UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

SÉRGIO TRAJANO FRANCO MOREIRAS

**Metodologias para o dimensionamento de placas de “granitos” em sistemas não-
aderentes de fixação**

São Carlos

2.014

SÉRGIO TRAJANO FRANCO MOREIRAS

Metodologias para o dimensionamento de placas de “granitos” em sistemas não-aderentes de fixação

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Ciências, Programa de Pós Graduação em Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Antenor Braga Paraguassú

São Carlos

2.014

Versão Corrigida

Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa

M835m Moreiras, Sérgio Trajano Franco
Metodologias para o dimensionamento de placas de
granitos em sistemas não-aderentes de fixação /
Sérgio Trajano Franco Moreiras; orientador Antenor
Braga Paraguassú. São Carlos, 2014.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação e Área
de Concentração em Geotecnia -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. "Granitos" ornamentais. 2. Sistemas
não-aderentes de fixação. 3. Fachadas ventiladas. 4.
Pisos elevados. 5. Lajes estrututrais. 6. Comportamento
tensão versus deformação. 7. Dimensionamento
estrutural. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **SÉRGIO TRAJANO FRANCO MOREIRAS.**

Título da Tese: "Metodologias para o dimensionamento de placas de "granitos" em sistemas não-aderentes de fixação".

Data da defesa: 14/03/2014

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Antenor Braga Paraguassu (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Titular **José Eduardo Rodrigues**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Antonio Carlos Artur**
(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP- Rio Claro)

Aprovado

Prof. Dr. **Pedro Miguel Gomes Abrunhosa Amaral**
(Universidade Técnica de Lisboa)

APROVADO

Prof. Dr. **Leandro Vanalli**
(Universidade Estadual de Maringá)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Titular **Osni José Pejon**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

14/03/2014
Assinatura do Julgador
[Assinatura]

Deus, a Allah, a Shiva ...

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Antenor Braga Paraguassú, orientador deste trabalho, por acreditar na continuidade do projeto desenvolvido durante o mestrado, pelo apoio para a captação de recursos para a pesquisa, pela ajuda em toda a parte logística de transporte e preparação das amostras e também pelo auxílio na preparação da tese e dos artigos. A meu Pai, Jorge Sérgio Moreiras, pelo incentivo a realizar o doutorado e pela ajuda nas constantes mudanças de endereço durante o período do projeto. A Universidade Estadual de Maringá sou grato a todos que contribuíram para a concessão da minha licença do trabalho como docente da instituição, em particular ao Prof. Dr. Osvaldo Joaquim dos Santos (diretor do campus), ao Prof. Dr. Leandro Vanalli (chefe do departamento de tecnologia no momento do início do doutorado), ao Prof. Msc. Edson Alves (atual chefe do departamento de tecnologia), ao Prof. Dr. Mauro Antonio da Silva Sá Ravagnani (pró-reitor de pesquisa e pós-graduação), ao Antônio Marcos Alves Sá (divisão de capacitação institucional), à Michelle Carvalho (divisão de capacitação institucional) e aos demais colegas docentes, técnicos, auxiliares e discentes do Campus de Umuarama. A pesquisadora Dra. Maria Heloisa de Oliveira Frascá e aos professores Dr. Fabiano Cabañas Navarro (UNIFAL) e Dr. Antonio Carlos Artur (Unesp) agradeço pelas informações compartilhadas sobre o projeto de pesquisa que foram fundamentais para a definição do “caminho a percorrer”. Aos professores que ministraram disciplinas que cursei: Prof. Dr. Marcio Minto Fabricio (IAU), Prof. Dr. Valtencir Zucoloto (IFSC), Prof. Dr. José Carlos Cintra (EESC) e Prof. Dr. Javier Mazaraiegos Pablos (IAU). No Departamento de Geotecnia agradeço aos professores do grupo de tecnologia de rochas Dr. José Eduardo Rodrigues e Dr. Rogério Pinto Ribeiro pela amizade e pelos auxílios prontamente prestados durante o período da pesquisa. Ao professor Dr. Airton Bortolucci e ao colega Dr. Fernando Jamal agradeço pelas conversas conceituais sobre mecânica das rochas. Ao Prof. Dr. Lazaro Valentin Zuquette e ao Prof. Dr. Osni José Pejon (chefes do programa de pós graduação durante o período da pesquisa) pelos recursos financeiros cedidos e pelo auxílio prestado no projeto do doutorado sanduíche em Lisboa. Aos colegas Vinicius Carvalho Peixoto, Gian Franco Nappa e a Prof. Dra. Cristina Tsula agradeço pela ajuda prestada na simulação da análise de confiabilidade. A colega Paola Bruno Arab pela ajuda com a análise petrográfica das amostras, aos companheiros de grupo Felipe, Abiliane e João pela troca de experiências e a todos demais colegas da Geo. Ao engenheiro Benedito Osvaldo de Souza (Dito) agradeço pela amizade e pela execução dos ensaios de laboratório, ao Décio pela ajuda prestada durante o trabalho na preparação e no transporte das amostras. Ao Sr. Antônio, ao Oscar e ao Zé Luiz agradeço a amizade e a ajuda com os materiais para os ensaios. O apoio prestado pela Neiva, Álvaro, Herivelto, Marcão, Kleber, Toninho, Benê e principalmente a ajuda da Maristela nos trâmites burocráticos. Pelo fornecimento das amostras de granito agradeço a duas empresas: uma a Grampir Mármore de Araraquara, na pessoa do proprietário Sr. Josué, que forneceu amostras do Vermelho Capão Bonito com preço subsidiado; e a MARBRASA Mármore e Granitos do Brasil, nas pessoas do Sr. Elvis Gomes (Gerente Geral) e Lumariza Soares (coordenadora) pela doação das amostras dos granitos Preto São Gabriel e Branco Desireé. Ao Sérgio, técnico de laboratório do Instituto de Arquitetura, agradeço o empréstimo do

dispositivo para ensaio de tração na flexão e ao Pedrão, chefe da oficina do departamento de mecânica, pelos ajustes que foram necessários realizar. Ao Prof. Dr. Jefferson Libório e ao técnico Jorjão agradeço pela concretagem da base para realização dos ensaios. Ao engenheiro Abílio Soares da Cathedra Engenharia de São Paulo agradeço pelas discussões sobre fachadas ventiladas e pisos elevados com placas de rochas, pelas visitas a obras e, principalmente, pela furação das amostras para os ensaios de fachadas ventiladas. Aos professores Dr. Samuel Giongo e Dr. Eduvaldo Sichieri pelos importantes comentários e sugestões no exame de qualificação. Agradeço a CAPES pela bolsa de estudos para a realização do doutorado sanduíche em Lisboa (processo número: 11225-12-2). Agradeço ao Prof. Dr. Pedro Miguel Amaral pela orientação durante o estágio, ao Prof. Dr. Luiz Guerra Rosa (chefe do grupo de estudos) pela acolhida, a colega Dra. Vera Pires pela grande ajuda prestada para a realização dos ensaios, ao Dr. Fernando Oliveira do LNEG pelo apoio nos ensaios de frequência de ressonância, ao Diogo Henriques pela instrumentação das amostras, ao LNEC pelos ensaios de ultrasson e ao ITECONS pela execução ensaio de frequência de ressonância dinâmico.

O símbolo da palma da mão aberta foi empregado por diversos arquitetos da vanguarda modernista européia para representar a supremacia do homem sobre o sistema. Numa releitura deste símbolo para o Memorial da América Latina Niemeyer expressa: **“Suor, sangue e pobreza marcaram a história desta América Latina tão desarticulada e oprimida. Agora urge reajustá-la num monobloco intocável, capaz de fazê-la independente e feliz.”** Imagem obtida em: www.oscarniemeyer.org.

RESUMO

Moreiras, S. T. F. **Metodologias para o dimensionamento de placas de “granitos” em sistemas não-aderentes de fixação.** 145 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2.014.

Os sistemas não aderentes de fixação com placas de “granito”, em comparação com os métodos que empregam argamassas, exigem maior acuidade no projeto e uma avaliação estrutural criteriosa. As metodologias empregadas no país consideram apenas o parâmetro de resistência à tração na flexão na ruptura, não levando em conta outros parâmetros estruturais importantes. Para preencher esta lacuna, o presente trabalho propõe uma metodologia para dimensionamento de três sistemas não aderentes de fixação: fachadas ventiladas, pisos elevados e lajes estruturais. Três “granitos” brasileiros de alto valor comercial - Vermelho Capão Bonito (VCB), Preto São Gabriel (PSG) e Branco *Desireé* (BD) - foram submetidos a ensaios laboratoriais para a determinação do comportamento tensão *versus* deformação, da tensão de ruptura, dos deslocamentos verticais, do módulo de Young e do coeficiente de Poisson. Estes parâmetros foram empregados para o dimensionamento de fachadas ventiladas e de pisos elevados. Os modelos computacionais do programa STRAP foram calibrados com dados obtidos do monitoramento de protótipos de fachadas e de pisos elevados. Para fachadas ventiladas (placas de 60 x 100 cm) as espessuras calculadas foram de 30 mm para o VCB, de 25 mm para o PSG e de 55 mm para o BD. Para pisos elevados (placas de 60 x 60 cm) as espessuras foram de 35 mm para o VCB, de 30 mm para o PSG e de 35 mm para o BD. Os resultados sugerem que a especificação da espessura mínima de 20 mm, comumente usada em diversos projetos nacionais, não considera aspectos estruturais importantes.

Palavras-chave: “Granitos” Ornamentais, sistemas não aderentes de fixação, fachadas ventiladas, pisos elevados, lajes estruturais, comportamento tensão *versus* deformação, dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

Moreiras, S. T. F. **Design Methodology for non adherent covering systems with “granite” slabs.** 145 p. Thesis – São Carlos Engineering School, São Paulo University, São Carlos, 2.014.

Design on “granite” plates for non adherent covering systems, in comparison with mortar methods, needs a structural evaluation. The Brazilian design methodology considers only the breaking load bending tensile strength and do not consider another important structural characteristics. To fill this gap, this thesis presents a methodology for design on three “granite” plates for non adherent covering systems: ventilated façades, pedestal paving system and structural slab. Three Brazilian “granites” with great commercial acceptance - Capão Bonito Red (CBR), São Gabriel Black (SGB) and Desireé White (DW) – were tested to obtain the strength *versus* strain behavior, the breaking load strength, the modulus of Young and the Poisson coefficient. To structural design this characteristics were applied in computational models, that were calibrated with tests data. The thickness calculated for ventilated façades (slab of 60 x 100 cm) is 30 mm for CBR, 25 mm for SGB and 55 mm for DW. The thickness calculated for pedestal paving system (slab of 60 x 60 cm) is 35 mm for CBR, 30 mm for SGB and 35 mm for DW. This results show that the thickness of 20mm applied for Brazilian practice design criteria do not consider important structural issues.

Keywords: Ornamentals “Granites”, non adherente cover systems, ventilated façades, pedestal paving systems, structural slab, strength *versus* strain behavior, structural design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema de revestimento de fachadas com placas de rocha, onde: (a) estrutura da edificação; (b) <i>insert</i> ; (c) placa de rocha e (d) colchão de ar. Fonte: Moreiras (2.005)	38
Figura 2 – (a) Vista da fachada do edifício Faria Lima Financial Center. Fonte: www.arcoweb.com.br ; (b) Vista da fachada do edifício Millennium Office Park. Fonte: www.gmm.com.br .	40
Figura 3 – Vistas principais da Torre João Salem.	41
Figura 4 – Vista geral do edifício e-Tower.	41
Figura 5- (a) Fachada do aeroporto de Lisboa (b) Fachada do Centro Cultural de Bélem. Fonte: www.ezimut.com .	42
Figura 6 – (a) Detalhe do revestimento dos pilares da edificação com o Bege Bahia. (b) Detalhe da fixação das placas com <i>inserts</i> metálicos.	43
Figura 7 - Pré montagem das placas de granito em estrutura de alumínio.	44
Figura 8 – Sistemas de fixação por <i>inserts</i> .(a) Sistema de fixação por chapas em rasgo circular.(b) Sistema de fixação tipo pino/furo. Fonte: Flain (1.995).	45
Figura 9 – (a) Locação do furo na placa (mm), onde “e” é a espessura da placa; (b) dimensões mínimas (mm) no ponto de fixação entre a placa e o <i>insert</i> . Fonte: DIN 18516-3:1.990 (modificado).	46
Figura 10 – Execução de furo em placa de granito em canteiro de obras das instalações do Hospital Santa Joana, localizado no Bairro do Paraíso em São Paulo.	47
Figura 11 – (a) Equipamento de perfuração acoplado a placa para início da execução do furo; (b) Aspecto do furo após execução. Fonte: Catálogo GMM.	47
Figura 12 – (a) Apoio da parte inferior da placa nos <i>inserts</i> . (b) e (c) Travamento da parte superior da placa.	48
Figura 13 – Pisos elevados. (a) Detalhe do apoio para fixação das placas. Fonte: Bernades (2.009). (b) Vista da execução de obra de revestimento de piso em sistema elevado. Fonte: Bernades (2.009).	49
Figura 14 – Execução do piso elevado para área externa do edifício e-Tower. Fonte: www.gmm.com.br	50
Figura 15 – Sistema não-aderente de lajes estruturais com placas de rocha. Fonte: Moreiras & Paraguassú (2.012).	50
Figura 16 – Detalhes do sistema de laje estrutural com placas pétreas. Onde: “A” é o selante elástico da junta; “B” é o apoio para selante de polietileno flexível com seção circular; “C” é a placa de granito; “D” é a manta de neoprene e “E” é a viga de concreto com seção retangular de 20 por 50 centímetros.	52
Figura 17 - Corpo-de-prova e dispositivo de ensaio recomendado para determinação do módulo de ruptura em rochas. Fonte: ABNT NBR 15845:2.010.	53
Figura 18 - Distribuição dos valores de resistência à flexão por 3 pontos de rochas silicáticas brasileiras. Fonte: Frazão e Farjallat (1.996).	54
Figura 19 – Exemplos de valores de resistência à flexão por três pontos de rochas brasileiras.(a) rocha com baixo valor e (b) rocha com alto valor.	55
Figura 20 — Corpo-de-prova e dispositivo de ensaio recomendado para determinação da resistência à flexão em rochas. Fonte: ABNT NBR 15845:2.010	56
Figura 21 – Ensaio de flexão por três e por quatro pontos: configuração, esquema estático, diagrama de esforço cortante e diagrama de momento fletor. Fonte: Lewis (1.995 - modificado)	57
Figura 22 – Patologias no sistema de revestimento de fachadas por meio de <i>inserts</i>	59

metálicos. (a) Sistema alemão. (b) Sistema americano. Fonte: Moreiras (2.005).	
Figura 23 – Esquema para ensaio de determinação da resistência no ponto de ancoragem de placas pétreas fixadas por componentes metálicos. Fonte: ASTM C 1354 (modificado).	60
Figura 24– Esquema do ensaio para determinação da resistência no ponto de ancoragem de <i>inserts</i> metálicos tipo pino. (a) Dimensões do dispositivo de fixação das amostras de granito. (b) Esquema do dispositivo de aplicação das cargas. Fonte: Norma CEN EN 13364:2.002.	61
Figura 25– Ensaio de impacto de corpo duro para pisos elevados, segundo diretrizes da norma CEN EN 12825:2.001.	62
Figura 26 - Ensaio de impacto de corpo mole para pisos elevados. Fonte: CEN EN 12825:2001 <i>apud</i> Bernades (2.009).	63
Figura 27 – Curvas de distribuição da resistência e da solicitação interna. Fonte: Silva (2.006 - modificado).	69
Figura 28 – Fotografias de ladrilhos de 40 x 40 cm dos três “granitos” estudados. (a) Sienogranito Vermelho Capão Bonito; (b) Diorito-norítico Preto São Gabriel; (c) Leucognaisse monzogranítico Branco <i>Desirée</i> . Fonte: Abirochas (2.002).	75
Figura 29 – Lavra do sienogranito Vermelho Capão Bonito. Fonte: Frascá (2.003)	76
Figura 30– Lavra do diorito-norítico Preto São Gabriel. Fonte: Arquivo técnico da empresa Marbrasa.	77
Figura 31 – Lavra do leucognaisse monzogranítico Branco <i>Desirée</i> . Fonte: Arquivo técnico da empresa Marbrasa.	77
Figura 32 – Organograma das atividades desenvolvidas na pesquisa “Metodologia para o Dimensionamento Estrutural de Sistemas não Aderentes com Placas de “Granitos” Ornamentais.	82
Figura 33 – Ensaio de tração na flexão por quatro pontos. (a) Determinação da tensão de ruptura. (b) Determinação da deformação longitudinal da amostra e (c) determinação do deslocamento vertical no ponto central da amostra.	83
Figura 34 – Ensaio para determinação do módulo de Young na compressão e do coeficiente de Poisson.	84
Figura 35 – (a) Execução do ensaio para determinação da frequência de ressonância no modo de flexão, (b) Execução do ensaio para determinação da frequência de ressonância no modo de torção e (c) monitor com imagem do sistema de aquisição de dados.	86
Figura 36 – Ensaio para determinação da tensão de ruptura, curva tensão deformação e deslocamentos em placas de 30 x 50 cm fixadas em quatro pontos por <i>inserts</i> metálicos tipo pino. (a) Vista dos <i>inserts</i> instalados na base de concreto. (b) Vista do ensaio.	88
Figura 37 – Ensaio para determinação da carga de ruptura e deformações em pisos elevados. (a) Vista geral do ensaio. (b) Vista da ruptura do corpo-de-prova.	90
Figura 38 – Ensaio para determinação da resistência no ponto de ancoragem. (a) Vista geral do ensaio. (b) Vista da ruptura do corpo-de-prova.	96
Figura 39 – Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e BD obtidas nos ensaios de tração na flexão por quatro pontos na espessura de 30 mm.	101
Figura 40 – Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e BD obtidas nos ensaio de tração na flexão por quatro pontos na espessura de 20 mm.	102
Figura 41 – Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e BD obtidas nos ensaio de tração na flexão por três pontos na espessura de 30 mm.	102
Figura 42 – Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e	103

BD do ensaio de tração na flexão por três pontos na espessura de 20 mm.	
Figura 43 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.	103
Figura 44 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.	104
Figura 45 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Branco Desireé, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.	104
Figura 46 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.	105
Figura 47 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.	105
Figura 48 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Branco Desireé, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.	106
Figura 49 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.	106
Figura 50 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.	107
Figura 51 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Branco Desireé em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.	107
Figura 52 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.	108
Figura 53 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.	108
Figura 54 – Curva do comportamento tensão <i>versus</i> deformação do “granito” Branco Desireé, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.	109
Figura 55 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 30 mm de espessura.	110
Figura 56 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtidos em ensaios de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 30 mm de espessura.	110
Figura 57 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Branco Desireé em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 30 mm de espessura.	111
Figura 58 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 30 mm de espessura.	111

Figura 59 – Diagrama tensão <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 30 mm de espessura.	112
Figura 60 – Diagrama tensão <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Branco <i>Desireé</i> obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 30 mm de espessura.	112
Figura 61 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 20 mm de espessura.	113
Figura 62 – Diagrama tensão <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 20 mm de espessura.	113
Figura 63 – Diagrama tensão <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Branco <i>Desireé</i> obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 20 mm de espessura.	114
Figura 64 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 20 mm de espessura.	114
Figura 65 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 20 mm de espessura.	115
Figura 66 – Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical do “granito” Branco <i>Desireé</i> obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 20 mm de espessura.	115
Figura 67 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação na compressão do “granito” Vermelho Capão Bonito	116
Figura 68 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação na compressão do “granito” Preto São Gabriel.	116
Figura 69 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação na compressão do “granito” Branco <i>Desireé</i> .	117
Figura 70 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do protótipo de fachadas do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.	120
Figura 71 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do protótipo de fachadas do “granito” Preto São Gabriel, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.	120
Figura 72 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do protótipo de fachadas do “granito” Branco <i>Desireé</i> , na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.	121
Figura 73 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do protótipo de fachadas do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.	121
Figura 74 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do protótipo de fachadas do “granito” Preto São Gabriel, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.	122
Figura 75 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do protótipo de fachadas do “granito” Branco <i>Desireé</i> , na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.	122
Figura 76 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento para o Vermelho Capão Bonito na espessura de 30 mm	123
Figura 77 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento para o Preto São Gabriel na espessura de 30 mm	123
Figura 78 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento para o Branco <i>Desireé</i> na espessura de 30 mm	124

