 6 | 0,00956 | -0,03823 | 0,32495 | 0,26761 | 0,23415 | 0,24849 | 0,27238 | 0,28672 | 0,29628 | 0,27716 | 0,26283 | 0,33451 |
| 7 | 0,00479 | -0,06226 | -0,01916 | -0,04789 | -0,06226 | -0,07663 | -0,08621 | -0,08142 | -0,06705 | -0,07663 | -0,09579 | 0,26821 |
| 8 | 0,00959 | -0,04794 | -0,00479 | -0,02397 | -0,04314 | -0,06232 | -0,06711 | -0,04794 | -0,03835 | -0,04314 | -0,06232 | 0,21571 |
| 9 | -0,00478 | 0,00000 | 0,02392 | 0,01435 | 0,01435 | 0,00478 | 0,00478 | 0,00957 | 0,01914 | 0,01914 | 0,01435 | 0,03827 |
| 10 | 0,00479 | 0,00000 | 0,03354 | 0,00958 | 0,00000 | -0,01917 | -0,01437 | -0,00958 | -0,00958 | -0,00958 | -0,01437 | -0,05750 |
| 11 | -0,00479 | 0,00000 | 0,02876 | 0,01438 | 0,00959 | -0,00479 | -0,00479 | -0,00479 | 0,00479 | -0,00479 | -0,01438 | -0,09107 |
| 13 | 0,00478 | -0,07643 | -0,14330 | -0,18151 | -0,17196 | -0,15763 | -0,14330 | -0,13375 | -0,12419 | -0,10031 | -0,12419 | -0,09076 |
| 14 | 0,00954 | -0,19081 | -0,27190 | -0,27667 | -0,25282 | -0,32914 | -0,37207 | -0,35776 | -0,34822 | -0,30529 | -0,39592 | -0,33868 |
| 15 | 0,00000 | -0,15775 | -0,21989 | -0,21511 | -0,20555 | -0,33461 | -0,36807 | -0,36329 | -0,34895 | -0,30593 | -0,40153 | -0,38719 |
| 16 | 0,00000 | -0,12430 | -0,14820 | -0,11952 | -0,10039 | -0,27728 | -0,32987 | -0,32031 | -0,30118 | -0,26772 | -0,34899 | -0,37767 |
| 17 | 0,00958 | -0,00958 | 0,01917 | -0,00479 | -0,01437 | -0,05750 | -0,06229 | -0,06708 | -0,05750 | -0,04792 | -0,06229 | -0,16290 |
| 19 | 0,00478 | 0,00000 | -0,00478 | -0,03824 | -0,05258 | -0,05736 | -0,05258 | -0,04780 | -0,03346 | -0,04302 | -0,04780 | -0,04780 |
| 20 | 0,00000 | -0,00481 | 0,02883 | 0,01442 | -0,00481 | 0,00000 | 0,00000 | 0,01922 | 0,03364 | 0,00961 | 0,00481 | 0,04325 |
| 22 | 0,00477 | -0,05243 | -0,08104 | -0,13346 | -0,17160 | -0,18590 | -0,17636 | -0,16206 | -0,15730 | -0,19543 | -0,19066 | -0,15730 |
| 23 | 0,00000 | -0,00478 | 0,02390 | 0,00956 | 0,00478 | -0,02868 | -0,05257 | -0,05257 | -0,03823 | -0,03823 | -0,04301 | -0,14337 |
| 24 | 0,00478 | 0,00478 | 0,02867 | 0,01911 | 0,00000 | 0,00478 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00478 | -0,00956 | -0,07167 |
| 25 | 0,00000 | 0,00955 | 0,02388 | 0,01433 | 0,00955 | 0,00478 | 0,00955 | 0,00955 | 0,00478 | 0,00000 | -0,02388 | -0,15760 |