Figura 79 – Curva carga versus deslocamento para o Vermelho Capão Bonito na espessura de 20 mm	124
Figura 80 – Curva carga versus deslocamento para o Preto São Gabriel na espessura de 20 mm	125
Figura 81 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento para o Branco <i>Desirée</i> na espessura de 20 mm.	125
Figura 82 – Diagrama carga <i>versus</i> deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.	127
Figura 83 – Diagrama carga <i>versus</i> deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Preto São Gabriel, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.	127
Figura 84 – Diagrama carga <i>versus</i> deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Branco <i>Desirée</i> , na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.	128
Figura 85 – Diagrama carga <i>versus</i> deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.	128
Figura 86 – Diagrama carga <i>versus</i> deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Preto São Gabriel, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.	129
Figura 87 – Diagrama carga <i>versus</i> deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Branco <i>Desirée</i> , na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.	129
Figura 88 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 60 x 100 cm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm ²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 60 x 100 cm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm ²).	139
Figura 89 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 60 x 100 cm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm ²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 60 x 100 cm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm ²).	104
Figura 90 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas em 60 x 100 cm do Branco <i>Desirée</i> aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm ²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 60 x 100 cm do Vermelho Branco <i>Desirée</i> aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm ²).	141
Figura 91 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 90 x 150 cm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm ²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 90 x 150 cm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm ²).	142
Figura 92 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 90 x 150 cm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm ²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 90 x 150 cm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm ²).	143
Figura 93 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 60 x 60 cm do Vermelho Capão Bonito aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm ² .	145
Figura 94 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 60 x 60 cm do Preto São Gabriel aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm ² .	146
Figura 95 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 60 x 60 cm do Branco <i>Desirée</i> aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm ² .	146

Figura 96 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 80 x 80 cm do Vermelho Capão Bonito aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm ² .	147
Figura 97 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 80 x 80 cm do Preto São Gabriel aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm ² .	148
Figura 98 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 80 x 80 cm do Branco <i>Desireé</i> aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm ² .	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, à flexão por três pontos e à flexão por quatro pontos de 23 “granitos” lavrados no estado de São Paulo. Fonte: Catálogo de Rochas Ornamentais do Estado de São Paulo.	58
Tabela 2 – Coeficiente de segurança global para placas de rochas ornamentais: Fonte: Gere (1998) <i>apud</i> Camposinhos (2.009).	65
Tabela 3 – Coeficientes de segurança parciais para minoração da resistência característica. Fonte: Camposinhos (2.009).	66
Tabela 4 – Definição das classes de confiança. Fonte: NF EN 1990:2.007.	66
Tabela 5 – Comparação entre a probabilidade de ruína e o índice de confiabilidade para alguns materiais comumente empregados na estrutura de edificações. Fonte: Lewis (1.995).	70
Tabela 6 – Valores mínimos do índice de confiabilidade. Fonte: NF EN 1990: 2.007.	71
Tabela 7 – Resultados de resistência a flexão e velocidade de propagação de ondas antes e após o ensaio de choque térmico. Fonte: Frascá (2.003) modificado.	72
Tabela 8 – Resultados do módulo de ruptura e da velocidade de propagação de ondas dos granitos Monção e Vila após ensaios de gelo-degelo conjugado a imersão em solução ácida. Fonte: Simão Carvalho (2.005).	72
Tabela 9 - Características macroscópicas e microscópicas do “granito” Vermelho Capão Bonito. Fonte: Frascá (2.003-modificado).	78
Tabela 10 – Ensaio de caracterização tecnológica básica dos três “granitos”. Fonte: Abirochas (2.002) – modificado.	80
Tabela 11 – Resultados dos ensaios de índices físicos para o Vermelho Capão Bonito (VCB). Fonte: Frascá (2.003).	80
Tabela 12 – Resultados dos ensaios de resistência á compressão uniaxial para o Vermelho Capão Bonito (VCB). Fonte: Frascá (2.003).	80
Tabela 13 – Resultados da determinação da massa específica seca em corpos de prova prismáticos (150 x 30 x 25 mm) e em corpos de prova cilíndricos (h=160 mm e ϕ =74 mm).	100
Tabela 14– Resultados dos ensaios de tração na flexão na condição seca.	100
Tabela 15– Resultados dos ensaios de tração na flexão na condição saturada.	101
Tabela 16 – Resultados do módulo de Young na flexão (Gpa).	109
Tabela 17 – Resultados da resistência a compressão, módulo de elasticidade na compressão e coeficiente de Poisson	117
Tabela 18 – Resultados do ensaio de determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas em amostras cilíndricas.	118
Tabela 19 – Resultados do ensaio de determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas em amostras cilíndricas.	118
Tabela 20 – Resultados das frequências fundamentais de ressonância	118
Tabela 21 – Resultados dos módulos de Young, de cisalhamento e dos coeficientes de Poisson dinâmicos.	119
Tabela 22 – Resultados dos ensaios em protótipos de fachadas ventiladas.	119
Tabela 23 - Resultado do ensaio de carga pontual individual	126
Tabela 24 – Resultados dos ensaios em protótipos de fachadas ventiladas.	126
Tabela 25 – Valores das tensões admissíveis para a condição seca.	131
Tabela 26 – Valores das tensões admissíveis para a condição saturada.	131

Tabela 27 – Espessuras calculadas para lajes estruturais	135
Tabela 28 – Dados de entrada no programa STRAP para modelagem de fachadas ventiladas.	136
Tabela 29 – Cálculo das espessuras (e) da etapa 1.	136
Tabela 30 – Cargas admissíveis para a região do <i>insert</i> em função da espessura da placa.	137
Tabela 31 – Espessuras finais da etapa 2.	137
Tabela 32 – Compatibilização entre os resultados da etapa 1 e 2.	138
Tabela 33 – Tensão máxima interna atuante no centro da placa e deslocamento vertical obtidos no programa STRAP em placas 600 x 1000 mm.	138
Tabela 34 – Tensão máxima interna atuante no centro da placa e deslocamento vertical obtidos no programa STRAP em placas 900 x 1500 mm.	144
Tabela 35 – Dados de entrada no programa STRAP para modelagem de pisos elevados.	144
Tabela 36 - Tensão máxima atuante e deslocamento vertical máximo obtidos no dimensionamento de placas de 600 x 600 mm para pisos elevados. Figura 96 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 600 x 600 mm do Vermelho Capão Bonito aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm ² .	145
Tabela 37 – Parâmetros definidos pelo programa STRAP no dimensionamento de placas de 800 x 800 mm para pisos elevados.	147
Tabela 38 – Parâmetros de solicitação interna e de resistências para as lajes estruturais.	149
Tabela 39 – Resultados da análise de confiabilidade para as lajes estruturais.	150
Tabela 40 – Parâmetros de solicitação interna e de resistências para as fachadas ventiladas.	150
Tabela 41 – Resultados da análise de confiabilidade para as fachadas ventiladas.	151
Tabela 42 – Parâmetros de solicitação interna e de resistências para os pisos elevados.	151
Tabela 43 - Resultados da análise de confiabilidade para os pisos elevados.	152
Tabela 44 – Custo por m ² do sistema de lajes com placas de “granito”.	156

LISTA DE ABREVIACÕES E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – *American Society for Testing Materials*

BD – “granito” Branco *Desirée*

BDI – Benefícios e Despesas Indiretas

C - Celsius

CC1 – Classe de Consequência um

CC2 – Classe de Consequência dois

CC3 – Classe de Consequência três

C.E.L.U. - critério do estado limite de utilização

c. v. – coeficiente de variação

cm – centímetro

DIN - *Deutsches Institut für Normung*

DP – desvio padrão

EESC – Escola de Engenharia de São Carlos

E.L.U. – critério do estado limite de utilização

EN – norma européia

FIESP – Federação das Indústrias do Estado de São Paulo

FORM – *First Order Reliability Method*

G – Módulo de cisalhamento dinâmico

g - gramas

GMM – Granitos, Mármore e Metais

HCl – ácido clorídrico

HNO₃ – ácido nítrico

H₂SO₄ – ácido sulfúrico

J – joules

kg – kilogramas

kgf – kilograma força

km - kilometro

kN – kilo Newton

LVDT - *Linear Variable Differential Transformer*

m – metros

mm – milímetros

MPa – Mega pascais

N - Newton

PSG – “granito” Preto São Gabriel

PVC – cloreto de polivinila

s – segundos

SO₂ – dióxido de enxofre

STRAP – *Structural Analyss Program*

TCPO – Tabela de Composições de Preços para Orçamentos

VCB – “granito” Vermelho Capão Bonito

USP – Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

a – menor lado da placa

b – largura do corpo-de-prova

b – maior lado da placa

d – espessura da placa

d – altura do corpo-de-prova

D – rigidez à flexão da placa

e – espessura da placa

E – módulo de Young

E – módulo de Young dinâmico

F_d – solicitação de cálculo

f_f – frequência fundamental de ressonância na flexão

f_t – frequência fundamental de ressonância na torção

$f_x(x)$ – densidade de distribuição de probabilidade

$f_{(S)}(x)$ - função de distribuição das solicitações

$F_{(R)}(x)$ - função de distribuição das resistências

G – Módulo de cisalhamento dinâmico

$g(x)$ – função domínio de análise de confiabilidade

G_K - efeito interno na placa da ação permanente característica

h – altura da amostra

k_w – solicitação do vento

L – vão do ensaio

L – comprimento da amostra

m – massa da amostra

M – momento máximo atuante

m_{yr} – momento da placa ao longo do eixo y

M_1 – momento ao longo do eixo um

M_2 – momento ao longo do eixo dois

M_{1MAX} – momento máximo na placa ao longo do eixo um
 M_{2MAX} – momento máximo na placa ao longo do eixo dois
 P – carga de ruptura
 P_F - probabilidade de ruína
 q – carga distribuída atuante
 Q – carga pontual
 $q_{\text{permanente}}$ – carga distribuída permanente atuante
 q_{variavel} – carga distribuída variável atuante
 Q_K - efeito interno na placa da ação variável característica
 R – fator de correção de ondas na torção
 R_d – resistência de projeto
 R_k – resistência característica
 R_m – Resistência média
 RCU_{Sat} – resistência à compressão em amostras saturadas
 RCU_{Seca} – resistência à compressão em amostras secas
 S_m – Solicitação média
 t – espessura da placa
 T_1 – fator de correção para ondas na flexão
 t_1 – espessura determinada em relação ao eixo um
 t_2 – espessura determinada em relação ao eixo dois
 t_c – espessura comercial empregada
 t_f – espessura final
 T_1 – tempo de percurso de propagação das ondas
 v_1 – velocidade de propagação de ondas longitudinais
 VP_{CT} – velocidade de propagação das ondas após ensaio de choque térmico
 VP_{nat} – velocidade de propagação de ondas da rocha no estado natural
 USP – Universidade de São Paulo
 β – índice de confiabilidade

$\beta_1; \beta_2$ – coeficientes numéricos que dependem da relação entre os lados da placa
 γ_G - coeficiente parcial para ação permanente característica
 γ_M - coeficiente parcial para resistências
 γ_Q - coeficiente parcial para ação variável característica
 δ - deslocamento vertical da placa
 Δ_ξ – variação na deformação
 $\Delta_{\xi d}$ – variação na deformação diametral
 Δ_{vp} – variação da velocidade de propagação de ondas antes e após ensaio de choque térmico
 Δ_σ – variação na tensão
 $\Delta_{\sigma f}$ – variação da resistência a flexão antes e após o ensaio de choque térmico
 ε - deformações
 μ - módulo de Poisson
 μ - módulo de Poisson dinâmico
 μ_R - média dos resultados do ensaio de resistência à tração na flexão
 μ_S - efeito interno médio da sollicitação
 ρ – massa específica
 ρ_{seca} – massa específica seca
 σ – resistência à flexão do material em N/mm²
 σ – resistência à flexão por quatro pontos da rocha
 σ_a – tensão admissível
 σ_f - resistência a flexão média
 σ_{fct} - resistência a flexão por 4 pontos da rocha após ensaio de choque térmico
 σ_{fNat} – resistência a flexão por 4 pontos da rocha no estado natural
 σ_{Gk} - tensão interna devido a carga permanente característica
 σ_{Gm} - tensão interna atuante na placa devido a carga permanente média
 σ_{Qk} - tensão interna devido a carga variável característica
 σ_{Qm} - tensão interna devido a carga variável média
 σ_R - desvio padrão dos resultados do ensaio de resistência à tração na flexão

σ_{Rd} - tensão interna devido a resistência de projeto

σ_{Rk} - tensão interna devido a resistência característica

σ_S - desvio padrão dos efeitos das solicitações internas

σ_{Sd} - tensão interna devido a solicitação de projeto

σ_t – tensão de ruptura

$\phi(\beta)$ -distribuição normal do índice de confiabilidade

ϕ – diâmetro da amostra

SUMÁRIO

1.INTRODUÇÃO	35
1.1.Objetivos	36
2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA	37
2.1. Fachadas Ventiladas	37
2.1.1. Breve Histórico	38
2.1.2. Sistemas não aderentes de fixação em fachadas	43
2.1.3. Sistema pino/furo	45
2.1.3.1. Aspectos construtivos	46
2.2. Pisos Elevados	49
2.3. Lajes estruturais	50
2.4. Caracterização Tecnológica para Sistemas Não-Aderentes	52
2.4.1. Ensaios de tração na flexão	53
2.4.1.1. Determinação da resistência à flexão por 3 pontos	53
2.4.1.2. Determinação da resistência à flexão por 4 pontos	55
2.4.1.3. Discussão a respeito dos ensaios de tração na flexão	56
2.4.2. Propriedades de flexão dos “granitos” paulista	58
2.4.3. Ensaios em modelos	59
2.4.3.1.Fachadas Ventiladas – Ponto de ancoragem	59
<i>Ensaio ASTM C 1354</i>	59
<i>Ensaio EN 13364:2.002</i>	60
2.4.3.2. Piso elevado	61
<i>Resistência ao impacto de corpo duro.</i>	61
<i>Resistência ao impacto de corpo mole</i>	62
2.5. Dimensionamento de sistemas não-aderentes	63
2.5.1. Projeto de paginação	63
2.5.2. Projeto estrutural	64
2.5.2.1. Critério das tensões admissíveis	64
2.5.2.2. Estado limite ultimo e de utilização	65
2.5.2.3. Dimensionamento de fachadas	67
2.5.2.4. Dimensionamento de lajes estruturais	68
2.5.3. Análise de confiabilidade	69
2.5.4. Problemas da perda de resistência ao longo do tempo	71
3. MATERIAIS E MÉTODOS	75
3.1.”Granitos”	75
3.1.1. Análise Petrográfica	78
3.1.2. Propriedades tecnológicas	79
3.2. Métodos	81
3.3. Caracterização estrutural	81
3.3.1. Ensaio de tração na flexão instrumentados	83
3.3.2. Ensaio de compressão uniaxial instrumentado	84
3.3.3. Método da frequência de ressonância	85
3.3.4. Método da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas	86

3.4. Construção de protótipo/calibração de modelos	87
3.4.1. Fachadas Ventiladas	88
3.4.1.1. Protótipo	88
3.4.1.2. Modelo computacional	89
3.4.2. Pisos elevados	89
3.4.2.1. Protótipo	89
3.4.2.2. Modelo computacional	90
3.5. Dimensionamento estrutural	91
3.5.1. Laje estrutural	91
3.5.1.1. Critério das tensões admissíveis	92
3.5.1.2. Critério do estado limite último	92
3.5.1.3. Avaliação do impacto de cargas acidentais	93
3.5.2. Fachadas	91
3.5.2.1. Primeira etapa	94
3.5.2.2. Segunda etapa	95
3.5.3 Pisos elevados	95
3.6. Análise de confiabilidade	96
3.6.1. Simulação Monte Carlo	98
3.6.2. Form	98
 4. RESULTADOS	 99
4.1. Caracterização Estrutural	99
4.1.1. Massa específica seca	99
4.1.2. Ensaio de tração na flexão instrumentados	99
4.1.3. Ensaio na compressão instrumentados	116
4.1.4. Ensaio dinâmico	117
4.1.4.1. Determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas	117
4.1.4.2. Determinação da frequência fundamental de ressonância	118
4.2.1. Fachadas	119
4.2.2. Pisos elevados	126
 5. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	 131
5.1. Laje estrutural	131
5.1.1. Critério das tensões admissíveis	132
5.1.2. Critério dos estados limites últimos	133
5.1.3. Compatibilização dos resultados	135
5.2. Fachadas ventiladas	135
5.2.1. Etapa 1	136
5.2.2. Etapa 2	136
5.2.3. Compatibilização dos resultados	138
5.3. Pisos elevados	144
5.4. Análise de confiabilidade	148
5.4.1. Lajes estruturais	149
5.4.2. Fachadas ventiladas	150
5.4.3. Pisos elevados	151
 6. ANÁLISES E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS	 153

6.1. Ensaios	153
6.2. Sistemas não aderentes	155
6.2.1. Viabilidade econômica de lajes estruturais	156
6.3. Dimensionamento	157
7. CONCLUSÕES	159
7.1. Sugestões para trabalhos futuros	159
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	161

1. INTRODUÇÃO

Segundo o informe da Abirochas (2.013) o mercado interno brasileiro consumiu 32,4 milhões de m² de chapas¹ de “granito” em 2.012. O termo “granito” empregado nesta estimativa designa os materiais rochosos extraídos em blocos de grandes dimensões e beneficiados em chapas. Não se incluem neste grupo os mármore, os travertinos, os calcários e rochas afins. As rochas silicáticas, envolvendo granitos e materiais similares, representam quase 50% do total da produção brasileira, seguindo-se os mármore e travertinos, com pouco mais de 18%, além de ardósias, quartzitos foliados e outros.

Na abordagem acadêmica o termo “granito” engloba diversos tipos litológicos, como, por exemplo: granitos propriamente ditos, granitóides, monzonitos, dioritos, sienitos, charnokitos, gnaisses, entre outros. Possuem alta durabilidade, elevada resistência mecânica e exibem grande diversidade de padrões de *designs* e de tonalidades quando na forma de placas com acabamento polido.

Os sistemas não aderentes mais empregados pela prática nacional são as fachadas ventiladas com placas fixadas em quatro pontos por *inserts* metálicos tipo “pino” e os pisos elevados onde elas são apoiadas em pedestais de polipropileno.

Representam um avanço nos métodos tradicionais de assentamento, tanto no que se refere à técnica construtiva que permite a racionalização das atividades, graças a não utilização da argamassa; como também em relação a benefícios de ordem estética e funcional para a edificação.

Nesses dois sistemas não aderentes, a prática brasileira de projeto emprega placas com espessura mínima de 20 milímetros, porém, as normas internacionais ASTM C 1242:2.012 e DIN 18516-3:2.013 especificam para “granitos”, em sistemas não aderentes, espessura mínima de 30 mm. Além disto, na prática nacional não existe metodologia para o dimensionamento de placas de rocha em pisos elevados e em fachadas ventiladas o “enfraquecimento” causado na rocha pela execução do furo para alojamento do *insert* metálico não é considerado no cálculo estrutural.

¹ A estimativa do consumo foi realizada para a espessura equivalente da chapa de 20 mm.

1.1.Objetivos

O primeiro dos três objetivos principais da pesquisa ora apresentada é a proposição de metodologias para o dimensionamento de fachadas ventiladas e pisos elevados, focando nos aspectos que não são abordados pela prática nacional de projeto. O segundo objetivo é o estudo de viabilidade do uso de placas de granito como lajes estruturais, que vem da necessidade de ações em inovação tecnológica para desenvolver sistemas construtivos que racionalizem as atividades no canteiro de obra². E o terceiro é definir e determinar os parâmetros estruturais fundamentais para o dimensionamento de placas pétreas comuns aplicados aos três sistemas não aderentes em estudos.