| 26 | 0,00955 | 0,00477 | 0,02864 | 0,01432 | 0,00000 | -0,00955 | 0,00477 | 0,01909 | -0,00477 | -0,01432 | -0,04774 | -0,18616 |
| 27 | 0,00478 | 0,00000 | 0,03825 | 0,01913 | 0,00478 | -0,01434 | -0,04303 | -0,10519 | -0,14344 | -0,16256 | -0,18647 | -0,29643 |
| 28 | -0,00478 | 0,00955 | 0,02865 | 0,01910 | 0,00478 | -0,05253 | 0,38202 | 0,33904 | 0,30561 | 0,31517 | 0,23876 | 0,12893 |
| 30 | -0,00479 | -0,01916 | 0,01437 | 0,00479 | 0,00000 | -0,06706 | -0,06706 | -0,06706 | -0,06706 | -0,06706 | -0,11016 | -0,20117 |
| 31 | 0,00000 | 0,00479 | 0,05754 | 0,02877 | 0,01918 | -0,00479 | -0,00479 | 0,00000 | 0,00959 | 0,00479 | -0,00479 | -0,15822 |
| 32 | 0,00000 | 0,05277 | 0,11513 | 0,07196 | 0,06237 | -0,05757 | -0,18709 | -0,21587 | -0,18709 | -0,18709 | -0,26864 | -0,39336 |
| 33 | 0,00478 | 0,03821 | 0,09553 | 0,09553 | 0,08598 | -0,08120 | -0,18627 | -0,19105 | -0,18150 | -0,17672 | 0,09075 | 0,01911 |
| 34 | 0,00478 | -0,04303 | -0,01434 | 0,02869 | 0,02869 | -0,15298 | -0,20557 | -0,20557 | -0,18645 | -0,17689 | -0,08128 | -0,14342 |
| 35 | 0,00000 | 0,00480 | 0,03837 | 0,02878 | 0,00000 | 0,00480 | 0,00000 | 0,00000 | -0,00480 | -0,00480 | -0,00959 | -0,06714 |
| 36 | 0,00000 | 0,00477 | 0,01431 | 0,00477 | -0,00477 | -0,01908 | -0,01908 | -0,01908 | -0,01431 | -0,03340 | -0,03340 | -0,14789 |
| 37 | 0,00477 | 0,00000 | 0,02385 | -0,01431 | -0,02385 | -0,03339 | -0,01908 | -0,02385 | -0,05724 | -0,07154 | -0,10493 | -0,22893 |
| 38 | 0,00000 | 0,00478 | 0,03347 | 0,01434 | -0,00478 | -0,03825 | -0,10040 | -0,18646 | -0,23427 | -0,24861 | -0,29164 | -0,37770 |

**Tabela F.3 –** Deformações dos extensômetros da Aduela II após cada evento da protensão da Aduela II.

| PONTO | DEFORMAÇÕES DA ADUELA II | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
| **12** | 0,00478 | 0,01433 | 0,02867 | -0,65457 | -0,67845 | -0,69279 | -0,68801 | -0,68323 | -0,68323 | -0,67845 | -0,67368 | -0,69279 |
| **18** | 0,00477 | -0,00954 | 0,00477 | -0,00954 | -0,02863 | -0,02863 | -0,02863 | 0,00477 | 0,01908 | -0,00954 | -0,00477 | 0,05248 |
| **21** | 0,00478 | -0,04303 | -0,13386 | -0,23425 | -0,27728 | -0,27728 | -0,26772 | -0,25815 | -0,26293 | -0,27250 | -0,26772 | -0,24381 |
| **29** | -0,00478 | -0,07173 | -0,15303 | -0,29171 | -0,37779 | -0,35866 | -0,34909 | -0,32997 | -0,32040 | -0,36344 | -0,35866 | -0,30127 |
| **55** | 0,00477 | -0,09547 | -0,20526 | -0,33891 | -0,43915 | -0,41528 | -0,39619 | -0,38664 | -0,37232 | -0,42960 | -0,42005 | -0,34368 |
| **51** | 0,00957 | -0,02870 | -0,06697 | -0,23440 | -0,42096 | -0,42096 | -0,41618 | -0,39704 | -0,36834 | -0,49271 | -0,50228 | -0,45445 |
| **52** | 0,00959 | 0,00479 | 0,02876 | -0,00479 | -0,30679 | -0,31638 | -0,31158 | -0,31638 | -0,29720 | -0,57042 | -0,57042 | -0,61836 |
| **53** | 0,01438 | 0,00479 | 0,05272 | 0,02396 | 0,01917 | 0,02396 | 0,03355 | 0,03355 | 0,06230 | -0,46005 | -0,45526 | -0,47443 |
| **54** | 0,01430 | 0,02859 | 0,02383 | -0,24302 | -0,56704 | -0,55752 | -0,54322 | -0,49557 | -0,45269 | -0,81957 | -0,81957 | -0,78146 |
| **39** | 0,00478 | 0,00000 | 0,03344 | 0,00955 | -0,01911 | -0,01433 | -0,02388 | -0,02866 | -0,03344 | -0,03821 | -0,05732 | -0,32479 |
| **40** | 0,00956 | 0,00478 | 0,05260 | 0,02869 | 0,00956 | -0,03826 | -0,15780 | -0,23909 | -0,28690 | -0,30125 | -0,31081 | 0,00000 |
| **41** | 0,01912 | -0,00478 | 0,04301 | 0,00478 | -0,00478 | 0,00000 | 0,00000 | -0,06691 | -0,18159 | -0,19593 | -0,17681 | -0,20071 |
| **42** | 0,01910 | 0,00000 | 0,03820 | 0,00000 | -0,00477 | -0,02865 | -0,12413 | -0,21484 | -0,28646 | -0,29600 | -0,32942 | -0,39626 |
| **43** | 0,01441 | 0,00961 | 0,07207 | 0,01441 | -0,01441 | -0,01441 | -0,00480 | -0,00961 | -0,38917 | -0,36034 | -0,35554 | -0,41319 |
| **44** | 0,00960 | 0,00960 | 0,06720 | 0,02400 | 0,01920 | 0,00480 | 0,01440 | 0,01920 | 0,04320 | 0,09599 | 0,10079 | 0,09119 |
| **45** | 0,00959 | 0,01439 | 0,07672 | 0,03357 | 0,01918 | 0,01918 | 0,01918 | 0,02877 | 0,03836 | -0,14864 | -0,13905 | 0,00000 |
| **46** | 0,00477 | 0,00477 | 0,08594 | 0,03820 | 0,05252 | 0,05729 | 0,05729 | -0,09549 | -0,37716 | -0,38671 | -0,32464 | -0,02865 |
| **47** | 0,00477 | 0,00954 | 0,10499 | 0,03818 | 0,03341 | 0,01909 | 0,00000 | -0,12407 | -0,28156 | -0,39608 | -0,33882 | -0,34359 |
| **48** | 0,01429 | 0,03811 | 0,08099 | 0,02382 | -0,08098 | -0,12862 | -0,14291 | -0,21436 | -0,30487 | -0,48588 | -0,45253 | -0,49540 |
| **49** | 0,01440 | 0,01920 | 0,08638 | -0,00480 | -0,12956 | -0,13436 | -0,12477 | -0,15356 | -0,20155 | -0,52305 | -0,50865 | -0,51345 |
| **50** | 0,00960 | 0,02399 | 0,08638 | -0,00960 | -0,12956 | -0,15356 | -0,15356 | -0,19675 | -0,27833 | -0,45108 | -0,42708 | -0,46547 |