² Dados da Federação das Indústrias do Estado de São Paulo - FIESP (2.008) mostram que a produtividade média do trabalhador brasileiro em dólares americanos é de cinco a sete vezes menor do que a dos europeus e americanos; e o prazo médio de execução das obras é de duas a três vezes maior. Exemplo desta baixa produtividade é a execução das vedações verticais, onde cerca de 96 % das obras são executadas com blocos cerâmicos ou blocos de concreto e que mais de 70 % das lajes de habitações de médio porte no Brasil são realizadas com um sistema misto de blocos cerâmicos, vigas pré-moldadas de concreto, concreto e argamassa; isso sem levar em conta os materiais empregados no revestimento do piso.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os sistemas não aderentes de fixação com placas de rocha racionalizam a execução dos revestimentos, pois eliminam o uso da argamassa. A placa geralmente é fixa na região das arestas, o dorso fica livre e ela é submetida a esforços de tração na flexão na superfície contrária ao carregamento.

Dentre os diversos sistemas não aderentes de fixação, três foram selecionados para a presente pesquisa: as fachadas ventiladas fixadas com *inserts* metálicos tipo “pino”, os pisos elevados apoiados pelos quatro cantos em pedestais de polipropileno e as lajes estruturais simplesmente apoiadas pelas quatro extremidades.

Os dois primeiros foram introduzidos no país no final da década de 80 e são amplamente empregados em edifícios de alto padrão. O terceiro tipo, as lajes estruturais, não é empregado sistematicamente no Brasil. A principal vantagem é a de exercer ao mesmo tempo função estrutural e de revestimento, além de ser um sistema bem mais racional comparado aos métodos tradicionais que empregam blocos cerâmicos, vigas pré-moldadas de concreto, concreto, argamassa e materiais para o revestimento do piso.

Embora não seja objeto desta pesquisa, dois outros usos com placas de rocha em sistemas não aderentes merecem destaque: as divisórias internas de edifícios comerciais e painéis para vedação exterior. Este último de uso incipiente com “granitos”, porém amplamente empregado com placas cimentícias pré-moldadas.

2.1. Fachadas Ventiladas

Nos sistemas de fixação com *inserts* metálicos em fachadas a placa de rocha fica destacada da estrutura da edificação, formando no seu dorso uma camada de ar, que é responsável pelo efeito de isolamento térmico, principalmente quando é permitida a

circulação de ar no interior do sistema³ (Figura 1). Outras vantagens são à estanqueidade a água e a proteção do edifício contra agentes agressivos intempéricos.

Figura 1 – Sistema de revestimento de fachadas com placas de rocha, onde: (a) estrutura da edificação; (b) insert; (c) placa de rocha e (d) colchão de ar. Fonte: Moreiras (2.005).

Esse sistema permite ainda uma racionalização das atividades de construção, porque dispensa o uso de argamassas, tornando a obra mais limpa, com menor geração de resíduo e sem a morosidade inerente aos processos tradicionais de assentamento de placas.

2.1.1. Breve Histórico

As termas de *Caracalla*, construídas entre os anos de 212 e 217 d. C., em homenagem ao Imperador romano da época *Marcus Aurelius Antoninus*, conhecido por *Caracalla*, são os primeiros registros históricos do uso de placas de rocha no revestimento externo de edifícios. Placas de mármore trazidas da região de Carrara eram aderidas à alvenaria composta de tijolos de barro e de pedaços de rocha usando um tipo de argamassa preparada com cinzas vulcânicas (pozolana) proveniente da região de Pozzuoli. O resultado foi o mesmo aspecto

³ O termo “fachada ventilada” refere-se às fachadas com fixação por componentes metálicos em que é permitida a circulação de ar no interior do sistema. Quando esta circulação não é permitida a definição encontrada na literatura que melhor se enquadra é “fachada cortina”.

imponente das obras construídas até então com blocos de rocha, porém de uma forma muito mais racional.

No início do século XX uma nova modalidade de revestimento de fachadas com rochas foi inaugurada com a construção do Kaiser Franz Josef Stadtmuseum (1.902) e da Igreja de São Leopoldo (1.909). Nestes dois projetos em Viena do arquiteto austríaco Otto Wagner a fixação de placas delgadas de rocha nas estruturas se dava por meio de componentes metálicos de cobre (SIQUEIRA JUNIOR, 2.003).

Segundo Lewis (2.007) e Naggatz e Gerns (2.007) a indústria americana de beneficiamento de placas pétreas, graças às novas ferramentas, materiais e insumos desenvolvidos, produziram no início da segunda metade do século XX placas de rocha com espessura controlada e a partir da década de 60 desdobrou o “granito” em chapas.

No Brasil a aplicação de placas de rocha em fachadas ventiladas começou na década de oitenta, principalmente em edifícios de alto padrão nos principais centros urbanos. A Figura 2 ilustra dois exemplos de fachadas de edifícios no município de São Paulo compostos por “peles” de vidro e de rocha, sem caixilhos aparentes. O efeito gerado por essa combinação é o responsável pela beleza e imponência das fachadas.

O primeiro edifício, o *Faria Lima Financial Center* com 20 pavimentos, situado em avenida que leva o mesmo nome tem o *design* da fachada elaborado com pilares revestidos com placas de granito amarelo com acabamento apicoado e o espaço entre eles é preenchido com painéis de vidro (Figura 2 - a). O resultado é o aspecto imponente da fachada, que faz referência aos edifícios de *New York* do início de século passado.

(a)

(b)

Figura 2 – (a) Vista da fachada do edifício Faria Lima Financial Center. Fonte: www.arcoweb.com.br; (b) Vista da fachada do edifício Millennium Office Park. Fonte: Granitos Mármores e Metais – GMM (2.013).

No segundo edifício, o Millennium Office Park (Figura 2 – b) localizado na Vila Olímpia, a solução dos arquitetos foi revestir a região das vigas com “granito” claro polido e entre elas aplicar uma pele de vidro. As Figuras 3 e 4 mostram outros dois exemplos de edifícios no município de São Paulo, porém com linhas de *design* mais arrojadas: a Torre João Salem e o edifício e-Tower.

No Edifício João Salem (com 17 pavimentos) situado na Avenida Paulista Abussamra (2.009) incorpora tendências contemporâneas para a fachada, com a presença do conceito de desconstrução, sugerido pelo efeito da desconexão aparente entre a fachada e a estrutura do edifício e também pelos recortes na parte superior da fachada.

Nesta obra (Figura 3) mais de 7.000 m² do “granito” comercializado como Branco Ceará revestem as fachadas da torre. As placas têm as dimensões padronizadas em 1,25 m x 1,39 m; 1,25 m x 1,25 m e 1,25 m x 0,78 m, todas com espessura de 30 mm (REVISTA ROCHAS DE QUALIDADE, 2.008).

Figura 3 – Vistas principais da Torre João Salem.

No e-Tower (Figura 4), com 41 pavimentos e 161 metros de altura, situado na Rua Funchal, número 408, foi selecionado para o revestimento da fachada o granito Branco Ceará. Placas grandes com dimensões de 2,50 por 1,60 m e peso de 350 kg foram pré-montadas no solo em estruturas de alumínio e placas de dimensões menores foram fixadas com *inserts* metálicos. Herman (2.005) projetou para o e-Tower uma edificação composta por três volumes principais, cada um com formatos, dimensões e desenhos de fachadas distintos.

Figura 4 – Vista geral do edifício e-Tower. Fonte: Arcoweb (2.010).

No Brasil, dentre os tipos litológicos existentes, os “granitos” são as rochas com maior emprego no revestimento de fachadas devido a sua maior durabilidade nas nossas condições climáticas e devido também a alta resistência mecânica. Nas obras observa-se maior tendência na seleção de “granitos” com padrões estéticos homogêneos e acabamento polido.

Os mármore, que já foram muito empregados no revestimento de fachadas no Brasil, hoje estão em desuso por sofrerem ataques, basicamente, de todos os tipos de ácidos. Assim também acontece com as rochas calcárias, que também não são comumente especificadas nas obras brasileiras.

No entanto, em Portugal e em outros países da Europa é comum o revestimento de fachadas com placas de rocha calcária (Figura 5). É corriqueiro o cuidado de aplicar vedantes na superfície das placas para evitar a migração de solução aquosa para o interior dos poros.

(a)

(b)

Figura 5- (a) Fachada do aeroporto de Lisboa (b) Fachada do Centro Cultural de Bélem.
Fonte: Ezimut (2.013).

A Figura 6 ilustra uma obra no município de São Paulo com uso da brecha calcária, com nome comercial de Bege Bahia, que é um material não usual para fachadas, pois apresenta altos índices de absorção de água e de alterabilidade; e ainda baixa resistência mecânica. Considerando estes fatores, foram tomados cuidados especiais no projeto com o emprego de placas de tamanho reduzido e com a espessura adotada de 30 mm.

Figura 6 – (a) Detalhe do revestimento dos pilares da edificação com o Bege Bahia. (b) Detalhe da fixação das placas com *inserts* metálicos.

2.1.2. Sistemas não aderentes de fixação em fachadas

Os dois sistemas mais empregados atualmente para a fixação de placas de rochas em fachadas ventiladas são o pontual e o “*glazing*”. No primeiro as placas são fixas em quatro pontos na estrutura da edificação por meio de *inserts* metálicos. No sistema *glazing* as placas são pré-montadas no solo em estruturas metálicas, geralmente de alumínio, e a seguir esse conjunto é fixado na estrutura da edificação (Figura 7).

Figura 7 - Pré montagem das placas de granito em estrutura de alumínio.

As placas são fixadas nas estruturas portantes através de rasgos tipo *kerf*. A largura da aba dos perfis metálicos é ligeiramente inferior a largura do entalhe, para permitir o uso de material de enchimento que absorva as vibrações.

Segundo Camposinhos (2.009) os sistemas pré-moldados com estruturas metálicas têm aplicação para placas com dimensões superiores a um metro e os sistemas pontuais são mais empregados para placas com dimensões menores.

A Figura 8 mostra os dois principais sistemas de fixação pontuais, sendo (a) o americano onde o componente de fixação possui a forma de chapa ou perfil e (b) o alemão em que o dispositivo tem a forma de pino (FLAIN, 1.995). O *insert*, na maioria dos projetos, é composto de três partes, conectadas entre si por parafusos, que permitem ajustes nas três direções durante o processo de montagem.

(a)

(b)

Figura 8 – Sistemas de fixação por *inserts*.(a) Sistema de fixação por chapas em rasgo circular.(b) Sistema de fixação tipo pino/furo. Fonte: Flain (1.995).

2.1.3. Sistema pino/furo

Por meio da revisão bibliográfica e em visitas à obras de revestimento de fachadas constatou-se que o sistema mais utilizado no Brasil é o pontual que emprega *inserts* metálicos com forma de pino que se aloja em furo na placa (sistema alemão).

A norma DIN 18516-3:2.013 estabelece as configurações para este sistema: distância mínima entre o centro do furo e as bordas da placa em 2,5 vezes a espessura da placa, espessura mínima da placa de 30 mm, diâmetro mínimo do furo de 8 mm e do pino 5 mm. A folga mínima em toda a circunferência do furo deve ser de 1,5 mm (Figura 9). Esta folga deve ser preenchida com luva plástica para acomodar as deformações existentes no sistema.

Figura 9 – (a) Locação do furo na placa (mm), onde “ e ” é a espessura da placa; (b) dimensões mínimas (mm) no ponto de fixação entre a placa e o *insert*. Fonte: DIN 18516-3:2.013 (modificado).

Segundo Camposinhos (2.009) para os pinos metálicos os diâmetros mais usuais são os de 6 e 7 mm e o comprimento de 30 a 60 mm. O diâmetro dos furos deve ser de 2 mm maior que os pinos em toda a circunferência e o comprimento superior em 5 mm.

2.1.3.1. Aspectos construtivos

O primeiro aspecto importante na construção de fachadas com placas de granito é a verificação na obra da estética e dimensões das placas, conforme projeto de paginação. Também se deve garantir no material a inexistência de trincas, fraturas, fissuras e outras estruturas que possam prejudicar o desempenho estrutural.

Na década passada os furos nas placas eram realizados nas marmorarias, mas atualmente graças aos equipamentos portáteis e para evitar erros nas furações, que eram bastante corriqueiros, as furações são executadas na própria obra (Figura 10). Para se exemplificar a alta produtividade deste processo, na presente pesquisa foram necessários

executar 156 furos em amostras, que foram realizados em um canteiro de obras na cidade de São Paulo em um tempo aproximado de três horas.

Figura 10 – Execução de furo em placa de granito em canteiro de obras das instalações do Hospital Santa Joana, localizado no Bairro do Paraíso em São Paulo.

A Figura 11 (a) mostra o dispositivo da perfuratriz portátil com broca diamantada que permite calibrar a distância entre a superfície polida da placa e o centro do furo. A Figura 11 (b) mostra o aspecto do furo após a execução.

(a)

(b)

Figura 11 – (a) Equipamento de perfuração acoplado a placa para início da execução do furo; (b) Aspecto do furo após execução. Fonte: Granito, Mármore e Metais - GMM.

A Figura 12 ilustra o processo de montagem de placas de granito para o revestimento da fachada do *Higienópolis Medical Center*, localizado próximo ao cemitério da Consolação. A placa é transportada com o auxílio de talha mecânica, é apoiada sobre os *inserts* metálicos e a seguir são instalados os *inserts* para fixar a parte superior da placa.

Figura 12 – (a) Apoio da parte inferior da placa nos *inserts*. (b) Travamento da parte superior da placa.

Observou-se em obras de fachadas, em edifícios com revestimentos já executados e em entrevistas a projetistas e montadores de fachadas com placas pétreas que havia nas obras brasileiras uma tendência de usar juntas seladas, com isso abre-se mão do efeito da ventilação no conforto térmico, porém garante-se maior estanqueidade do sistema⁴.

⁴ Quanto à estanqueidade em juntas abertas Dutra (2.010) conclui que nas fachadas ventiladas a entrada de água na alvenaria da edificação é muito pequena.

2.2. Pisos Elevados

As placas de “granitos” empregadas no revestimento de pisos elevados, geralmente, possuem dimensões de 500 x 500, 600 x 600 e 700 x 700 mm e espessura de 20 ou 30 mm. As placas são apoiadas pelos quatro cantos em pedestais e ficam suspensas em relação ao solo. Segundo Bernardes (2.009) os materiais mais empregados para a fabricação dos apoios, atualmente, são o polietileno, o polipropileno e o PVC. De acordo com a norma ABNT NBR 15805:2.010 os apoios devem possuir área de base mínima de 300 cm² e área superior de 100 cm², correspondendo a um raio de 55 mm (Figura 13-a). A Figura 13 (b) mostra uma obra de revestimento de pisos elevados com placa de “granito”, que tem por principais vantagens a rapidez na execução, racionalização da construção e permite cabeamento pela parte inferior do sistema. Esta última vantagem faz com que os pisos elevados sejam muito empregados em escritórios de alto padrão, que exigem constantes mudanças no *lay out*.

(a)

(b)

Figura 13 – Pisos elevados. (a) Detalhe do apoio para fixação das placas. Fonte: Bernardes (2.009). (b) Vista da execução de obra de revestimento de piso em sistema elevado. Fonte: Bernardes (2.009).

A Figura 14 mostra a construção do piso da área externa do edifício e-Tower situado na região da Vila Olímpia na cidade de São Paulo. A opção do emprego do piso elevado para área externa tem como principal vantagem a economia de um aterro de aproximadamente 50 cm que deveria ser feito em toda a área externa do edifício em uma região onde é crítico o tráfego de veículos pesados e alto o custo de material de enchimento.

Figura 14 – Execução do piso elevado em placas com 30 mm de espessura para área externa do edifício e-Tower. Fonte: Granitos Mármore e Metais – GMM (2.013).

2.3. Lajes estruturais

Nesse sistema placas de grandes dimensões (200 cm de largura por 300 cm de comprimento) são apoiadas pelas quatro extremidades sobre vigas de concreto (Figura 15). Com isso, além de revestir o piso a placa de rocha passa exercer a função estrutural de laje da edificação.

Figura 15 – Sistema não-aderente de lajes estruturais com placas de rocha. Fonte: Moreiras e Paraguassú (2.012).

Em relação aos sistemas tradicionais a velocidade de execução é de 8 vezes mais rápida, possui custo de mão de obra quatro vezes menor, é mais leve, permite uma sobrecarga duas vezes superior em relação ao sistema construtivo de lajes pré-fabricadas/pré-moldadas convencionais, além de ser mais racional e com menor quantidade de resíduo gerado.

Nesse sistema de fixação é necessária a instalação de uma camada de neoprene entre as vigas e as placas. De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 9062:2.006, para a situação em questão, deve ser especificado uma camada de neoprene com espessura mínima de 6 mm e dureza *Shore A 70*.

Juntas de movimentação dão espaço para as dilatações térmicas e desvios dimensionais das placas que ocorrem durante a sua produção. No dimensionamento da dilatação térmica das juntas para os três de “granitos” estudados (Vermelho Capão Bonito, Preto São Gabriel e Branco Desireé) aplicou-se as diretrizes do anexo C da norma ABNT NBR 15845:2.010 e como resultado foi obtido como valor máximo para os três tipos um milímetro (variação térmica de 50° C). De acordo com as normas EN 1341:2.001 e EN 12058:2.004 a variação dimensional máxima permitida no comprimento e na largura de placas em estudo é de 1,5 mm para mais ou para menos. Portanto, para acomodar simultaneamente as variações dimensionais e térmicas especificou-se uma junta com 5 mm de largura.

Para proteger a placa de rocha contra a infiltração de água, deve ser aplicado nas juntas um selante do tipo elástico (absorve as deformações da pedra sem romper) que se apoia sobre um cordão flexível de polietileno (Figura 16).

A tolerância permitida pela norma EN 1341:2001 de mais ou menos 3 mm para a espessura das placas pode gerar desníveis e mal desempenho da laje estrutural com placa de “granito”. Portanto, o uso de teares diamantados multi-fios garantem a produção de placas sem variação significativa na espessura.

Figura 16 – Detalhes do sistema de laje estrutural com placas pétreas. Onde: “A” é o selante elástico da junta; “B” é o apoio para selante de polietileno flexível com seção circular; “C” é a placa de granito; “D” é a manta de neoprene e “E” é a viga de concreto com seção retangular de 20 por 50 centímetros.

As placas dos três “granitos” pesquisados descritos no item 3.1: Vermelho Capão Bonito, Preto São Gabriel e Branco *Desireé* na espessura de 20 mm de espessuras pesam, respectivamente, 316,2 kg, 355,2 kg e 315,6 kg e na de 30 mm pesam, respectivamente, 474,3 kg, 532,8 kg e 473,4 kg.

As placas quando recebidas na obra passam por controle de qualidade, de maneira que são rejeitadas placas com trincas, veios, nichos constituintes de outros minerais e outras características que possam prejudicar o desempenho estrutural da placa.

Quanto a equipe de montagem, esta deve possuir conhecimento em montagem de placas com talhas mecânicas, em instalação de manta de neoprene e em aplicação de selantes.

2.4. Caracterização Tecnológica para Sistemas Não-Aderentes

Os sistemas não-aderentes de fixação possuem como características a liberdade de movimentação do dorso da placa e esforços atuando perpendicularmente a superfície das placas. Essa combinação gera tensões de tração na face oposta ao carregamento e é a causa, na maior parte dos casos, das rupturas nas placas.

2.4.1. Ensaios de tração na flexão

Na literatura existem dois ensaios específicos para rochas de revestimento, que determinam a propriedade de resistência à tração na flexão. Um é conhecido por “módulo de ruptura”, ou “resistência à tração na flexão por três pontos” ou ainda por “ensaio de tração na flexão sobre carga concentrada”. O outro é conhecido como “resistência à tração na flexão por quatro pontos” ou por “ensaio de tração na flexão sobre momento constante”.