**Tabela F.4 –** Deformações dos extensômetros da Adula I após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.

| PONTO | DEFORMAÇÕES DA ADUELA I | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI |
| **1** | 0,00000 | -0,01912 | 0,01912 | 0,02390 | 0,00956 | 0,01434 | 0,01434 | 0,00478 | 0,00956 | 0,01912 | 0,01912 |
| **2** | -0,00478 | -0,02865 | 0,18146 | 0,23877 | 0,26742 | 0,28652 | 0,31518 | 0,32950 | 0,34861 | 0,39159 | 0,40592 |
| **3** | -0,00953 | -0,02859 | -0,05241 | -0,05717 | -0,06193 | -0,03811 | -0,03811 | -0,01429 | 0,00000 | 0,02382 | 0,04288 |
| **4** | -0,00477 | 0,00477 | 0,03813 | 0,01430 | -0,02383 | -0,01907 | 0,01430 | 0,04767 | 0,06673 | 0,10963 | 0,13823 |
| **5** | 0,00000 | 0,01433 | 0,01910 | 0,02865 | 0,03820 | 0,02865 | 0,04298 | 0,07641 | 0,10028 | 0,12893 | 0,13848 |
| **6** | -0,00478 | 0,00478 | 0,01434 | 0,01434 | 0,03824 | 0,11470 | 0,08125 | 0,10992 | 0,12904 | 0,16250 | 0,17206 |
| **7** | 0,00000 | -0,00958 | 0,01916 | 0,04791 | 0,05270 | 0,06707 | 0,06707 | 0,06707 | 0,08623 | 0,10539 | 0,10539 |
| **8** | -0,00959 | -0,00959 | 0,00479 | 0,02397 | 0,01918 | 0,03836 | 0,04315 | 0,04315 | 0,04795 | 0,06233 | 0,06233 |
| **9** | 0,00000 | -0,00478 | 0,01435 | 0,02871 | 0,02392 | 0,02871 | 0,03349 | 0,02871 | 0,03349 | 0,04306 | 0,02392 |
| **10** | -0,00479 | -0,00958 | 0,01438 | 0,01917 | 0,01917 | 0,01438 | 0,00479 | -0,00479 | -0,02396 | -0,01917 | -0,04313 |
| **11** | 0,00959 | -0,00479 | 0,01438 | 0,02876 | 0,02397 | 0,03356 | 0,02876 | 0,01438 | 0,00479 | 0,00479 | 0,00000 |
| **13** | -0,00478 | -0,00478 | 0,00478 | 0,01433 | 0,02389 | 0,00955 | -0,02866 | -0,05255 | -0,05255 | -0,04300 | -0,05733 |
| **14** | -0,00477 | -0,00477 | -0,00954 | 0,00954 | 0,00000 | 0,00477 | -0,00954 | -0,02385 | -0,03816 | -0,03816 | -0,05725 |
| **15** | 0,00000 | -0,00956 | -0,00478 | 0,00956 | 0,00000 | 0,03346 | 0,02868 | -0,01912 | -0,01912 | -0,03824 | -0,05258 |
| **16** | -0,00478 | -0,00956 | -0,02390 | -0,02868 | -0,05259 | -0,04781 | -0,07171 | -0,10517 | -0,11951 | -0,12907 | -0,16253 |
| **17** | 0,00000 | -0,00958 | 0,00958 | 0,02396 | 0,01437 | 0,01917 | -0,00958 | -0,04312 | -0,05750 | -0,06708 | -0,10062 |
| **19** | 0,00000 | 0,00478 | 0,00000 | 0,00478 | 0,00000 | 0,00478 | 0,00000 | 0,00478 | 0,00000 | 0,00956 | 0,00956 |
| **20** | 0,00000 | 0,00480 | 0,00959 | 0,00000 | 0,01439 | 0,01919 | 0,01439 | 0,00959 | 0,00959 | 0,00959 | 0,01439 |
| **22** | 0,00000 | -0,00477 | 0,00000 | 0,02383 | 0,03337 | 0,04767 | 0,03813 | 0,01907 | 0,01430 | 0,00953 | 0,01430 |
| **23** | 0,00000 | 0,00478 | 0,01912 | 0,06690 | 0,08124 | 0,08124 | 0,10035 | 0,12903 | 0,12903 | 0,14336 | 0,12903 |