2.4.1.1. Determinação da resistência à flexão por 3 pontos

As diretrizes para esse ensaio são fornecidas pela norma ABNT NBR 15845:2.010 (anexo F), que é baseada na norma americana ASTM C 99:2.009. Em linhas gerais, amostras prismáticas com dimensão de 200 x 100 x 50 mm são apoiadas sobre dois roletes e o carregamento é aplicado no centro da face superior da amostra a uma taxa de carregamento de 4.450 N/min até que ocorra a ruptura do corpo-de-prova. Segundo a norma ASTM C 99:2.009 o vão entre os apoios inferiores é de 180 mm (Figura 17).

Legenda: 1 - Suporte do rolete superior, 2 - Rolete superior articulado, 3 - Corpo-de-prova, 4 - Rolete inferior articulado, 5 - Suportes dos roletes inferiores, 6 - Rolete inferior não articulado

Figura 17 - Corpo-de-prova e dispositivo de ensaio recomendado para determinação do módulo de ruptura em rochas. Fonte: ABNT NBR 15845:2.010.

Com a carga de ruptura (P) se calcula a tensão de ruptura à tração na flexão (σ_t) através da equação 1:

$$\sigma_t = 3PL/2bd^2 \quad (1)$$

Onde: “L” é o vão de ensaio, “b” e “d” são respectivamente a largura do e a altura do corpo-de-prova.

Outra norma internacional que fornece diretrizes para este ensaio é a europeia EN 12372:2.006. A principal diferença entre esta norma e as citadas anteriormente está nas dimensões dos corpos de prova que possuem 50 mm de largura, 50 mm de espessura e 300 mm de comprimento.

A Figura 18 obtida em Frazão e Farjallat (1.996) apresenta os resultados do módulo de ruptura de 256 “granitos” brasileiros em classes de resistência e a Figura 19 mostra dois exemplos de “granitos” brasileiros, um com alto valor de módulo de ruptura e outro com baixo valor.

Figura 18: Distribuição dos valores de resistência à flexão por 3 pontos de rochas silicáticas brasileiras. Fonte: Frazão e Farjallat (1.996).

Amarelo Santa Cecília - 7,21 MPa

(a)

Preto absoluto – 33,90 Mpa

(b)

Figura 19 – Exemplos de valores de resistência à flexão por três pontos de rochas brasileiras.(a) rocha com baixo valor e (b) rocha com alto valor.

2.4.1.2. Determinação da resistência à flexão por 4 pontos

Três normas fornecem as diretrizes para este ensaio a ABNT NBR 15845:2010 (anexo G), a ASTM C 880:2.009 e a EN 13161:2.008. Esse ensaio é o mais utilizado para determinação da resistência à flexão de placas de rocha aplicadas em fachadas ventiladas, pois a espessura e o acabamento da amostra ensaiada devem ser os mesmos das placas empregadas em obra. O carregamento por quatro pontos, em comparação ao de três, representa melhor os esforços devidos ao vento.

Os corpos-de-prova com 380x100x30 mm⁵ são apoiados sobre dois roletes com espaçamento de 300 mm. Dois roletes distantes entre si 150 mm aplicam o carregamento a uma taxa de 4 MPa/min até a ruptura (Figura 20). Após determinada a carga de ruptura (P), a equação 2 calcula a resistência a tração na flexão da rocha:

$$\sigma_t = 3PL/4bd^2 \quad (2)$$

Onde: “L” é o vão de ensaio, “b” e “d” são respectivamente a largura do e a altura do corpo-de-prova.

⁵ Essa norma ainda fornece procedimentos para teste em espessuras distintas de 30 mm.

Legenda: 1 - Prato superior da prensa hidráulica, 2 – Rótula, 3 - Rolete superior articulado, 4 - Corpo-de-prova, 5 - Rolete inferior não articulado, 6 - Prato inferior da prensa hidráulica, 7 - Rolete inferior articulado, 8 - Rolete superior não articulado.

Figura 20 — Corpo-de-prova e dispositivo de ensaio recomendado para determinação da resistência à flexão em rochas. Fonte: ABNT NBR 15845:2010

Outra norma que fornece diretrizes para este ensaio é a EN 13161:2.008. A principal diferença, em relação aos procedimentos das normas da ABNT e da ASTM, está nas dimensões da amostra que possuem 30 mm de espessura, 180 mm de comprimento, largura entre 50 e 90 mm e vão de ensaio de 150 mm.

2.4.1.3. Discussão sobre os ensaios de tração na flexão

Uma das diferenças entre esses dois ensaios está no formato dos corpos de prova. Segundo as normas da ASTM e da ABNT no módulo de ruptura a espessura da amostra é de cinquenta milímetros, ao passo que no ensaio de quatro pontos a espessura é de trinta milímetros. Outra questão é o vão do ensaio que é diferente, no de três pontos é de 180 mm e no de quatro pontos de 300 mm.

Mais uma diferença está na quantidade de apoios que realiza o carregamento do ensaio. No módulo de ruptura apenas um rolete realiza o carregamento, enquanto que na tração na flexão por quatro pontos são dois.

A norma ABNT NBR 15844:2.010 traz os requisitos mínimos das propriedades físico mecânicas dos “granitos”. Para o ensaio de tração na flexão por três pontos a resistência mínima é de 10 MPa e 8 MPa para o ensaio de resistência a flexão por 4 pontos.

A Figura 21 ilustra a comparação entre os esforços atuantes nos dois ensaios. A esquerda é representado o ensaio de três pontos e a direita o de quatro pontos. Em “A” são apresentados os esquemas dos ensaios, em “B” os esquemas estáticos, em “C” os diagrama de esforços cortantes e em “D” os diagramas de momentos fletores.

Figura 21 – Ensaio de flexão por três e por quatro pontos: configuração, esquema estático, diagrama de esforço cortante e diagrama de momento fletor. Fonte: Lewis (1.995-modificado)

É importante destacar que no ensaio de três pontos a ruptura da amostra nem sempre concide com o ponto exato onde ocorre o momento máximo atuante. Já no ensaio de quatro pontos a ruptura sempre ocorre entre os dois roletes superiores, região onde o momento é constante. Com isso, o parâmetro de resistência à flexão por quatro pontos representa mais fielmente o momento atuante.

De acordo com Lewis (1.995) o módulo de resistência a flexão por quatro pontos, geralmente apresenta resultado de 15 a 35 % menor que ensaio do módulo de ruptura.

No meio profissional e acadêmico há uma tendência de se empregar o resultado de quatro pontos para o dimensionamento de fachadas, pois determina com maior acuidade os momentos fletores atuantes nas placas devido à solicitação de vento. Segundo Frascá (2.010) na comunidade européia emprega-se o ensaio de três pontos em placas para obtenção do parâmetro de projeto para pisos elevados (comunicação verbal)⁶.

2.4.2. Propriedades de flexão dos “granitos” paulistas

A Tabela 1 apresenta os resultados de resistência à tração na flexão por três pontos, por quatro pontos e resistência à compressão de 23 “granitos” lavrados no estado de São Paulo (IPT - 2.000).

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, à flexão por três pontos e à flexão por quatro pontos de 23 “granitos” lavrados no estado de São Paulo. Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (2.000).

Nome Comercial	Tipo litológico	Módulo de ruptura (MPa)	Flexão por quatro pontos (MPa)	Compressão (MPa)
Prata Interlagos	Biotita Monzogranito	17,47	15,63	171,9
Cinza Mauá	Biotita Monzogranito	16,65	17,36	147,3
Azul Paulista	Nefelina Sienito	15,78	13,56	163,8
Azul Fantástico	Biotita Granodiorito Gnaissico	13,48	15,50	125,0
Dore Paulista	Biotita Monzogranito	16,68	14,71	142,1
Dourado Caju	Monzogranito	11,91	13,93	141,2
Marrom Caju	Monzogranito	17,47	15,13	196
Marrom Itu	Monzogranito	14,68	14,24	132,5
Marrom São Paulo	Monzogranito	14,62	16,44	151,1
Preto Bragança	Biotita Quartzo Monzogranito	25,05	26,34	178,9
Preto Piracaja	Biotita Quartzo Monzogranito	15,75	18,69	167,1
Amêndoa Sorocaba	Biotita Sienogranito	9,43	6,41	122,7
Rosa Biritiba	Biotita Sienogranito	12,35	10,50	202,5
Rosa Cedro	Biotita Gnaiss Monzogranítico	11,58	14,81	133,9
Rosa Itupeva	Monzogranito	15,07	11,93	144,4
Rosa Montebelo	Biotita Monzogranítico	14,81	13,16	160,0
Rosa Salmão	Biotita Monzogranítico Gnaissico	18,54	16,98	162,3
Salmão Cardeal	Hornblenda Gnaiss Sienogranítico	11,05	18,16	152,1
Verde Mococa	Mangerito Gnaissico	23,86	18,43	200,6
Ver. Bragança	Monzogranito	22,92	19,39	185,3
Vermelho Coral	Sienogranito Gnaissico	14,57	14,56	139,6
Ver. Capão Bonito	Biotita Monzogranito	14,75	12,51	149,8
Vinho Paulista	Sieno Granito	15,31	17,02	147,1

⁶ Informação fornecida pela Dr^a Maria Heloisa de Oliveira Frascá em São Paulo no ano de 2.010.

2.4.3. Ensaios em modelos

2.4.3.1. Fachadas Ventiladas – Ponto de ancoragem

Na maior parte das metodologias de dimensionamento de placas de rocha fixadas por pinos metálicos não são consideradas o enfraquecimento da rocha causado pela execução do furo para o alojamento do *insert*. Esta é uma das principais fontes de rupturas em fachadas (Figura 22).

Figura 22 – Rupturas no sistema de revestimento de fachadas por meio de *inserts* metálicos. (a) Sistema alemão. (b) Sistema americano. Fonte: Moreiras (2.005).

Para considerar esse enfraquecimento duas normas internacionais trazem o procedimento para determinação da resistência última do ponto de ancoragem: a ASTM C 1354:2.009 e a EN 13364:2.002.

Ensaio ASTM C 1354:2.009

Essa normativa testa a resistência no ponto de fixação para dois tipos de *inserts*. O primeiro tipo é o *kerf*, já apresentado na Figura 8(a), que consiste em uma chapa metálica com seção de 12 por 4 mm fixada na lateral do corpo de prova por meio de um corte circular. O outro tipo de *insert* é o pino metálico inserido em um furo na lateral da amostra.

O corpo de prova possui 300 mm de largura e comprimento de 8 a 10 vezes a espessura da placa. O *insert* é fixo na estrutura do equipamento, a placa é montada no *insert* e sua outra extremidade é apoiada em toda a largura sobre um rolete. O carregamento é aplicado em toda a largura da placa (Figura 23)⁷.

Figura 23 – Esquema para ensaio de determinação da resistência no ponto de ancoragem de placas pétreas fixadas por componentes metálicos. Fonte: ASTM C 1354:2009 (modificado).

Ensaio EN 13364:2002

Esse ensaio determina a carga de ruptura na região da fixação de placas de rocha com *inserts* metálicos tipo pino. Os corpos-de-prova que representem espessuras de até 200 mm, com dimensões de 200 x 200 mm, com furo de 10 mm de diâmetro e profundidade de 30 mm⁸. A Figura 24 apresenta os dispositivos para fixação da placa e para aplicação do carregamento. O ponto de aplicação da carga é no eixo central do furo a 2 mm da face e a taxa de carregamento é de 50 N/s até a ruptura.

⁷ Nos procedimentos não se faz referência à espessura da placa a ser utilizada, porém subentende-se que deve ter testada a espessura pré-definida no projeto estrutural.

⁸ Nos procedimentos não se faz referência à espessura da placa a ser utilizada, porém subentende-se que deve ter testada a espessura pré-definida no projeto estrutural.

Figura 24– Esquema do ensaio para determinação da resistência no ponto de ancoragem de *inserts* metálicos tipo pino. (a) Dimensões do dispositivo de fixação das amostras de granito. (b) Esquema do dispositivo de aplicação das cargas. Fonte: Norma EN 13364:2002.

2.4.3.2. Piso elevado

A norma EN 12825:2.001 apresenta as diretrizes para a avaliação do impacto de corpo duro e de corpo mole de placas em pisos elevados.

Resistência ao impacto de corpo duro.

A norma EN 12825:2.001 descreve o procedimento para avaliar se uma placa resiste ao impacto de um corpo duro com energia de 27 joules (Figura 25). A placa deve possuir as mesmas dimensões (comprimento, largura e espessura), o mesmo acabamento da superfície e os mesmo apoios prescritos no projeto. O ensaio consiste na aplicação de 3 golpes com corpo-duro metálico de diâmetro de 50 mm, massa de 4.500 g e altura de queda de 600 mm. O primeiro golpe deve ser no centro da placa, o segundo no meio de uma das arestas e o terceiro em qualquer região considerada frágil.

Figura 25– Ensaio de impacto de corpo duro para pisos elevados, segundo diretrizes da norma EN 12825:2.001.

Se ocorrer a ruptura da placa, o sistema não pode ser empregado com a configuração ensaiada. A largura da placa deve ser diminuída e/ou sua espessura aumentada.

A norma ABNT NBR 15805:2.010 traz procedimento semelhante, porém com energia de impacto de 30 joules e altura de lançamento de 700 mm. Para assegurar resistência mínima ao traspasse das placas ou perda de estabilidade do sistema a energia do ensaio deve ser de 50 joules.

Resistência ao impacto de corpo mole

A Figura 26 ilustra o procedimento da norma EN 12825:2.001 para avaliação da resistência de placas ao impacto de corpo mole com energia de 400 Joules. O carregamento é realizado com saco de couro com 300 mm de diâmetro, com massa de 40 kg e lançado de uma altura de 100 mm.

Figura 26 - Ensaio de impacto de corpo mole para pisos elevados. Fonte: CEN EN 12825:2.001 *apud* Bernades (2.009).

Segundo o anexo B da norma ABNT NBR 15805:2010 para a mesma energia de 400 Joules a massa do saco é de 50 kg e altura de queda de 800 mm.

Se ocorrer a ruptura da placa, o sistema não pode ser empregado com a configuração ensaiada. A largura da placa dever ser diminuída e/ou sua espessura aumentada.

2.5. Dimensionamento de sistemas não-aderentes

2.5.1. Projeto de paginação

Com base no projeto estrutural e arquitetônico da edificação define-se o projeto de paginação. Nele constam os principais aspectos do sistema de revestimento, tais como: tipo de rocha, acabamento da superfície da placa, dimensões (largura e comprimento), locação, sistema de fixação, definição das juntas entre placas e de dessolarização (paredes), bem como a definição dos materiais para preenchimento das juntas. Nos projetos deve-se obedecer as juntas estruturais do edifício, de forma que estas coincidam com as juntas de movimentação entre placas, para não ocorrer esforços adicionais no sistema.

Geralmente, no projeto de paginação das fachadas há diversos tamanhos de placas, portanto nele deve constar a numeração das placas, com respectivas dimensões (largura e comprimento), locações na fachada e definição dos pontos de ancoragens.

2.5.2. Projeto Estrutural

Nos sistemas não aderentes com placas de rocha, após o projeto de paginação realiza-se o dimensionamento estrutural para definição da espessura das placas. Existem dois critérios básicos de projeto: o critério das tensões admissíveis e o do estado limite último (ELU). A principal vantagem do dimensionamento pelo critério do ELU em relação ao das tensões admissíveis é que nele são empregados coeficientes de segurança parciais, sendo que há um coeficiente para cada componente das ações e outro para o componente da resistência das placas. No critério das tensões admissíveis emprega-se apenas um coeficiente global que considera sozinho todos os componentes das ações e da resistência do material.

Para o cálculo da espessura das placas em fachadas existem duas metodologias: Gonzalez-Mesones, Villán e Aguirre (2.001) e Ferreira (2.005). Para lajes estruturais existe o trabalho clássico de Timoshenko (1.977).

2.5.2.1. Critério das tensões admissíveis

Critério amplamente empregado em projetos com placas de rocha, que parte da premissa que a máxima tensão interna que pode atuar nas placas é a tensão admissível (σ_a). Esta é obtida pela divisão do valor médio da resistência (obtido por ensaios de tração na flexão) pelo coeficiente de segurança.

Segundo Lewis (1.995) o coeficiente de segurança para “granitos” varia de 2,5 a 4, dependendo do nível de confiança dos ensaios. Segundo a norma ASTM C 1242:2012a valor mais usualmente empregado para “granitos” é três.

Gere (1.998) apresenta valores para o coeficiente de segurança global em função do tipo litológico e do coeficiente de variação dos ensaios de resistência à tração na flexão (Tabela 2).

Tabela 2 – Coeficiente de segurança global para placas de rochas ornamentais: Fonte: Gere (1.998).

Coeficiente de Variação da Resistência	Coeficiente Global de Segurança
ROCHAS ÍGNEAS	
c.v. $\leq 10\%$	3,0 a 4,5
$10\% \leq \text{c.v.} < 20\%$	4,0 a 6,0
c.v. $\geq 20\%$	6,0 a 8,0
ROCHAS METAMÓRFICAS	
c.v. $\leq 10\%$	4,0 a 6,0
$10\% \leq \text{c.v.} < 20\%$	5,0 a 7,5
c.v. $\geq 20\%$	7,0 a 10,0
ROCHAS SEDIMENTARES	
c.v. $\leq 10\%$	5,0 a 7,5
$10\% \leq \text{c.v.} < 20\%$	6,0 a 9,0
c.v. $\geq 20\%$	8,0 a 12

Onde “c.v.” é o coeficiente de variação.

2.5.2.2. Critério do estado limite último

No critério do estado limite último o momento no qual se realiza o dimensionamento é quando a solicitação de cálculo (equação 3) se iguala à resistência de cálculo (equação 4):

$$F_d = \gamma_G * G_K + \gamma_Q * Q_K \quad (3)$$

Onde F_d é a solicitação de cálculo; γ_G é coeficiente parcial para ação permanente característica; G_K é o efeito interno na placa da ação permanente característica; γ_Q é coeficiente parcial para ação variável característica; Q_K é o efeito interno na placa da ação variável característica. Estes parâmetros podem ser obtidos nas normas ABNT NBR 6118: 2.007 e EN 1990:2.002.

A resistência de cálculo é obtida segundo a equação 4:

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma_M} \quad (4)$$

Onde R_d é a resistência de cálculo, R_K é a resistência característica e γ_M é o coeficiente de minoração.

Camposinhos (2.009) apresenta na Tabela 3 os coeficientes de segurança parciais “ γ_M ” para minoração das resistências com base no coeficiente de variação dos ensaios e nas classes de consequência CC1, CC2 e CC3. Estas estão definidas na Tabela 4.

Tabela 3 – Coeficientes de segurança parciais para minoração da resistência característica. Fonte: Camposinhos (2.009).

Coeficiente de variação	Coeficiente de segurança parcial (γ_M)		
	CC1	CC2	CC3
c.v < 10 %	1,5	1,88	2,40
10 % ≤ c.v < 20 %	2,4	3,48	5,20
20 % ≤ c.v < 25 %	2,9	4,25	6,60
25 % ≤ c.v < 30 %	3,8	5,90	9,80
30 % ≤ c.v < 35 %	4,8	8,20	14,60
35 % ≤ c.v < 40 %	6,1	10,60	19,40

Onde “c.v.” é o coeficiente de variação.

Tabela 4 – Definição das classes de confiança. Fonte: EN 1990:2.002.

CC	Descrição	Exemplos de edifícios e obras de engenharia civil
CC1	Perda de vidas humanas e consequências ambientais, sociais e econômicas pequenas ou negligenciáveis.	Edifícios agrícolas, normalmente desocupados, como exemplo silos.
CC2	Perda de vidas humanas e consequências ambientais, sociais e econômicas consideráveis	Edifícios residências e públicos onde o efeito dos riscos são significativos, como exemplo edifícios de escritórios.
CC3	Perda de vidas humanas e consequências ambientais, sociais e econômicas elevadas.	Locais públicos com grande aglomeração de pessoas onde o efeito dos riscos são elevados, como exemplo shoppings, estádios e outros.

2.5.2.3. Dimensionamento fachadas

Gonzalez-Mesones, Villàn e Aguirre (2.001) apresentam formulação na equação 5 para o cálculo da espessura placas em fachadas com base nas solicitações de vento e na resistência à flexão da placa:

$$d = \sqrt{\frac{6*M}{100*\sigma}} \quad (5)$$

Onde “ d ” é a espessura da placa em centímetros, “ M ” é o momento máximo atuante na placa obtido em função do tamanho da placa e do posicionamento dos *inserts* em N.m e “ σ ” é a resistência a flexão do material em N/mm².

Ferreira (2.005) também apresenta formulação na equação 6 para determinação da espessura e destaca que o ensaio que melhor representa o comportamento da placa em fachadas é o de resistência à tração na flexão por quatro pontos:

$$d = \sqrt{\frac{66*k_w}{m_{yr}*\sigma}} \quad (6)$$

Onde “ d ” é a espessura da placa, “ k_w ” é a solicitação de vento, “ m_{yr} ” é o momento da placa ao longo do eixo y e σ é o valor da resistência à flexão por 4 pontos da rocha dividido pelo coeficiente de segurança três.

Porém essas duas metodologias empregam para o cálculo a teoria para vigas elásticas sujeitas a esforços de flexão. Segundo Timoshenko (1.977) apenas placas longas, com relação entre comprimento e largura maior que três, tem comportamento semelhante ao de viga. As demais devem ser dimensionadas de acordo com a teoria elástica das estruturas em placa.

As ações atuantes devido ao vento são obtidas pela norma ABNT NBR 6123:2.013, em função das características da edificação e do sistema de revestimento.

As fórmulas teóricas existentes para estruturas em placa não contemplam de forma satisfatória a situação de fixação das placas. Nesse sentido, Moreiras, Paraguassú e Ribeiro (2.008) empregaram o método dos elementos finitos para construir modelo numérico computacional que leve em conta esta fixação.

2.5.2.4. Dimensionamento de Lajes Estruturais

Para o dimensionamento de placas apoiadas pelas quatro extremidades pode-se empregar a formulação presente em Timoshenko (1.977). Na teoria elástica das estruturas em placas, ao contrário das estruturas em viga, os esforços atuam nas duas direções da placa, portanto os momentos máximos atuantes devem ser calculados para os dois eixos

$$M_{1MAX} = \beta_1 * q * a^2 \quad (7)$$

$$M_{2MAX} = \beta_2 * q * a^2 \quad (8)$$

Onde “ β_1 ” e “ β_2 ” são coeficientes numéricos que dependem da relação entre o comprimento e a largura da placa; “ q ” é a carga distribuída atuante e “ a ” é a largura da placa.

As equações (9) e (10) calculam as espessuras, respectivamente “ t_1 ” e “ t_2 ” em função dos máximos momentos atuantes e da tensão admissível (σ_a), que é obtida dividindo-se a resistência à flexão da rocha pelo coeficiente de segurança.

A espessura final “ t_f ” será o maior valor entre as duas espessuras calculadas (equações 9 e 10). A espessura comercial “ t_c ” será o valor comercialmente fornecido acima da espessura final calculada.

$$t_1 = \sqrt{\frac{6 * M_1}{b * \sigma_a}} \quad (9)$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{6 * M_2}{a * \sigma_a}} \quad (10)$$

Onde: “ a ” e “ b ” são, respectivamente, o menor e o maior lado da placa; “ σ_a ” é a tensão máxima atuante.

Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1.959) apresentam na equação (11) a determinação da rigidez à flexão das placas, sendo que esta é empregada na equação (12) para determinar a deflexão no centro de placas apoiadas pelas quatro extremidades.

$$D = \frac{E * t_{com}^3}{12(1 - \mu^2)} \quad (11)$$

$$\delta = 4 * \frac{q * a^4}{\pi^6 * D} \quad (12)$$

Onde “D” é a rigidez à flexão da placa, “E” é o módulo de Young, “t_{com}” é a espessura comercial utilizada e “μ” é o módulo de Poisson. “δ” é o deslocamento vertical da placa, “a” é o menor lado da placa, “q” é a carga distribuída,

2.5.3. Análise de confiabilidade

Os fatores de segurança prescritos nas normas não garantem a ausência do risco de ruína, que é inerente nas obras de engenharia e deve ser considerado nos projetos. A análise da confiabilidade leva em consideração esse risco por meio da determinação dos parâmetros da probabilidade de ruína e do índice de confiabilidade. A definição destes é feita por métodos probabilísticos (análise de confiabilidade) que consideram a variabilidade das resistências e das solicitações (CINTRA e AOKI, 2010). A Figura 27 ilustra as curvas de distribuição das solicitações e das resistências. A probabilidade de ruína é definida pela região destacada em cinza entre as duas curvas, que corresponde as situações onde as solicitações são maiores que as resistências.

Figura 27 – Curvas de distribuição da resistência e da solicitação interna. Fonte: Silva (1.998) (modificado).

Para curvas de sollicitação e de resistência com distribuições normais a probabilidade de ruína (P_F) e o índice de confiabilidade (β) podem ser, respectivamente, calculados pelas equações 13 e 14:

$$P_F = \int_0^{\infty} F_{(R)}(x) \cdot f_{(S)}(x) \cdot dx \quad (13)$$

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}} \quad (14)$$

A relação entre a probabilidade de ruína e o índice de confiabilidade é apresentada na equação (15):

$$Pf = 1 - \Phi(\beta) \quad (15)$$

Onde “ P_F ” é a probabilidade de ruína, “ $F_{(R)}(x)$ ” é a função de distribuição das resistências, “ $f_{(S)}(x)$ ” é a função de distribuição das sollicitações, “ μ_R ” é a média dos resultados do ensaio de resistência à tração na flexão, “ μ_S ” é o efeito interno médio da sollicitação, “ σ_R ” é o desvio padrão dos resultados do ensaio de resistência à tração na flexão, “ σ_S ” é o desvio padrão dos efeitos das sollicitações internas e “ $\Phi(\beta)$ ” é a distribuição normal do índice de confiabilidade.

Nos métodos de confiabilidade são definidos riscos aceitáveis em função do material empregado, do tipo de obra, das sollicitações atuantes e de outros fatores. Estes riscos são traduzidos na probabilidade de ruína e no índice de confiabilidade. A Tabela 5 apresenta estes parâmetros para alguns materiais empregados na estrutura de edificações.

Tabela 5 – Comparação entre a probabilidade de ruína e o índice de confiabilidade para alguns materiais comumente empregados na estrutura de edificações. Fonte: Lewis (1.995).

Material	Estado Limite	Índice de Confiabilidade (β)	Probabilidade de ruptura
Aço formado frio	Todos	2.5	0.0062
Aço formado quente	Tração	3.4	0.0034
Concreto armado	Flexão	2.7 to 3.5	0.0014 to 0.00095
Concreto armado	compressão	2.5 to 4.5	0.0062 to 0.0000034
Madeira	Flexão	2.0	0.023

Na Tabela 6 são apresentados valores mínimos para o índice de confiabilidade em função das classes de confiança. Estas já foram definidas na Tabela 5 em função do tipo de obra e dos riscos representados.

Tabela 6 – Valores mínimos do índice de confiabilidade. Fonte: EN 1990: 2.002.

Classes de confiança	Valores mínimos de β	
	Estados limites últimos	
	1 ano	50 anos
CC3	5,2	4,3
CC2	4,7	3,8
CC1	4,2	3,3

2.5.4. Problemas da perda de resistência ao longo do tempo

Diversos agentes externos como alterações decorrentes de intempéries, vibrações e outros podem causar perda de resistência nas placas ao longo dos anos. Destes a alterabilidade tem maior destaque nos estudos acadêmicos. Para a estimativa da durabilidade da placa de rocha, além da susceptibilidade de alteração, é preciso estimar a perda de resistência ao longo dos anos.

Frasca (2.003) avaliou a perda de resistência a flexão de granitos ornamentais devido à ação do intemperismo simulado por intermédio de ensaio de choque térmico segundo as diretrizes da norma europeia EN 14066:2.003. As amostras foram submetidas a 20 ciclos de choque térmico, que consiste em submeter à placa em estufa por 18 horas a temperatura de 105 °C e a seguir submergí-la em água por 6 horas em temperatura ambiente. Na Tabela 7 são apresentados os resultados de resistência à tração na flexão por quatro pontos e a velocidade de propagação de ondas antes e após os ensaios de choque térmico. Por meio da variação da resistência a flexão é possível constatar a considerável perda de resistência à flexão da placa de rocha pela simulação de choque térmico. Também é possível notar na Tabela 8 a forte correlação entre a variação da resistência e a variação da velocidade de propagação de ondas.

Simão e Carvalho (2.005) realizam estudo similar para avaliação da perda de resistência a tração na flexão por três pontos e da velocidade de propagação de ondas de dois granitos ornamentais submetidos a ciclos de gelo e degelo e a imersão em solução ácida (Tabela 8).

Tabela 7 – Resultados de resistência a flexão e velocidade de propagação de ondas antes e após o ensaio de choque térmico. Fonte: Frascá (2.003) modificado.

Amostras	$\sigma_{f\text{ Nat}}(\text{MPa})$	$\sigma_{f\text{ ct}}(\text{MPa})$	$\Delta_{\sigma f}(\%)$	VP _{Nat}	VP _{CT}	$\Delta_{vp}(\%)$
Verde Labrador	7,65	4,70	39	5118	2561	52
Verm. Capão Bonito	13,00	9,63	26	5570	4315	23
Rosa Iracema	11,50	8,52	26	4694	3654	22
Branco Cristal	11,07	10,35	7	4105	3643	11
Branco Savana	10,11	8,70	14	3895	3548	9
Prata Interlagos	15,32	12,49	18	4989	3922	20
Azul Paulista	14,78	11,86	20	4833	3751	22
Branco Ceará	16,88	13,87	18	5155	4289	16

Legenda: $\sigma_{f\text{ Nat}}$ – Resistência a flexão por 4 pontos da rocha no estado natural; $\sigma_{f\text{ ct}}$ - Resistência a flexão por 4 pontos da rocha após ensaio de choque térmico; $\Delta_{\sigma f}$ – variação da resistência a flexão antes e após o ensaio de choque térmico; VP_{nat} – Velocidade de propagação de ondas da rocha no estado natural; VP_{CT} – Velocidade de propagação das ondas após ensaio de choque térmico; Δ_{vp} – Variação da velocidade de propagação de ondas antes e após ensaio de choque térmico.

Tabela 8 – Resultados do módulo de ruptura e da velocidade de propagação de ondas dos granitos Monção e Vila após ensaios de gelo-degelo conjugado a imersão em solução ácida. Fonte: Simão e Carvalho (2.005).

Propriedades	Ambiente e tempo de exposição	Granito Monção		Granito Vila Real	
		Valor	Variação	Valor	Variação
Módulo de ruptura (kgf/cm ²)	estado natural	168	0,0	64	0,0
	após 25 ciclos de gelo-degelo	160	4,8	47	26,6
	45 dias imersão em HCl + gelo-degelo	153	8,9	49	23,4
	90 dias imersão em HCl + gelo-degelo	148	11,9	47	26,6
	45 dias imersão em H ₂ SO ₄ +gelo-degelo	155	7,7	55	14,1
	40 dias imersão em H ₂ SO ₄ +gelo-degelo	147	12,50	52	18,8
	45 dias imersão em HNO ₃ + gelo-degelo	153	8,9	48	25,0
	45 dias imersão em HNO ₃ + gelo-degelo	148	11,9	46	28,1
Velocidade de propagação de ondas (m/s)	estado natural	3459	0,0	3955	0,0
	após 25 ciclos de gelo-degelo	3331	4,7	3824	3,3
	45 dias imersão em HCl + gelo-degelo	3259	6,8	3746	5,3
	90 dias imersão em HCl + gelo-degelo	3117	10,8	2909	26,4
	45 dias imersão em H ₂ SO ₄ +gelo-degelo	3159	9,6	3089	21,9
	40 dias imersão em H ₂ SO ₄ +gelo-degelo	3053	12,6	2679	32,3
	45 dias imersão em HNO ₃ + gelo-degelo	3050	12,7	2927	26,0
	45 dias imersão em HNO ₃ + gelo-degelo	2950	15,6	2659	31,9

Bortz & Wonneberger (1.997) realizaram estudo em laboratório para prever o número de ciclos de ensaios de exposição em atmosfera acelerada que representam 11 anos de exposição natural em ambiente externo do mármore de nome comercial *Marquis Gray Danby Marble*. O estudo foi realizado por correlações entre a resistência à flexão, módulo de deformabilidade e velocidade de propagação de ondas entre corpos de prova expostos ao tempo naturalmente e corpos de prova submetidos a ensaios em atmosfera acelerada. Como resultados obtiveram o número de 160 ciclos de ensaio em atmosfera acelerada correspondente a um tempo total de exposição 11 anos de exposição.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. “Granitos”

Os “granitos” são geralmente empregados nas obras brasileiras com sistemas não aderentes de fixação devido a elevada resistência mecânica e alta durabilidade. Dentre os diversos grupos cromáticos existentes os “granitos” vermelhos, os pretos e os brancos são os mais empregados para o revestimento de fachadas e de pisos elevados.

Nesse sentido, foram selecionados para a pesquisa três tipos litológicos brasileiros (um sienogranito, um diorito-norítico e um leucognaisse monzogranítico) de ampla aceitação comercial, denominados pela indústria da pedra, respectivamente, de Vermelho Capão Bonito, Preto São Gabriel e Branco *Desireé* (Figura 28).

Figura 28 – Fotografias de ladrilhos de 40 x 40 cm dos três “granitos” estudados. (a) Sienogranito Vermelho Capão Bonito; (b) Diorito-norítico Preto São Gabriel; (c) Leucognaisse monzogranítico Branco *Desireé*. Fonte: Abirochas (2.002).

O Vermelho Capão Bonito é amplamente selecionado para revestimento de fachadas de edifícios altos nas principais cidades brasileiras. Os padrões estéticos e cromáticos da face polida são formados pelo embricamento entre os grãos de microclina, do quartzo e da biotita. Os padrões vermelho da superfície são devido a microclínio, os tons claros translúcidos são provenientes do quartzo e os pontos pretos a biotita.

O Preto São Gabriel transmite imponência ao revestimento graças ao brilho e a matiz escura da superfície polida e por esta razão também é bastante especificado no revestimento de obras públicas. Os tons mais escuros provem da biotita, passam pela labradorita e terminam nos tons cinzentos escuros do hiperstênio. Quando especificado para ambientes

externos deve ser verificado a perda de brilho da face polida, que pode ocorrer quando da presença do mineral hiperstênio.

O Branco *Desirée* transmite leveza ao revestimento e é um substituto para o mármore nos em áreas externas. Os tons brancos são do oligoclásio e da microclina, os tons translúcidos cinzentos claros são do quartzo e as pequenas pintas rosadas da granada. As granadas existentes, em ensaios preliminares de alterabilidade realizados pelo fornecedor, não sofreram oxidação.

A Lavra do sienogranito Vermelho Capão Bonito está localizada no município de Capão Bonito, situado no sudoeste do estado de São Paulo, no alto do Vale do Paranapanema e distante 220 km da capital São Paulo (Figura 29).

Figura 29 – Lavra do sienogranito Vermelho Capão Bonito. Fonte: Frascá (2.003)

A pedra de diorito-norítico Preto São Gabriel está localizada no distrito de São Gabriel da Baunilha, município de Colatina, situado no centro do Estado do Espírito Santo e distante 136 km de Vitória (Figura 30).

Figura 30– Lavra do diorito-norítico Preto São Gabriel. Fonte: Arquivo técnico da empresa Marbrasa.

O leucognaisse monzogranítico Branco *Desireé* tem lavra estabelecida no município de São Domingos do Norte, situado no Noroeste do estado do Espírito Santo e distante 193 km da capital (Figura 31).

Figura 31 – Lavra do leucognaisse monzogranítico Branco *Desireé*. Fonte: Arquivo técnico da empresa Marbrasa.

3.1.1. Análise Petrográfica

As petrografias dos três “granitos” foram obtidas em Abirochas (2.002). O sienogranito Vermelho Capão Bonito é uma rocha com granulação média a grossa, com megacristais esparsos de feldspatos e com cor vermelho médio alaranjado. A composição mineralógica é de 45 % de microclínio pertítico, 35 % de quartzo, 15 % de plagioclásio (oligoclásio) e 5 % de biotita.

O diorito norítico Preto São Gabriel é uma rocha com estrutura compacta, com granulação média e com cor cinza escuro. A composição mineralógica é de 60% plagioclásio (andesina - labradorita), 15% de hiperstênio, 15 % de biotita, 5 % de hornblenda e 5 % de quartzo.

O leucognaisse monzogranítico Branco Desireé é uma rocha de cor clara com estrutura anisotrópica e com granulação média a fina. A composição mineralógica é de 42 % de microclina pertítico a mesopertita, 30 % de quartzo, 25 % de plagioclásio (oligoclásio) e 3 % de granada.

Frasca (2.003) apresenta na Tabela 9 estudo sobre as características macro e microscópicas de três lotes de amostras do sienogranito Vermelho Capão Bonito.

Tabela 9 - Características macroscópicas e microscópicas do “granito” Vermelho Capão Bonito. Fonte: Frasca (2.003-modificado).

Propriedades	VCB I	VCB II	VCB III
Cor	vermelho médio a escuro	vermelho-claro	vermelho-claro amarronzado
Estrutura	Maciça	Maciça	Maciça
Textura	Inequigranular hipidiomórfica	inequigranular hipidiomórfica	Inequigranular hipidiomórfica
Granulação	média a grossa: em geral entre 3-8 mm;	média a predominantemente grossa: 5-15 mm	média a grossa: 2-10 mm; microclínio até 18 mm
Mineralogia (%)			
Quartzo	30-35	30	30
Plagioclásio (oligoclásio)	15	15	15-20
Microclínio	45	45-50	40-45
Biotita	5-10	5-10	10
Acessórios	opacos, apatita, zircão, fluorita	titanita, opacos, fluorita, apatita, zircão	opacos, apatita, zircão, fluorita, muscovita, biotitaverde
Secundários	sericita, clorita, carbonato, hidróxidos de ferro, argilominerais	clorita, sericita, carbonato, hidróxidos de ferro, argilominerais	sericita, clorita, carbonato, hidróxidos de ferro, argilominerais
Alteração intempérica	fraca a moderada	fraca a moderada	fraca a moderada
Fissuramento	fraco a moderado	fraco a moderado	Fraco
Classificação	Biotita Sienogranito	Biotita Sienogranito	Biotita Sienogranito

Ainda segundo Frascá (2003):

“Petrograficamente classificam-se como biotita sienogranitos, muitas vezes com teores de plagioclásio limítrofes com o campo dos monzogranitos. Exibem arranjo textural inequigranular hipidiomórfico, caracterizado por cristais anédricos de quartzo e subédricos de microclínio (micropertítico) e plagioclásio, esses freqüentemente tabulares”.

Campos (2.007) classifica o Preto São Gabriel como hiperstênio diorito, a amostra é constituída de 58 % de plagioclásio, 10 % de hiperstênio, 10 % de biotita, 8 % de opacos, 7% feldspato potássico e 5 % de hornblenda. Descreve ainda que a textura da rocha é fanerítica holocristalina inequigranular média a fina, com foliação discreta devido aos minerais máficos. O grau de microfissuramento é mediano, com microfissuras preenchidas por material de alteração proveniente principalmente do plagioclásio.

3.1.2. Propriedades tecnológicas

A caracterização tecnológica dos três “granitos” está apresentada na Tabela 10. Os ensaios seguiram as diretrizes das normas de ensaios preparadas em 1992 pela Comissão de Estudo de Revestimentos com Pedras⁹. Os resultados servem apenas de referência para seleção dos materiais para o revestimento de pisos, de paredes e de fachadas. No projeto estrutural devem ser empregados resultados das propriedades físico-mecânicas referentes ao lote do material a ser aplicado em obra.