| **24** | 0,00478 | -0,00478 | 0,00956 | 0,03822 | 0,04300 | 0,04300 | 0,04778 | 0,06211 | 0,04778 | 0,03822 | 0,02389 |
| **25** | 0,00478 | 0,00478 | 0,01433 | 0,02865 | 0,03820 | 0,03343 | 0,04298 | 0,04298 | 0,02388 | 0,01910 | 0,00000 |
| **26** | 0,00000 | 0,00477 | 0,00000 | 0,00477 | 0,00955 | 0,00477 | 0,00477 | -0,00955 | -0,02387 | -0,03341 | -0,04773 |
| **27** | 0,00000 | 0,00478 | 0,02869 | 0,04782 | 0,04304 | 0,04782 | 0,05738 | 0,03347 | 0,02391 | 0,03826 | 0,00478 |
| **28** | 0,00000 | 0,00000 | 0,01433 | 0,04775 | 0,03820 | 0,04775 | 0,04775 | 0,04775 | 0,03820 | 0,03820 | 0,02865 |
| **30** | -0,00479 | 0,01437 | 0,05269 | 0,12454 | 0,13412 | 0,14849 | 0,17244 | 0,18681 | 0,17244 | 0,19160 | 0,16765 |
| **31** | -0,00480 | -0,03837 | -0,04316 | -0,04316 | -0,03837 | -0,04316 | -0,04796 | -0,05275 | -0,07194 | -0,07194 | -0,09592 |
| **32** | 0,00000 | -0,00959 | 0,00959 | 0,06716 | 0,05277 | 0,06237 | 0,03838 | 0,05757 | 0,03358 | 0,05757 | 0,03358 |
| **33** | -0,00478 | -0,01433 | -0,01911 | 0,02389 | 0,01433 | 0,02866 | 0,04299 | 0,06210 | 0,06210 | 0,05733 | 0,05255 |
| **34** | -0,00478 | -0,01434 | -0,02869 | 0,01434 | -0,00956 | 0,00478 | 0,01434 | 0,00478 | -0,00478 | -0,01434 | -0,02869 |
| **35** | 0,00480 | -0,01439 | -0,00480 | 0,00480 | 0,00480 | 0,01439 | 0,00480 | -0,00959 | -0,02878 | -0,02398 | -0,04796 |
| **36** | -0,00477 | -0,00954 | -0,02385 | -0,01431 | -0,03817 | -0,05248 | -0,06679 | -0,08587 | -0,10495 | -0,12403 | -0,13834 |
| **37** | 0,00000 | 0,00477 | 0,01431 | 0,01908 | 0,00954 | 0,01908 | 0,00477 | -0,01908 | -0,02862 | -0,02862 | -0,07155 |
| **38** | -0,00478 | -0,01912 | -0,01434 | 0,00478 | 0,00478 | -0,00956 | 0,00000 | -0,01434 | -0,01912 | -0,01912 | -0,04781 |

**Tabela F.5 –** Deformações dos extensômetros da Aduela II após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.

| PONTO | DEFORMAÇÕES DA ADUELA II | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
| **12** | 0,00000 | -0,00956 | 0,02867 | 0,03822 | 0,04778 | 0,04778 | 0,05256 | 0,04778 | 0,06689 | 0,05256 | 0,04300 | **12** |
| **18** | 0,00954 | -0,00477 | 0,02386 | 0,04771 | 0,05249 | 0,05726 | 5,04120 | 1,29800 | 0,40081 | 0,91620 | 0,17177 | **18** |
| **21** | 0,00000 | -0,01912 | 0,01912 | 0,04302 | 0,05736 | 0,06692 | 0,10038 | 0,05736 | 0,09561 | 0,06692 | 0,12428 | **21** |
| **29** | 0,00000 | -0,00478 | 0,01913 | 0,04783 | 0,05739 | 0,06696 | 0,09087 | 0,08131 | 0,04304 | 0,03348 | 0,04783 | **29** |
| **55** | 0,00477 | -0,00477 | 0,01909 | 0,03818 | 0,03341 | 0,04296 | 0,01432 | 0,01909 | 0,03341 | 0,03341 | 0,05250 | **55** |