⁹No ano de 2010 a comissão de estudos de revestimentos com pedras revisou estas normas e as reuniu em uma única publicação: a norma ABNT NBR 15844:2.010.

Tabela 10 – Ensaio da caracterização tecnológica básica dos três “granitos”. Fonte: Abirochas (2.002 – modificado).

Propriedades	“Granitos”		
	VCB	PSG	BD
Massa Específica (Kg/m³)	2635,00	2960,00	2630,00
Porosidade (%)	0,56	0,96	0,67
Absorção de água (%)	0,21	0,33	0,26
Dilatação Térmica (mm.10 ⁻³ /m°C)	10,0	7,8	4,9
Resistência à Compressão (MPa)	153	(75,25)	107,1
Resistência à Tração na Flexão por 3 pontos (MPa)	11,4	14,1	9,81

Na Tabela 11 Frascá (2.003) mostra os resultados dos índices físicos referentes aos três lotes do Vermelho Capão Bonito em amostras com dimensões de 100 x 150 x 30 mm, 100 x 120 x 30 mm, 100 x 100 x 30 mm e 75 x 75 x 75 mm e na Tabela 12 apresenta os resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial.

Tabela 11 – Resultados dos ensaios de índices físicos para o Vermelho Capão Bonito (VCB). Fonte: Frascá (2.003).

Dimensões (mm)	Amostra	Massa específica seca (kg/m³)	Porosidade (%)	Absorção de Água (%)
100 x 150 x 30	VCB I	2635,00	0,48	0,18
	VCB II	2631,00	0,41	0,15
	VCB III	2639,00	0,45	0,17
100 x 120 x 30	VCB I	2636,00	0,58	0,22
	VCB II	2632,00	0,31	0,12
	VCB III	2639,00	0,54	0,20
100 x 100 x 30	VCB I	2637,00	0,41	0,16
	VCB II	2634,00	0,32	0,12
	VCB III	2641,00	0,53	0,20
75 x 75 x 75	VCB I	2641,00	0,26	0,09
	VCB II	2637,00	0,26	0,10
	VCB III	2633,00	0,37	0,14

Tabela 12 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial para o Vermelho Capão Bonito (VCB). Fonte: Frascá (2.003).

Amostra	RCU _{seca} (MPa)	RCU _{Sat} (MPa)
VCB I	122,5	114,7
VCB II	141,5	112,7
VCB III	130,4	116,7

Legenda: RCU_{Sat} é a resistência à compressão uniaxial em amostras saturadas e RCU_{seca} é a resistência à compressão uniaxial em amostras secas.

Para resistência à tração na flexão por quatro pontos Frascá (2.003) obteve o valor médio de 13,00 MPa. Por meio de ensaios de alteração acelerada (exposição SO₂, exposição à névoa salina, choque térmico, imersão em solução ácida e alcalina) e posterior análise dos graus de modificação na superfície polida das amostras dos três lotes do “granito” Vermelho Capão Bonito Frascá (2.003) constatou que em duas amostras as alterações foram incipientes e na terceira moderada.

Campos (2.007) na caracterização tecnológica do granito Preto São Gabriel obteve os seguintes resultados: massa específica seca de 2,90 kg/m³, massa específica saturada de 2,91 kg/m³, porosidade de 1,11 %, índice absorção de água de 0,38 % e desgaste Amsler de 1,26.

3.2. Métodos

O estudo proposto para o desenvolvimento de uma metodologia para o dimensionamento estrutural de sistemas não aderentes de fixação com placas de “granito” foi realizado em quatro etapas: 1) caracterização estrutural, 2) construção de protótipo/calibração de modelo, 3) dimensionamento estrutural (fachadas ventiladas, pisos elevados e lajes estruturais), 4) análise de confiabilidade com determinação dos parâmetros de probabilidade de ruína e do índice de confiabilidade para os três sistemas dimensionados. A Figura 32 apresenta esquema com os ensaios, procedimentos e análises realizados em cada etapa.

3.3. Caracterização Estrutural

Os parâmetros determinados nessa etapa foram o módulo de Young, o coeficiente de Poisson e as tensões na ruptura; além do diagrama de comportamento tensão *versus* deformação. Os ensaios estáticos realizados foram os de resistência à tração na flexão e de resistência à compressão, instrumentados; e os ensaios dinâmicos foram os de determinação da velocidade de propagação de ondas e de determinação da frequência fundamental de ressonância. A prensa empregada foi o modelo MTS 815 do laboratório de mecânica das rochas do departamento de geotecnia da EESC-USP, com 2.700 kN de capacidade.

Legenda: $E_{\text{compressão}}$ é o módulo de Young na compressão; $E_{\text{dinâmico}}$ é o módulo de Young obtido em ensaios dinâmicos; $E_{\text{flexão}}$ é o módulo de Young obtido nos ensaios de tração na flexão por três e quatro pontos; μ é o coeficiente de Poisson; $\mu_{\text{dinâmico}}$ é o coeficiente de Poisson obtido em ensaios dinâmicos; σ_{ruptura} é a tensão obtida na ruptura da amostra; t é a espessura da placa; δ é o deslocamento vertical no ponto central da amostra; P_f é a probabilidade de ruína e β é o índice de confiabilidade; .

Figura 32 – Organograma das atividades desenvolvidas na pesquisa “Metodologia para o Dimensionamento Estrutural de Sistemas não Aderentes com Placas de “Granitos” Ornamentais.

3.3.1. Ensaio de tração na flexão instrumentados

Nos ensaios de tração na flexão por três e por quatro pontos instrumentados, além da tensão de ruptura, foram obtidos o comportamento tensão *versus* deformação na flexão, o módulo de Young na flexão e o deslocamento vertical no ponto central da amostra.

As diretrizes para a determinação da resistência à tração na flexão por quatro pontos estão apresentadas no anexo G da norma ABNT NBR 15845:2010. Embora não exista normativa para o ensaio de tração na flexão por três pontos foram empregadas as premissas da norma ABNT NBR 15845:2010, modificando-se apenas a quantidade e posicionamento do rolete superior de aplicação do carregamento.

Para cada tipo de rocha foram testadas amostras com 20 e 30 milímetros de espessura, na condição seca e saturada (na quantidade mínima de seis amostras para cada situação).

Para a leitura do comportamento tensão *versus* deformação na flexão foi usado o medidor tipo *strain-gage* (EXTENSÔMETRO EXCEL MODELO PA-06-250TG-120-L) fixado no sentido longitudinal do centro da face inferior da amostra (Figura 33 - b). A Figura 33(c) mostra o medidor de deslocamento vertical localizado no centro da face inferior da amostra.

Figura 33 – Ensaio de tração na flexão por quatro pontos. (a) Determinação da tensão de ruptura. (b) Determinação da deformação longitudinal da amostra e (c) determinação do deslocamento vertical no ponto central da amostra.

3.3.2. Ensaio de compressão uniaxial instrumentado

Para a determinação da resistência de ruptura, do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson seguiu-se as diretrizes do método D da norma ASTM D 7012:2.010. Foram testados para cada tipo litológico um número mínimo de seis corpos de prova cilíndricos com dimensões de 74 mm de diâmetro por 165 mm de altura. A taxa de carregamento foi aplicada de maneira a causar um incremento na tensão no corpo de prova da ordem de 0,5 a 1,0 MPa/s.

A Figura 34 mostra o ensaio para determinação dos deslocamentos axiais e circunferenciais em função do carregamento aplicado. Onde “A” é o sensor para determinação do deslocamento circunferencial e “B” é o sensor para determinação do deslocamento longitudinal, com trecho inicial de leitura de 50 mm.

Figura 34 – Ensaio para determinação do módulo de Young na compressão e do coeficiente de Poisson.

Para a definição da curva tensão *versus* deformação longitudinal as deformações axiais foram obtidas pela divisão entre as medidas de deslocamento axial e o valor de 50 mm (trecho inicial de leitura do ensaio). O módulo de Young (E) foi obtido no trecho elástico da curva, conforme (16):

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (16)$$

Onde: $\Delta\sigma$ é a variação de tensão e $\Delta\varepsilon$ é a variação de deformação axial.

O coeficiente de Poisson foi obtido pela equação (17):

$$\mu = - \frac{E}{\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_d}} \quad (17)$$

Onde: $\Delta\varepsilon_d$ é a variação da deformação diametral.

3.3.3. Método da frequência de ressonância

Os procedimentos do ensaio seguiram as diretrizes da norma ASTM C 1259:2.008 e tem por objetivo a obtenção das frequências fundamentais de ressonância nos modos de flexão e de torção, que são empregadas no cálculo do módulo de Young, do módulo de cisalhamento e do coeficiente de Poisson dinâmicos. Seis corpos-de-prova com dimensões 150x30x20 mm foram testados para cada tipo litológico e para cada modo de ressonância.

No modo de ressonância na flexão a amostra foi apoiada entre dois roletes com vão de 83 mm. O golpe foi aplicado com martelo no centro da amostra e a onda foi captada por microfone na outra extremidade da amostra¹⁰ (Figura 35-a). A aquisição dos dados de frequência fundamental de ressonância na flexão, de *loss rate* e de *damping* foi obtida pelo programa Programa RFDA version 6.02 IMCE licenciado para o Laboratório Nacional de Energia e Geologia – LNEG de Lisboa.

Para obtenção da frequência fundamental no modo de torção o procedimento foi semelhante ao anterior, porém a amostra foi apoiada em roletes na forma de cruz e os golpes foram aplicados na extremidade da amostra (Figura 35-b).

¹⁰Para cada amostra foram aplicados número mínimo de cinco golpes.

Figura 35 – (a) Execução do ensaio para determinação da frequência de ressonância no modo de flexão, (b) Execução do ensaio para determinação da frequência de ressonância no modo de torção e (c) monitor com imagem do sistema de aquisição de dados.

As equações 18, 19 e 20 determinam, respectivamente, o módulo de Young dinâmico (E), o módulo de cisalhamento dinâmico (G) e o coeficiente de Poisson dinâmico (μ):

$$E = 0,9465 \left(\frac{m * f_f^2}{b} \right) \left(\frac{L^3}{t^3} \right) T_1 \quad (18)$$

$$G = 4 * L * m * f_t^2 * \left(\frac{R}{b * t} \right) \quad (19)$$

$$\mu = \left(\frac{E}{2 * G} \right) - 1 \quad (20)$$

Onde: m é massa da amostra; f_f é frequência fundamental de ressonância na flexão; f_t é frequência fundamental de ressonância na torção; L é comprimento da amostra; b é largura da amostra; t é espessura da amostra; T_1 é fator de correção para ondas na flexão e R é fator de correção de ondas na torção.

3.3.4. Método da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

As determinações das velocidades de propagação de ondas ultrassônicas longitudinais e do módulo de Young dinâmico seguiram as diretrizes da norma ASTM D 2845:2.008. Para cada tipo de “granito” o ensaio foi realizado em seis corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 54 mm e altura de 130 mm e em seis corpos de prova prismáticas com seção retangular com comprimento de 150 mm, largura de 30 mm e 25 mm de espessura.

O equipamento empregado para determinação do tempo de percurso (T_L) das ondas longitudinais foi *Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester* – PUNDIT, composto de um emissor de ondas acoplado em uma das faces da amostra e de um receptor em outra. A determinação da velocidade de propagação de ondas e do módulo de Young é mostrada, respectivamente, nas equações 21 e 22:

$$v_l = L / T_L \quad (21)$$

$$E = v_l^2 * \rho \quad (22)$$

Onde: v_l é a velocidade de propagação de ondas longitudinais; L é o comprimento do corpo de prova; T_L é o tempo de percurso da onda longitudinal; E é o módulo de Young dinâmico; ρ é a massa específica.

3.4. Construção de protótipo/calibração de modelos

Nessa etapa construíram-se protótipos de fachadas ventiladas e de pisos elevados com instrumentação no centro das placas para medida das deformações e deslocamentos. Estes dados auxiliaram na construção e calibração de modelos numéricos computacionais (usando o método dos elementos finitos), que foram empregados no dimensionamento estrutural.

Para a definição dos tamanhos das placas dos protótipos pretendeu-se usar tamanhos mais próximos possíveis dos aplicados pela prática brasileira e ao mesmo tempo adequar a placa ao tamanho da estrutura da prensa do laboratório de mecânica das rochas da EESC – USP¹¹, resultando para fachadas placas com tamanho de 300 x 500 mm e para pisos elevados tamanho de 400 x 400 mm.

¹¹ A prensa empregada no teste dos protótipos de pisos elevados e de fachadas foi o modelo MTS 815 com 2.700 kN de capacidade.

3.4.1. Fachadas Ventiladas

3.4.1.1. Protótipo

Os protótipos de fachadas ventiladas foram construídos com placas de dimensões 300 x 500 mm, nas espessuras de 20 e de 30 mm (foram testadas no mínimo seis placas para cada situação). Os *inserts* foram instalados em quatro pontos da placa, sempre na lateral de maior dimensão e a 100 mm das arestas menores. Nas placas com 20 mm de espessura o diâmetro do furo foi de 7,0 mm e do pino foi de 6,9 mm. Para placas com 30 mm o diâmetro do furo foi de 8,0 mm e do pino foi de 7,9 mm. O comprimento do pino instalado na rocha foi de 30 mm e a profundidade do furo de 35 mm. Os *inserts* foram fixados na base de concreto com chumbadores metálicos expansivos (Figura 36-a).

O carregamento foi distribuído ao longo da superfície da placa de rocha por uma chapa de aço carbono 1.020 com espessura de 40 mm. Uma rótula metálica de 40 mm de diâmetro transferiu o carregamento da prensa para a chapa com taxa de carregamento de 4 MPa/min (Figura 36 - b).

(a)

(b)

Figura 36 – Ensaio para determinação da tensão de ruptura, curva tensão deformação e deslocamentos em placas de 30 x 50 cm fixadas em quatro pontos por *inserts* metálicos tipo pino. (a) Vista dos *inserts* instalados na base de concreto. (b) Vista do ensaio.

O protótipo foi monitorado com sensores de deformação tipo *strain-gage* (EXTENSOMETRO EXCEL MODELO PA-06-250TG-120-L) instalados nas duas direções ortogonais a placa e no centro da face inferior. Também foi instalado sensor LVDT para determinar os deslocamentos verticais no ponto central.

3.4.1.2. Modelo computacional

Para a construção do modelo computacional empregou-se o método dos elementos finitos com o uso do programa *Structural Analysys* – STRAP 2.011. Os dados de entrada do programa foram a geometria da placa, o vínculo entre a rocha e o *insert*, as cargas atuantes, as propriedades estruturais do granito (módulo de Young, coeficiente de Poisson e massa específica seca) e a malha de elementos.

Para a definição no programa STRAP do vínculo entre a placa e o *insert* simularam-se diversas situações no programa: apoios em apenas um nó, em dois nós e ao longo de uma linha de nós e quanto ao tipo foram testados apoios biarticulados e apoios com liberdade de rotação apenas ao redor do eixo do pino. Para cada uma determinou-se os deslocamentos e as deformações no ponto central da placa e comparou-se com os resultados obtidos no protótipo. A definição do modelo que melhor representou as condições de apoio foi o bi-articulado em apenas um nó .

3.4.2. Pisos Elevados

3.4.2.1. Protótipo

Os protótipos de piso elevado foram construídos com placas de dimensões 400 400 mm, nas espessuras de 20 e de 30 mm (foram testadas no mínimo seis placas para cada tipo litológico). As placas foram apoiadas pelos quatro cantos em pedestais circulares de “granito” com raio de 55 mm (Figura 37-a). As cargas foram aplicadas a uma taxa de carregamento de 4 MPa/min no centro de placa por uma rótula metálica circular com diâmetro de 40 mm.

O protótipo foi monitorado com sensores de deformação tipo *strain-gage* (EXTENSOMETRO EXCEL MODELO PA-06-250TG-120-L) instalados nas duas direções ortogonais à placa e no ponto central inferior.

(a)

(b)

Figura 37 – Ensaio para determinação da carga de ruptura e deformações em pisos elevados. (a) Vista geral do ensaio. (b) Vista da ruptura do corpo-de-prova.

3.4.2.2. Modelo computacional

A construção do modelo computacional empregou o método dos elementos finitos com o programa *Structural Analysis* – STRAP 2.011. Os dados de entrada do programa foram a geometria da placa, o vínculo entre a placa e o apoio (pedestal), as propriedades estruturais do granito (módulo de Young, coeficiente de Poisson e massa específica seca) e a malha composta por elementos cúbicos. A situação que melhor representa o vínculo do apoio dos pisos elevados foi o apoio biarticulado aplicado em quatro pontos na região do canto da placa.

3.5. Dimensionamento estrutural

A espessura das placas foi o parâmetro calculado, pois para os três sistemas não aderentes as larguras e os comprimentos são pré definidas no projeto de paginação.

Para fachadas e pisos elevados o dimensionamento foi realizado com auxílio de um modelo computacional construído no programa *Structural Analysys* - Strap 2.011. Para as lajes estruturais foi empregada a formulação teórica presente em Timoshenko (1.977). O critério de dimensionamento aplicado aos três sistemas foi o critério das tensões admissíveis. Apenas nas lajes estruturais foi aplicado também o critério do estado limite último¹².

Nas lajes estruturais e nos pisos elevados também é necessária a verificação do efeito do impacto de cargas acidentais¹³. A norma EN 12825:2.001 apresenta procedimento para avaliação dos impactos de corpo duro e corpo mole em pisos elevados. Esta norma foi adaptada para fornecer as diretrizes de ensaio para as lajes estruturais.

3.5.1. Laje estrutural

Para o dimensionamento da espessura de placas de “granito” usadas como lajes estruturais empregou-se a teoria elástica das estruturas em placa simplesmente apoiadas pelas quatro extremidades presente em Timoshenko (1.977) e Timoshenko e Woinowsky (1.959).

As cargas distribuídas uniformemente atuam perpendicularmente a superfície da placa e são compostas de duas parcelas, equação 23:

$$q = q_{permanente} + q_{variável} \quad (23)$$

¹² O dimensionamento de placas de rocha pelo critério do estado limite último com placas pétreas em sistemas não aderentes não estava previsto no escopo inicial da pesquisa (definido em março de 2.010), pois não havia parâmetros na literatura técnica. No mês de setembro do ano de 2.012 encontrou-se na literatura o artigo Camposinhos (2.012) publicado em julho de 2.012. Com o estudo desse artigo, juntamente com as normas EN 1990:2.002 e ABNT NBR 6118:2.007 foi possível no início do ano de 2.013 aplicar esse critério na pesquisa. Como a presente pesquisa de doutorado estava no último ano não houve tempo para aplicar aos três sistemas e optou-se por empregá-lo apenas às lajes estruturais.

¹³ Para fachadas não são usuais ensaios para avaliar o efeito do impacto de cargas acidentais, porém essa é uma das principais causas de rupturas de placas fixadas com *inserts* metálicos em alturas inferiores a dois metros de altura. Para evitar essas patologias a norma ABNT 13707:1.996, atualmente cancelada, preconizava que placas até dois metros de altura deveriam ser assentadas com argamassa.

Onde q é a carga distribuída atuante; $q_{\text{permanente}}$ é a parcela devido as cargas permanentes (peso próprio das placas); $q_{\text{variável}}$ é a parcela devido as ações variáveis, o valor empregado foi de 2 kN/m^2 , obtido na norma ABNT NBR 6120:2.008, referente a edifícios com fins residenciais normais.

3.5.1.1. Critério das tensões admissíveis

Nesse critério a tensão interna atuante que foi empregada na formulação de Timoshenko (1.977)¹⁴ para determinação da espessura das lajes estruturais foi a tensão admissível, que conceitualmente está é a maior tensão que pode atuar na placa. Ela foi obtida pela divisão do valor médio da resistência obtida no ensaio de tração na flexão por três pontos pelo fator de segurança global de valor três, obtido na norma ASTM C 1242:2.012a.

3.5.1.2. Critério do estado limite último

Por esse critério o dimensionamento da espessura de lajes estruturais foi realizado para a situação de projeto na qual a ação de cálculo (F_d) se iguala a resistência de cálculo (R_d). A norma EN 1990:2.002 apresenta nas equações 24 e 25 a determinação dos parâmetros F_d e R_d ¹⁵:

$$F_d = \gamma_G * G_K + \gamma_Q * Q_K = 1,35 * G_K + 1,50 * Q_K \quad (24)$$

¹⁴ Essa formulação está apresentada no item 2.5.2.4. Dimensionamento de Lajes Estruturais.

¹⁵ Os coeficientes de minoração das resistências dos três “granitos” foram obtidos em Camposinhos (2.009) para classe de resistência CC2 em função do coeficiente de variação obtido nos resultados dos ensaios.

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma_M}; \quad \gamma_{MVCB} = 3,48; \gamma_{MPSG} = 1,88; \gamma_{MBD} = 1,88 \quad (25)$$

Onde F_d é a solicitação de cálculo; γ_G é coeficiente parcial para ação permanente característica; G_K é o efeito interno na placa da ação permanente característica; γ_Q é coeficiente parcial para ação variável característica; G_K é o efeito interno na placa da ação variável característica, R_d é a resistência de cálculo, R_K é a resistência característica, γ_{MVCB} é o coeficiente de minoração para o “granito” Vermelho Capão Bonito, γ_{MPSG} é o coeficiente de minoração para o “granito” Preto São Gabriel e o γ_{MBD} é o coeficiente de minoração para o “granito” Branco *Desirée*. Os três coeficientes foram obtidos em Camposinhos (2.009) para classe de resistência CC2.

Para a determinação dos valores característicos da ação permanente (G_k), da ação variável (Q_k) e da resistência (R_k) empregou-se os preceitos da norma ABNT NBR 6118:2.007:

“Para as ações permanentes que produzam efeitos desfavoráveis na estrutura, o valor característico corresponde ao quantil de 95% da respectiva distribuição normal de probabilidade (valor característico superior, $F_{gk,sup}$).”

“Os valores característicos das ações variáveis, F_{qk} estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos...”

“Usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf.}$, ... Para os efeitos desta Norma, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.”

3.5.1.3. Avaliação do impacto de cargas acidentais

Para a avaliação do efeito do impacto de cargas acidentais em lajes estruturais adaptou-se as diretrizes da norma europeia EN 12825:2.001 para pisos elevados devendo o ensaio ser realizado nas mesmas condições na qual a placa será empregada.

A principal adaptação realizada no procedimento do ensaio foi o aumento na energia de impacto de corpo duro e de corpo mole. Isto se deve ao fato que as lajes estruturais exigem uma maior resistência ao impacto de cargas acidentais, pois elas exercem papel estrutural na edificação.

Dessa forma, a energia de 400 Joules prescrita pela norma EN 12825:2.001 para o impacto de corpo mole foi aumentada para 1.300 J, de maneira a simular a queda de uma pessoa tipo de 130 kg. O carregamento deve ser realizado com saco de couro com 30 cm de diâmetro, com massa de 130 kg, preenchido com areia e lançado de uma altura de 100 cm. Dois golpes devem ser executados, um no centro da placa e outro no centro de uma das arestas.

Para avaliar o impacto de corpo duro a energia normatizada de 27 J foi aumentada para 100 J, simulando a queda de objeto de massa de 10 kg com altura de queda de 1000 mm. No ensaio devem ser aplicados três golpes com corpo duro metálico de diâmetro 75 mm, massa de 10 kg e altura de queda de 1000 mm. O primeiro golpe deve ser aplicado no centro da placa, o segundo na região próxima ao centro de uma das arestas e o terceiro em qualquer região considerada frágil.

A placa é considerada apta para o uso se após esses dois ensaios não houver ruptura, nem a presença de trincas e fissuras. Caso ocorra alguma patologia as placas devem ser testadas novamente com espessura maior.

3.5.2. Fachadas

O dimensionamento da espessura para placas aplicadas em fachadas ventiladas foi realizado em duas etapas. Na primeira foram dimensionadas as espessuras das placas com base nas tensões máximas atuantes no centro da placa. Na segunda etapa as espessuras foram definidas com base na resistência mecânica do ponto de ancoragem dos *inserts*. A espessura final foi o maior valor obtido entre as duas etapas.

Os tamanhos de placa definidos para o dimensionamento foram de 600 x 1000 mm e de 900 x 1500 mm. No primeiro tamanho a fixação dos *inserts* se deu pela lateral maior da placa e a 20 cm das laterais menores e no segundo tamanho a 30 cm.

3.5.2.1. Primeira Etapa

Para cada uma das situações (dois tamanhos de placa e três tipos litológicos) construiu-se um modelo no programa *Structural Analysis* – STRAP 2.011 a partir da extrapolação do modelo computacional realizado para o protótipo. O tipo de apoio empregado “biarticulado em um ponto” foi definido na calibração efetuada no item 3.4.1.2..

Os dados de entrada do programa foram a geometria das placas, o tipo de vínculo, propriedades dos granitos (módulo de Young, coeficiente de Poisson, massa específica seca) e a solicitação atuante (Q). Esta foi determinada a partir da equação (26) obtida na norma ABNT 6123:1.988 :

$$Q = C_{pe} * q = 2,454 \text{ kN/m}^2 \quad (26)$$

Onde C_{pe} é o coeficiente de pressão externa que vale 2 (-) e q é a pressão de obstrução que vale 1,227 kN/m².

Para o dimensionamento, primeiramente, foi testada uma espessura no modelo construído no programa STRAP e verificada a tensão máxima atuante. A seguir em função do resultado obtido no primeiro teste, repetiu-se o procedimento até que a tensão máxima atuante no centro da placa fosse igual a tensão admissível da rocha. Essa última espessura é a final da primeira etapa.

3.5.2.2. Segunda etapa

Para o cálculo da espessura das placas da segunda etapa empregou-se os resultados dos ensaios de arrancamento (CEN EN 13364:2.002) em placas nas espessuras de 20 e de 30 mm. Para cada tipo de rocha e cada espessura foram testadas 10 amostras com dimensões de 200 x 200 cm, na condição seca. As configurações de diâmetro do furo, de diâmetro do pino e profundidade de pino no furo foram as mesmas empregadas na construção do protótipo.

Para o ensaio as placas foram fixadas entre duas chapas metálicas, e estas presas na base de concreto por meio de parafusos metálicos passantes (Figura 38 - a). O carregamento foi aplicado no furo da rocha por um dispositivo composto por uma rótula metálica de 40 mm de diâmetro conectada a um pino, que foi inserido no furo na placa.

(a)

(b)

Figura 38 – Ensaio para determinação da resistência no ponto de ancoragem. (a) Vista geral do ensaio. (b) Vista da ruptura do corpo-de-prova.

A carga atuante em cada apoio para placas de 600 x 1000 mm foi de 0,37 kN e para placas de 900 x 1500 mm foi de 0,83 kN. Com os resultados dos ensaios de arrancamento foram definidas as cargas admissíveis para cada espessura¹⁶. A espessura final da segunda etapa foi a que possuía valor igual ou mais próximo acima da carga atuante.

3.5.3. Pisos elevados

Para o cálculo das espessuras dos pisos elevados foram construídos seis modelos no programa *Structural Analysis – Strap 2.011* (três tipos litológicos e dois tamanhos de placa 600 x 600 mm e 800 x 800 mm) composto por malhas quadráticas com lado aproximado de 5 mm.

Para definição da carga foi considerado apenas ao trânsito de pessoas, com carga tipo de 2 kN. Esta foi inserida no programa STRAP juntamente com os dados referente as propriedades estruturais do “granito” (módulo de Young, coeficiente de Poisson e massa específica seca), a geometria das placas e a vinculação do apoio definido no item 3.4.2.2..

Para o dimensionamento, primeiramente, foi testada uma espessura no modelo construído no programa STRAP e verificada a tensão máxima atuante. A seguir em função do

¹⁶ As espessuras foram definidas de 20 a 50 mm, variando de um em um milímetro.

resultado obtido no primeiro teste, foram arbitrados novos valores até que a tensão máxima atuante no centro da placa fosse igual a tensão admissível da rocha. A última espessura é a final.

3.6. Análise de confiabilidade

As fórmulas presentes na literatura para a determinação da probabilidade de ruína e do índice de confiabilidade são desenvolvidas para amostras com curvas de resistências e solicitações com distribuição normal.

De acordo com Ellingwood e Galambos (1982) a curva de distribuição dos efeitos das solicitações internas em pisos para as cargas permanentes têm distribuição normal e coeficiente de variação de 0,10. As cargas variáveis possuem distribuição Gumbell para máximos com coeficiente de variação de 0,25. O efeito da solicitação interna em fachadas tem distribuição Gumbell para máximos e coeficiente de variação de 0,37.

Portanto, nos três sistemas não aderentes em estudo a curva de distribuição das solicitações internas tem distribuição não normal e para a análise da confiabilidade deve-se empregar métodos probabilísticos.

Dos diversos métodos existentes na literatura empregou-se dois com uso amplamente difundido: a simulação Monte Carlo e Form (*First Order Reliability Method*). Uma aproximação de primeira ordem foi suficiente para representar adequadamente a confiabilidade do problema. Portanto, foram realizadas aproximações segundo o método FORM e avaliações da probabilidade de ruína através de simulações de Monte Carlo simples.

Para cada sistema não aderente foi definida uma função $g(x)$ que tem como componentes as parcelas das distribuições das solicitações internas e da resistência. O domínio dessa função $g(x) < 0$, significa que a solicitação é superior as resistências e portanto, é um domínio de falha. O domínio $g(x) > 0$, com resistência maior do que a solicitação é um domínio “seguro”.

3.6.1. Simulação Monte Carlo

Primeiramente foi inserido no programa de análise de confiabilidade, para cada sistema não aderente em estudo, a função $g(x)$ que representa o problema. A seguir variáveis aleatórias são geradas para as solicitações e para as resistências, sendo computados todos os casos em que as solicitações forem superiores as resistências, ou seja que a função $g(x) < 0$. A probabilidade de ruína será o número dessas ocorrências dividido pelo número de variáveis aleatórias geradas.

As simulações de Monte Carlo foram realizadas com dez milhões de amostras (1×10^7 amostras) para os três sistemas para garantir um grau de confiança mínimo de 95% para os resultados. Devido à demanda considerável da amostragem, optou-se o programa de confiabilidade estrutural StRAnD 1.05 para realizar estas análises.

3.6.2. Form (*First Order Reliability Method*)

A solução de problemas de confiabilidade por este método para equações lineares ou não-lineares envolve a solução de um problema de otimização para a busca do ponto de projeto (Beck, 2.011). Definido este ponto o índice de confiabilidade β será a menor distância entre este ponto e a equação $g(x)$.

4. RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentados os resultados das propriedades estruturais dos “granitos” Vermelho Capão Bonito, Preto São Gabriel e Branco *Desirée* e, também, os resultados dos ensaios em protótipos de fachadas e pisos elevados.

4.1. Caracterização Estrutural

Os ensaios realizados foram: determinação da resistência à compressão; determinação da resistência à tração na flexão por três e por quatro pontos; determinação da frequência fundamental de ressonância e de determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas.

4.1.1. Massa específica seca.

A Tabela 13 apresenta os valores da massa específica seca dos três “granitos” para amostras prismáticas (150 x 30 x 25 mm) e cilíndricas ($\phi = 74$ mm e $h = 160$ mm). Estes dados foram necessários para a determinação do módulo de Young e do coeficiente de Poisson dinâmicos.

4.1.2. Ensaios de tração na flexão instrumentados

As Tabelas 14 e 15 mostram os resultados da tensão de ruptura média, do desvio padrão e do coeficiente de variação obtidos nos ensaios de tração à flexão por três e quatro pontos, em placas nas espessuras de 20 e 30 mm e nas condições seca e saturada.

Tabela 13 – Resultados da determinação da massa específica seca em corpos de prova prismáticos (150 x 30 x 25 mm) e em corpos de prova cilíndricos (h=160 mm e $\phi=74$ mm).

AMOSTRAS CILINDRÍCAS	ρ_{seca} (g/cm ³)
VCB1	2,639
VCB2	2,633
VCB3	2,629
VCB4	2,620
VCB5	2,637
VCB6	2,644
Média VCB	2,633
PSG1	2,948
PSG2	2,967
PSG3	2,940
PSG4	2,979
PSG5	2,976
PSG6	2,975
Média PSG	2,964
BD1	2,619
Bd2	2,668
BD3	2,666
BD4	2,652
BD5	2,662
BD6	2,661
Média BD	2,655

AMOSTRAS PRISMÁTICAS	ρ_{seca} (g/cm ³)
VCB1	2,609
VCB2	2,627
VCB3	2,662
VCB4	2,621
VCB5	2,628
VCB6	2,643
VCB7	2,645
VCB8	2,658
Média VCB	2,637
PSG1	3,064
PSG2	2,981
PSG3	2,947
PSG4	2,984
PSG5	2,981
PSG6	2,958
PSG7	2,988
PSG8	2,939
Média PSG	2,980
BD1	2,607
Bd2	2,647
BD3	2,642
BD4	2,642
BD5	2,651
BD6	2,630
BD7	2,641
Média BD	2,642

Tabela 14 – Resultados dos ensaios de tração na flexão na condição seca.

Tipo de ensaio	“GRANITOS”								
	Vermelho Capão Bonito			Preto São Gabriel			Branco Desireé		
	σ_f (MPa)	DP (MPa)	C.V.	σ_f (MPa)	DP (MPa)	C.V.	σ_f (MPa)	DP (MPa)	C.V.
4 Pts/esp. 30 mm	11,60	2,43	0,209	14,45	1,33	0,092	10,01	0,79	0,078
4 Pts/esp. 20 mm	13,01	1,47	0,113	18,93	1,37	0,072	10,74	1,43	0,133
3 Pts/esp. 30 mm	14,49	1,89	0,130	18,21	1,8	0,099	12,03	0,93	0,077
3 Pts/esp. 20 mm	16,26	2,45	0,151	20,68	1,45	0,070	14,14	2,1	0,148

Onde: σ_f é a resistência à flexão média, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios de tração na flexão na condição saturada.

Tipo de ensaio	“GRANITOS”								
	Vermelho Capão Bonito			Preto São Gabriel			Branco Desireé		
	σ_f (MPa)	DP (MPa)	C.V.	σ_f (MPa)	DP (MPa)	C.V.	σ_f (MPa)	DP (MPa)	C.V.
4 Pts/esp. 30 mm	10,49	1,29	0,123	15,58	0,85	0,055	8,94	0,86	0,096
4 Pts/esp. 20 mm	9,84	1,20	0,122	14,30	1,28	0,090	9,98	1,31	0,131
3 Pts/esp. 30 mm	12,96	2,01	0,155	16,73	1,99	0,119	10,03	0,74	0,074
3 Pts/esp. 20 mm	13,65	2,60	0,190	19,02	0,78	0,041	14,88	1,54	0,103

Onde: σ_f é a resistência à flexão média, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

Nas Figuras 39, 40, 41 e 42 observam-se as curvas de distribuição normal das resistências à tração na flexão dos “granitos” obtidas, respectivamente, nos ensaios de tração na flexão por quatro pontos na espessura de 30 mm, por quatro pontos na espessura de 20 mm, por três pontos na espessura de 30 mm e por três pontos na espessura de 20 mm.

Figura 39 – Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e BD obtidas nos ensaios de tração na flexão por quatro pontos na espessura de 30 mm.

Figura 40 – Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e BD obtidas nos ensaio de tração na flexão por quatro pontos na espessura de 20 mm.

Figura 41 – Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e BD obtidas nos ensaio de tração na flexão por três pontos na espessura de 30 mm.

Figura 42– Curvas de distribuição normal das resistências dos “granitos” VCB, PSG e BD do ensaio de tração na flexão por três pontos na espessura de 20 mm.

As Figuras 43 a 54 apresentam os diagramas de comportamento tensão *versus* deformação obtidos em ensaios de tração na flexão por três e por quatro pontos em placas nas espessuras de 20 e de 30 milímetros.

Figura 43 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.

Figura 44 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.

Figura 45 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Branco Desireé, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.

Figura 46 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.

Figura 47 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.

Figura 48 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Branco *Desirée*, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por quatro pontos.

Figura 49 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.

Figura 50 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.

Figura 51 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Branco Desiré em placas com espessura de 30 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.

Figura 52 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Vermelho Capão Bonito, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.

Figura 53 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Preto São Gabriel, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.

Figura 54 – Curva do comportamento tensão *versus* deformação do “granito” Branco Desireé, em placas com espessura de 20 mm e ensaiado por tração na flexão por três pontos.

A Tabela 16 apresenta os módulos de Young na flexão determinados no trecho elástico dos diagramas tensão *versus* deformação apresentados nas Figuras 46 a 57.

Tabela 16 – Resultados do módulo de Young na flexão (Gpa).

	VCB		PSG		BD	
	20 mm	30 mm	20 mm	30 mm	20 mm	30 mm
3 pontos	43,61	63,69	92,26	92,48	42,89	47,51
4 pontos	62,02	47,57	98,65	87,66	38,74	40,36

Nas Figuras 55 a 66 observam-se os gráficos de carga *versus* deslocamento vertical obtidos em ensaios de tração na flexão por três e quatro pontos em placas com 30 e 20 milímetros de espessura.

Figura 55 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 30 mm de espessura.

Figura 56 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtidos em ensaios de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 30 mm de espessura.

Figura 57 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Branco *Desireé* em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 30 mm de espessura.

Figura 58 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 30 mm de espessura.

Figura 59 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 30 mm de espessura.

Figura 60 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Branco Desireé obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 30 mm de espessura.

Figura 61 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 20 mm de espessura.

Figura 62 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 20 mm de espessura.

Figura 63 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Branco *Desireé* obtido em ensaio de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 20 mm de espessura.

Figura 64 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Vermelho Capão Bonito obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 20 mm de espessura.

Figura 65 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Preto São Gabriel obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 20 mm de espessura.

Figura 66 – Diagrama carga *versus* deslocamento vertical do “granito” Branco *Desireé* obtido em ensaio de tração na flexão por três pontos em amostras com 20 mm de espessura.

4.1.3. Ensaios na compressão instrumentados

As Figuras 67, 68 e 69 mostram, respectivamente, os diagramas tensão *versus* deformação axial e lateral na compressão dos “granitos” Vermelho Capão Bonito, Preto São Gabriel e Branco Desireé.

Figura 67 – Diagrama tensão versus deformação na compressão do “granito” Vermelho Capão Bonito

Figura 68 – Diagrama tensão versus deformação na compressão do “granito” Preto São Gabriel.

Figura 69 – Diagrama tensão versus deformação na compressão do “granito” Branco *Desireé*.

A Tabela 17 apresenta os resultados de resistência à compressão, módulo de Young e coeficiente de Poisson.

Tabela 17 – Resultados da resistência a compressão, módulo de elasticidade na compressão e coeficiente de Poisson

	“Granito”		
	Vermelho Capão Bonito	Preto São Gabriel	Branco Desireé
σ_c (MPa)	143,82	101,79	126,16
E (GPa)	59,47	79,06	45,01
μ	0,28	0,24	0,35

Onde: σ_c é a resistência à compressão, E é o módulo de Young e μ é o coeficiente de Poisson.

4.1.4. Ensaios dinâmicos

4.1.4.1. Determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

A Tabela 18 apresenta o tempo de percurso de ondas (T), a velocidade de propagação de ondas (V_{PO}) e o módulo de Young dinâmico obtidos em amostras cilíndricas ($\phi = 74$ mm e $h = 160$ mm). A Tabela 19 mostra os mesmos parâmetros para amostras prismáticas com comprimento de 150 mm, largura de 30 mm e espessura de 25 mm.

Tabela 18 – Resultados do ensaio de determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas em amostras cilíndricas.