| **51** | 0,00000 | -0,00957 | 0,01435 | 0,06219 | 0,04784 | 0,06219 | 21,26300 | 12,95700 | 9,22260 | 9,07400 | 8,96370 | **51** |
| **52** | -0,00479 | 0,00000 | 0,03355 | 0,07189 | 0,08627 | 0,06231 | 0,08148 | 0,06231 | 0,08148 | 0,05751 | 0,03355 | **52** |
| **53** | 0,00000 | -0,00479 | 0,04313 | 0,08147 | 0,08147 | 0,07189 | 0,08147 | 0,07668 | 0,09106 | 0,06230 | 0,05272 | **53** |
| **54** | -0,00476 | -0,00953 | 0,00476 | 0,03336 | 0,02859 | 0,02383 | 0,08101 | 0,11436 | 0,10483 | 0,11436 | 0,12865 | **54** |
| **39** | 0,00478 | -0,02388 | 0,02388 | 0,02388 | 0,05732 | -0,00955 | -0,01433 | -0,04777 | -0,03344 | -0,03821 | -0,04777 | **39** |
| **40** | 0,00478 | 0,00478 | 0,01435 | 0,05738 | 0,04782 | 0,04782 | 0,05738 | 0,05738 | 0,06217 | 0,05738 | 0,05738 | **40** |
| **41** | 0,00000 | -0,00956 | 0,03345 | 0,06213 | 0,07647 | 0,06691 | 0,09080 | 0,08125 | 0,09558 | 0,09080 | 0,09080 | **41** |
| **42** | 0,00000 | 0,00477 | 0,02865 | 0,06206 | 0,06206 | 0,05729 | 0,07161 | 0,06206 | 0,06206 | 0,06206 | 0,03819 | **42** |
| **43** | 0,00000 | -0,00480 | 0,03363 | 0,07207 | 0,08168 | 0,06727 | 0,07688 | 0,06246 | 0,09129 | 0,06727 | 0,04805 | **43** |
| **44** | -0,00480 | -0,00480 | 0,02880 | 0,06721 | 0,06721 | 0,04801 | 0,06721 | 0,05281 | 0,06721 | 0,04801 | 0,03840 | **44** |
| **45** | -0,00480 | 0,00000 | 0,04316 | 0,09111 | 0,09591 | 0,09111 | 0,10549 | 0,09591 | 0,11988 | 0,11988 | 0,12947 | **45** |
| **46** | -0,00478 | 0,00000 | 0,03344 | 0,05733 | 0,06688 | 0,07644 | 0,09555 | 0,08599 | 0,09077 | 0,08599 | 0,06688 | **46** |
| **47** | 0,00000 | -0,00954 | -0,00954 | 0,03341 | 0,05250 | 0,04295 | 0,06204 | 0,05727 | 0,07636 | 0,07159 | 0,03818 | **47** |
| **48** | -0,00476 | -0,01429 | 0,00000 | 0,02382 | 0,03811 | 0,06669 | 0,07146 | 0,06669 | 0,05240 | 0,06669 | 0,03335 | **48** |
| **49** | 0,00000 | -0,00480 | 0,01919 | 0,05758 | 0,05758 | 0,03839 | 0,04798 | 0,02879 | 0,03839 | 0,00480 | 0,00000 | **49** |
| **50** | 0,00480 | -0,00960 | 0,01440 | 0,04799 | 0,04319 | 0,03839 | 0,03839 | 0,01920 | 0,03839 | 0,00960 | -0,01920 | **50** |

**Tabela F.6 –** Deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento distribuído.

| PONTO | DESLOCAMENTOS (mm) | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XIII | XIV |
| i | 5,81 | 6,23 | 6,65 | 6,35 | 8,25 | 8,95 | 10,31 | 12,13 | 13,58 | 15,80 | 17,60 | 18,40 | 18,52 |
| ii | 4,43 | 5,02 | 5,65 | 6,73 | 8,18 | 9,29 | 11,56 | 14,52 | 16,03 | 20,80 | 25,95 | 25,12 | 25,25 |
| iii | 1,21 | 1,51 | 1,35 | 2,34 | 3,96 | 5,11 | 7,30 | 9,97 | 12,57 | 15,99 | 19,17 | 20,21 | 20,31 |
| iv | 0,01 | 0,61 | 1,95 | 2,46 | 3,43 | 4,10 | 5,30 | 6,76 | 8,13 | 10,00 | 11,71 | 12,41 | 12,48 |

**Tabela F.7 –** Deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da retirada do carregamento distribuído.

| RELÓGIO COMPARADOR | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PONTO | DESLOCAMENTOS (mm) | | | | | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI |
| i | 17,63 | 17,32 | 15,29 | 14,02 | 13,11 | 12,37 | 11,65 | 11,06 | 10,77 | 10,42 | 10,56 |
| ii | 23,62 | 21,23 | 19,35 | 16,98 | 15,44 | 13,10 | 12,87 | 11,82 | 11,32 | 10,71 | 11,06 |
| iii | 18,60 | 16,51 | 14,59 | 12,50 | 11,03 | 9,73 | 8,62 | 7,65 | 6,10 | 6,61 | 6,93 |
| iv | 11,61 | 10,54 | 9,51 | 8,37 | 7,62 | 6,93 | 6,37 | 5,77 | 5,42 | 5,19 | 5,31 |

**Tabela F.8 –** Deslocamentos medidos pelos relógios comparadores após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.

| RELÓGIO COMPARADOR | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PONTO | DESLOCAMENTOS (mm) | | | | | | | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII | XIII |
| i | 10,69 | 12,29 | 14,12 | 15,90 | 17,62 | 17,70 | 17,40 | 17,71 | 16,29 | 14,34 | 12,59 | 10,86 | 10,53 |
| ii | 11,63 | 14,55 | 17,86 | 20,11 | 24,29 | 24,43 | 23,27 | 24,45 | 21,77 | 18,20 | 14,96 | 11,80 | 11,16 |
| iii | 7,53 | 10,37 | 13,52 | 16,63 | 19,67 | 19,83 | 18,66 | 19,83 | 17,25 | 13,86 | 10,81 | 7,77 | 7,17 |
| iv | 5,42 | 7,01 | 8,60 | 10,22 | 11,81 | 11,90 | 11,59 | 11,92 | 10,62 | 8,83 | 7,20 | 5,61 | 5,31 |
| v | —— | —— | —— | —— | —— | 29,74 | 29,51 | 29,52 | 29,55 | 29,43 | 29,33 | 29,21 | 29,15 |
| vi | —— | —— | —— | —— | —— | 29,16 | 29,66 | 29,77 | 28,67 | 28,51 | 28,36 | 28,19 | 28,09 |

**Tabela F.9 –** Deformações dos extensômetros da Adula I e da Aduela II, após cada evento da aplicação do carregamento em balanço.

| PONTO | DEFORMAÇÕES DA ADUELA I | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV | V |
| **1** | -0,00478 | 0,01434 | 0,05737 | 0,06693 | 0,08128 |
| **2** | 0,00478 | 0,03343 | 0,08597 | 0,12894 | 0,16715 |
| **3** | -0,00953 | 0,02859 | 0,07625 | 0,11437 | 0,14773 |
| **4** | 0,00000 | 0,04290 | 0,10964 | 0,15254 | 0,19544 |
| **5** | -0,00478 | 0,02866 | 0,09552 | 0,10985 | 0,14328 |
| **6** | 0,00478 | 0,01912 | 0,05737 | 0,10039 | 0,11951 |
| **7** | -0,00958 | 0,05749 | 0,13893 | 0,17247 | 0,20121 |
| **8** | 0,00000 | 0,04315 | 0,10548 | 0,13425 | 0,14384 |
| **9** | 0,00000 | 0,00000 | 0,02393 | 0,02393 | 0,02393 |
| **10** | -0,00479 | -0,00958 | 0,02875 | 0,01917 | 0,00000 |
| **11** | 0,00000 | -0,02397 | 0,00000 | -0,01438 | -0,02397 |
| **13** | 0,00000 | -0,00956 | 0,02389 | 0,00956 | 0,00956 |
| **14** | -0,00477 | -0,01431 | 0,01908 | 0,01908 | 0,01431 |
| **15** | 0,00000 | -0,00478 | 0,00956 | 0,00000 | -0,00478 |
| **16** | 0,00478 | -0,00956 | -0,01434 | -0,05259 | -0,05737 |
| **17** | -0,00479 | -0,03355 | -0,01438 | -0,03355 | -0,05271 |
| **19** | 0,00000 | 0,00000 | 0,02868 | 0,02868 | 0,04780 |
| **20** | 0,00480 | 0,00960 | 0,04798 | 0,06237 | 0,08156 |
| **22** | 0,00000 | 0,00477 | 0,04291 | 0,05721 | 0,06198 |
| **23** | 0,00000 | -0,02868 | -0,04302 | -0,06213 | -0,10514 |
| **24** | -0,00478 | -0,02389 | -0,01433 | -0,02389 | -0,04778 |
| **25** | 0,00000 | -0,03343 | -0,06209 | -0,08597 | -0,12417 |
| **26** | -0,00955 | -0,05251 | -0,07160 | -0,10979 | -0,13843 |
| **27** | 0,00478 | -0,04304 | -0,04782 | -0,05739 | -0,07174 |
| **28** | -0,00478 | -0,01910 | -0,01910 | -0,02388 | -0,03343 |
| **30** | -0,00479 | -0,05270 | -0,06228 | -0,07187 | -0,10061 |
| **31** | 0,00480 | -0,10072 | -0,12950 | -0,18226 | -0,23502 |
| **32** | -0,00480 | -0,05277 | -0,09116 | -0,11034 | -0,14872 |
| **33** | -0,00478 | -0,07167 | -0,07167 | -0,07167 | -0,10988 |
| **34** | -0,00478 | -0,06216 | -0,08128 | -0,09563 | -0,11953 |
| **35** | 0,00000 | -0,03837 | -0,01439 | -0,03357 | -0,04796 |
| **36** | -0,00477 | -0,03340 | -0,02862 | -0,04294 | -0,06202 |
| **37** | 0,00000 | -0,02862 | -0,02385 | -0,03816 | -0,06678 |
| **38** | -0,00957 | -0,06218 | -0,08131 | -0,11956 | -0,13869 |
| **DEFORMAÇÕES DA ADUELA II** | | | | | |
| **12** | -0,00956 | -0,01911 | -0,04300 | -0,00478 | -0,00478 |
| **18** | -0,00955 | 1,89510 | 1,52750 | 1,46540 | 1,45110 |
| **21** | 0,00956 | -0,05259 | -0,00956 | -0,04781 | -0,04303 |
| **29** | 0,00000 | 0,00000 | 0,05739 | 0,06218 | 0,08609 |
| **55** | -0,00955 | 0,01909 | 0,07637 | 0,07637 | 0,10501 |
| **51** | -0,00479 | 0,04786 | 0,11007 | 0,11486 | 0,13879 |
| **52** | 0,00000 | -0,02397 | -0,00479 | 0,04793 | 0,04793 |
| **53** | 0,00000 | 0,00000 | 0,03834 | 0,04792 | 0,04313 |
| **54** | 0,00477 | 0,02859 | 0,09530 | 0,12389 | 0,15248 |
| **39** | 0,00478 | -0,03822 | -0,03344 | -0,04777 | -0,07166 |
| **40** | -0,00478 | -0,02869 | -0,02391 | -0,04782 | -0,07172 |
| **41** | 0,00478 | -0,02868 | -0,01912 | -0,02390 | -0,04301 |
| **42** | 0,00000 | -0,02387 | -0,00955 | -0,03342 | -0,05729 |
| **43** | -0,00961 | -0,01922 | 0,00481 | 0,00961 | 0,00481 |
| **44** | -0,00480 | -0,01920 | 0,00960 | 0,01920 | 0,00480 |
| **45** | 0,00480 | -0,00480 | 0,05756 | 0,08155 | 0,14391 |
| **46** | 0,00000 | -0,04777 | -0,05255 | -0,10032 | -0,12898 |
| **47** | 0,00000 | -0,00955 | -0,02386 | -0,06682 | -0,08113 |
| **48** | 0,00000 | 0,00476 | 0,02382 | -0,00476 | -0,02382 |
| **49** | -0,00480 | 0,00960 | 0,02400 | 0,01920 | 0,00000 |
| **50** | 0,00480 | -0,01440 | 0,01440 | -0,00480 | -0,01440 |