AMOSTRAS CILÍNDRICAS	T (μ s)			V _p (m/s)			E (Gpa)		
	X _m	DP	CV	X _m	DP	CV	X _m	DP	CV
VCB	25,63	1,74	0,0677	5,40	0,35	0,0655	77,03	10,01	0,1300
PSG	22,92	0,23	0,0101	5,98	0,05	0,0090	106,00	1,87	0,0177
BD	30,77	0,26	0,0084	4,46	0,03	0,0074	52,73	1,11	0,0210

Onde: T é o tempo de percurso de propagação das ondas, V_p é a velocidade de propagação das ondas, X_m é o parâmetro médio determinado, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

Tabela 19 – Resultados do ensaio de determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas em amostras prismáticas.

AMOSTRA PRISMÁTICA	T (μ s)			V _p (m/s)			E (Gpa)		
	X _m	DP	CV	X _m	DP	CV	X _m	DP	CV
VCB	28,99	0,53	0,0184	5,29	0,31	0,0589	74,17	9,46	0,1276
PSG	25,29	0,32	0,0128	5,96	0,08	0,0126	105,97	2,94	0,0277
BD	34,40	2,45	0,0711	4,40	0,31	0,0712	51,34	7,44	0,1449

Onde: T é o tempo de percurso de propagação das ondas, V_p é a velocidade de propagação das ondas, X_m é o parâmetro médio determinado, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

4.1.4.2. Determinação da frequência fundamental de ressonância

A Tabela 20 apresenta os resultados de frequência fundamental na flexão e na torção e a Tabela 21 os módulos de Young, de cisalhamento e os coeficientes de Poisson.

Tabela 20 – Resultados das frequências fundamentais de ressonância

	Freq. Fund. Flexão (hz)			Freq. Fund. Torção (hz)		
	X _m	DP	CV	X _m	DP	CV
VCB	4743,73	7,94	0,0017	9298,86	8,07	0,0009
PSG	5302,85	4,44	0,0008	10014,00	3,73	0,0004
BD	4176,13	6,27	0,0015	8074,17	6,58	0,0008

Onde: X_m é o parâmetro médio determinado, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

Tabela 21 – Resultados dos módulos de Young, de cisalhamento e dos coeficientes de Poisson dinâmicos.

	Módulo de Young (Gpa)			Módulo de Cisalhamento (Gpa)			Coeficiente de Poisson		
	X_m	DP	CV	X_m	DP	CV	X_m	DP	CV
VCB	56,80	0,93	0,0163	25,89	0,34	0,0130	0,147	0,034	0,232
PSG	82,13	1,98	0,0241	34,04	0,94	0,0275	0,247	0,017	0,063
BD	43,87	8,36	0,1906	19,45	1,12	0,0574	0,220	0,143	0,649

Onde: X_m é o parâmetro médio determinado, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

4.2.1. Fachadas

Os resultados da resistência na ruptura dos protótipos de fachada ventilada com 300 mm de largura por 500 mm de altura testados nas espessuras de 20 e de 30 mm são mostrados na Tabela 22.

Tabela 22 – Resultados dos ensaios em protótipos de fachadas ventiladas.

	20 mm			30 mm		
	σ_f (MPa)	DP (MPa)	CV	σ_f (MPa)	DP (MPa)	CV
VCB	4,05	0,87	0.215	6,27	1,74	0,278
PSG	4,21	1,14	0.270	5,63	1,12	0,199
BD	2,29	1,69	0.738	2,64	0,7	0.265

Onde: σ_f é a resistência à flexão média, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

As Figuras 70 a 75 apresentam o diagrama carga *versus* deformação ao longo do eixo mais solicitado.

Figura 70 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de fachadas do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 71 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de fachadas do “granito” Preto São Gabriel, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 72 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de fachadas do “granito” Branco *Desireé*, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 73 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de fachadas do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 74 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de fachadas do “granito” Preto São Gabriel, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 75 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de fachadas do “granito” Branco *Desireé*, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.

Os diagramas carga *versus* deslocamento vertical no ponto central dos protótipos de fachadas ventiladas obtidos com sensores tipo LVDT são apresentados nas Figuras 76 a 81.

Figura 76 – Curva carga *versus* deslocamento para o Vermelho Capão Bonito na espessura de 30 mm

Figura 77 – Curva carga *versus* deslocamento para o Preto São Gabriel na espessura de 30 mm

Figura 78 – Curva carga *versus* deslocamento para o Branco Desireé na espessura de 30 mm

Figura 79 – Curva carga *versus* deslocamento para o Vermelho Capão Bonito na espessura de 20 mm

Figura 80 – Curva carga versus deslocamento para o Preto São Gabriel na espessura de 20 mm

Figura 81 – Curva carga versus deslocamento para o Branco *Desireé* na espessura de 20 mm.

A Tabela 23 apresenta os resultados de média, desvio padrão e coeficiente de variação para o ensaio de determinação da resistência última no ponto de ancoragem.

Tabela 23 - Resultado do ensaio de carga pontual individual

"Granitos"	20 mm			30 mm		
	σ_f (MPa)	DP (MPa)	CV	σ_f (MPa)	DP (MPa)	CV
VCB	0,66	0,26	0,39	1,33	0,31	0,23
PSG	0,92	0,24	0,26	1,64	0,26	0,16
BD	0,63	0,19	0,30	0,78	0,15	0,19

Onde: σ_f é a resistência à flexão média, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

4.2.2. Pisos elevados

A Tabela 24 mostra os resultados da resistência na ruptura dos protótipos de piso elevado com 400 mm de largura por 400 mm de comprimento testados nas espessuras de 20 e de 30 mm.

Tabela 24 – Resultados dos ensaios em protótipos de fachadas ventiladas.

	20 mm			30 mm		
	σ_f (MPa)	DP (MPa)	CV	σ_f (MPa)	DP (MPa)	CV
VCB	4,91	0,14	0,0285	9,39	0,46	0,0490
PSG	4,75	0,62	0,1305	7,57	1,21	0,1598
BD	3,55	0,23	0,0648	6,23	0,94	0,1509

Onde: σ_f é a resistência à flexão média, DP é o desvio padrão e C.V. é o coeficiente de variação.

As Figuras 82 a 87 mostram o diagrama carga *versus* deformação ao longo do eixo que sofreu a ruptura.

Figura 82 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 83 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Preto São Gabriel, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 84 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Branco *Desirée*, na espessura de 30 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 85 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Vermelho Capão Bonito, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 86 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Preto são Gabriel, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.

Figura 87 – Diagrama carga *versus* deformação do protótipo de piso elevado do “granito” Branco Desireé, na espessura de 20 mm para o eixo mais solicitado.

5. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

As Tabelas 25 e 26 apresentam as tensões admissíveis para os ensaios de tração na flexão por três e por quatro pontos; nas espessuras de 20 e de 30 mm; respectivamente, para as condições seca e saturada e para coeficiente de segurança global três. Estas tensões foram empregadas no dimensionamento dos três sistemas não aderentes (fachadas ventiladas, pisos elevados e lajes estruturais) pelo critério das tensões admissíveis.

Tabela 25 – Valores das tensões admissíveis para a condição seca.

	“GRANITOS”		
	Vermelho Capão Bonito	Preto São Gabriel	Branco Desireé
Tipo de ensaio/espessura	σ_a (MPa)	σ_a (MPa)	σ_a (MPa)
4 Pontos/espessura 30 mm	3,87	4,82	3,34
4 Pontos/espessura 20 mm	4,34	6,31	3,58
3 Pontos/espessura 30 mm	4,83	6,07	4,01
3 Pontos/espessura 20 mm	5,42	6,89	4,71

Onde: σ_a é a tensão admissível.

Tabela 26 - Valores das tensões admissíveis para a condição saturada.

	“GRANITOS”		
	Vermelho Capão Bonito	Preto São Gabriel	Branco Desireé
Tipo de ensaio/espessura	σ_a (MPa)	σ_a (MPa)	σ_a (MPa)
4 Pontos/espessura 30 mm	3,50	5,19	2,98
4 Pontos/espessura 20 mm	3,28	4,77	3,33
3 Pontos/espessura 30 mm	4,32	5,58	3,34
3 Pontos/espessura 20 mm	4,55	6,34	4,96

Onde: σ_a é a tensão admissível.

5.1. Lajes estruturais

O cálculo estrutural para a determinação das espessuras das lajes estruturais foi realizado pelo critério das tensões admissíveis e pelo critério do estado limite último.

5.1.1. Critério das tensões admissíveis

As equações 27 e 28 determinam os máximos momentos atuantes nas duas direções da placa. Elas não dependem das propriedades intrínsecas da rocha e possuem o mesmo valor para os três tipos litológicos.

$$M_{1MAX} = \beta_1 * q * a^2 = 0,0812 * 2,47 * 2^2 = 0,802kN.m \quad (27)$$

$$M_{2MAX} = \beta_2 * q * a^2 = 0,0500 * 2,47 * 2^2 = 0,494kN.m \quad (28)$$

Os coeficientes β_1 e β_2 foram obtidos em Timoshenko (1.977). O coeficiente “a” refere-se ao lado menor da placa (2 metros) e “b” ao maior (3 metros).

A seguir, para cada “granito” foram determinadas as espessuras nas duas direções da placa de acordo com as formulações presentes em Timoshenko (1.977) para placas simplesmente apoiadas pelas extremidades.

Vermelho Capão Bonito

As equações 29 e 30 determinam as espessuras nas duas direções da placa para o “granito” Vermelho Capão Bonito¹⁷.

$$t_1 = \sqrt{\frac{6 * M_1}{b * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 * 0,802}{3 * 4830}} = 18mm \quad (29)$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{6 * M_2}{a * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 * 0,494}{2 * 4830}} = 17mm \quad (30)$$

Preto São Gabriel

As equações 31 e 32 determinam as espessuras nas duas direções da placa para o “granito” Preto São Gabriel¹⁸.

$$t_1 = \sqrt{\frac{6 * M_1}{b * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 * 0,802}{3 * 6070}} = 16mm \quad (31)$$

¹⁷ A espessura final será a maior entre os dois valores obtidos.

¹⁸ A espessura final será a maior entre os dois valores obtidos.

$$t_2 = \sqrt{\frac{6 * M_2}{a * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 * 0,494}{2 * 6070}} = 15mm \quad (32)$$

Branco Desireé

As equações 33 e 34 determinam as espessuras nas duas direções da placa para o “granito” Branco *Desireé*¹⁹.

$$t_1 = \sqrt{\frac{6 * M_1}{b * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 * 0,828}{3 * 4010}} = 20mm \quad (33)$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{6 * M_2}{a * \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 * 0,519}{2 * 4010}} = 20mm \quad (34)$$

5.1.2. Critério dos estados limites últimos

Para o dimensionamento das espessuras das placas para laje estrutural pelo critério do estado limite último nas equações 35 a 40, 42 a 48 e 50 a 56 foram determinados, respectivamente, para os “granitos” Vermelho Capão Bonito, Preto São Gabriel e Branco *Desireé* os seguintes parâmetros: a tensão interna atuante na placa devido a carga permanente média (σ_{Gm}), a tensão interna devido a carga variável média (σ_{Qm}), a tensão interna devido a carga permanente característica (σ_{Gk}), a tensão interna devido a carga variável característica (σ_{Qk}), a tensão interna devido a solicitação de projeto (σ_{Sd}), a tensão interna devido a resistência característica (σ_{Rk}) e a tensão interna devido a resistência de projeto (σ_{Rd})²⁰.

Vermelho Capão Bonito

$$\sigma_{Gm} = \frac{6 * \beta * a^2 * q_{Gm}}{b * t^2} = \frac{6 * 0,0812 * 2^2 * (26,35 * t)}{3 * t^2} = \frac{17,11}{t} \quad (35)$$

$$\sigma_{Gk} = \sigma_{Gm} * (1 + 1,64 * CV) = \frac{17,11}{t} * (1 + 1,64 * 0,1) = \frac{19,924}{t} \quad (36)$$

¹⁹ A espessura final será a maior entre os dois valores obtidos.

²⁰ As tensões foram todas calculadas em kN/m².

$$\sigma_{Qk} = \sigma_{Qm} * (1 + 5,24 * CV) = \frac{1,2992}{t^2} * (1 + 5,24 * 0,25) = \frac{3,01152}{t^2} \quad (37)$$

$$\sigma_{Sd} = 1,35 * \sigma_{Gk} + 1,50 * \sigma_{Qk} \quad (38)$$

$$\sigma_{Rk} = \sigma_m * (1 - 1,64 * CV) = 14490 * (1 - 1,64 * 0,13) = 11390,4 \quad (39)$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{\sigma_{Rk}}{\gamma_m} = \frac{11390,4}{3,48} = 3273,1 \quad (40)$$

Aplicando-se o critério de igualdade ($\sigma_{Sd} = \sigma_{Rd}$), obtêm a espessura da placa na equação 41:

$$1,35 * \sigma_{Gk} + 1,50 * \sigma_{Qk} = \sigma_{Rd} \therefore 1,35 * \left(\frac{19,924}{t}\right) + 1,50 * \left(\frac{3,001152}{t^2}\right) = 3273,1 \therefore t = 41mm \quad (41)$$

Preto São Gabriel

$$\sigma_{Gm} = \frac{6 * \beta * a^2 * q_{Gm}}{b * t^2} = \frac{6 * 0,0812 * 2^2 * (29,60 * t)}{3 * t^2} = \frac{19,228}{t} \quad (42)$$

$$\sigma_{Qm} = \frac{6 * \beta * a^2 * q_{Gm}}{b * t^2} = \frac{6 * 0,0812 * 2^2 * 2}{3 * t^2} = \frac{1,2992}{t^2} \quad (43)$$

$$\sigma_{Gk} = \sigma_{Gm} * (1 + 1,64 * CV) = \frac{19,228}{t} * (1 + 1,64 * 0,1) = \frac{22,38}{t} \quad (44)$$

$$\sigma_{Qk} = \sigma_{Qm} * (1 + 5,24 * CV) = \frac{1,2992}{t^2} * (1 + 5,24 * 0,25) = \frac{3,01152}{t^2} \quad (45)$$

$$\sigma_{Sd} = 1,35 * \sigma_{Gk} + 1,50 * \sigma_{Qk} \quad (46)$$

$$\sigma_{Rk} = \sigma_m * (1 - 1,64 * CV) = 18210 * (1 - 1,64 * 0,099) = 15253,4 \quad (47)$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{\sigma_{Rk}}{\gamma_m} = \frac{15253,4}{1,88} = 8113,511 \quad (48)$$

Aplicando-se o critério de igualdade ($\sigma_{Sd} = \sigma_{Rd}$), obtêm a espessura da placa na equação 49:

$$1,35 * \sigma_{Gk} + 1,50 * \sigma_{Qk} = \sigma_{Rd} \therefore 1,35 * \left(\frac{22,38}{t}\right) + 1,50 * \left(\frac{3,001152}{t^2}\right) = 8113,51 \therefore t = 25,4mm \quad (49)$$

Branco Desireé

$$\sigma_{Gm} = \frac{6 * \beta * a^2 * q_{Gm}}{b * t^2} = \frac{6 * 0,0812 * 2^2 * (26,30 * t)}{3 * t^2} = \frac{17,08}{t} \quad (50)$$

$$\sigma_{Qm} = \frac{6 * \beta * a^2 * q_{Gm}}{b * t^2} = \frac{6 * 0,0812 * 2^2 * 2}{3 * t^2} = \frac{1,2992}{t^2} \quad (51)$$

$$\sigma_{Gk} = \sigma_{Gm} * (1 + 1,64 * CV) = \frac{17,11}{t} * (1 + 1,64 * 0,1) = \frac{19,880}{t} \quad (52)$$

$$\sigma_{Qk} = \sigma_{Qm} * (1 + 5,24 * CV) = \frac{1,2992}{t^2} * (1 + 5,24 * 0,25) = \frac{3,01152}{t^2} \quad (53)$$

$$\sigma_{Sd} = 1,35 * \sigma_{Gk} + 1,50 * \sigma_{Qk} \quad (54)$$

$$\sigma_{Rk} = \sigma_m * (1 - 1,64 * CV) = 12030 * (1 - 1,64 * 0,081) = 10440 \quad (55)$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{\sigma_{Rk}}{\gamma_m} = \frac{10440}{1,88} = 5533,191 \quad (56)$$

Aplicando-se o critério de igualdade ($\sigma_{Sd} = \sigma_{Rd}$), obtêm a espessura da placa na equação 57:

$$1,35 * \sigma_{Gk} + 1,50 * \sigma_{Qk} = \sigma_{Rd} \therefore 1,35 * \left(\frac{19,880}{t}\right) + 1,50 * \left(\frac{3,001152}{t^2}\right) = 5533,191 \therefore t = 31mm \quad (57)$$

5.1.3. Compatibilização dos resultados

A Tabela 27 mostra os resultados das espessuras para as lajes estruturais pelo critério das tensões admissíveis (C. T. A.), pelo critério dos estados limites últimos (C. E. L. U.) e a espessura final que deve ser efetivamente empregada²¹.

Tabela 27 – Espessuras calculadas para lajes estruturais

	Espessuras (mm)		
	C.T.A.	C.E.L.U.	FINAL
VCB	18	41	45
PSG	16	26	30
BD	20	31	35

Onde: C.T.A. é o critério das tensões admissíveis e C.E.L.U. é o critério do estado limite último.

5.2. Fachadas Ventiladas

O dimensionamento da espessura das placas aplicadas em fachadas ventiladas foi realizado em duas etapas. A primeira levou em consideração a máxima tensão atuante no centro da placa e a segunda a carga máxima na região dos *inserts*.

²¹ A espessura final é a espessura encontrada no mercado imediatamente acima do maior valor obtido entre os dois critérios.

5.2.1. Etapa 1

Para a determinação dos momentos máximos em placas de 600 x 1000 mm e de 900 x 1500 mm foram construídos modelos numéricos no programa STRAP. Os dados de entrada empregados na simulação estão apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Dados de entrada no programa STRAP para modelagem de fachadas ventiladas.

	G R A N I T O S		
	VCB	PSG	B D
q (kN/m ²)	2,454	2,454	2,454
E (GPa)	59,47	79,06	45,01
μ	0,28	0,24	0,35
ρ (kg/cm ³)	2,635	2,960	2,630

Legenda: q é a carga uniformemente distribuída, E é o módulo de elasticidade, μ é o coeficiente de Poisson e ρ é a massa específica seca.

Para cada modelo foram simuladas diversas espessuras até que a máxima tensão atuante no centro da placa convergisse para a tensão admissível. Essa última espessura é a final da etapa 1 (Tabela 29).

Tabela 29 – Cálculo das espessuras (e) da etapa 1.

	GRANITOS		
	VCB	PSG	BD
e (600 x 1000 mm)	17	14	18
e (900 x 1500 mm)	24	20	25

5.2.2. Etapa 2

A Tabela 30 mostra as cargas admissíveis no ponto de ancoragem em função da espessura da placa. Elas foram obtidas a partir da extrapolação dos resultados dos ensaios de resistência no ponto de ancoragem para as espessuras de 20 e de 30 mm.

Tabela 30 – Cargas admissíveis para a região do *insert* em função da espessura da placa.

espessura (mm)	"Granitos"			espessura (mm)	"Granitos"		
	VCB	PSG	BD		VCB	PSG	BD
20	0,22	0,31	0,21	38	0,68	0,74	0,30
21	0,25	0,33	0,22	39	0,71	0,76	0,31
22	0,27	0,36	0,22	40	0,73	0,78	0,31
23	0,30	0,38	0,23	41	0,76	0,81	0,32
24	0,32	0,40	0,23	42	0,78	0,83	0,32
25	0,35	0,43	0,24	43	0,81	0,85	0,33
26	0,37	0,45	0,24	44	0,84	0,88	0,33
27	0,40	0,48	0,25	45	0,86	0,90	0,34
28	0,43	0,50	0,25	46	0,89	0,93	0,34
29	0,45	0,52	0,26	47	0,91	0,95	0,35
30	0,48	0,55	0,26	48	0,94	0,97	0,35
31	0,50	0,57	0,27	49	0,96	1,00	0,36
32	0,53	0,59	0,27	50	0,99	1,02	0,36
33	0,55	0,62	0,28	51	1,02	1,04	0,37
34	0,58	0,64	0,28	52	1,04	1,07	0,37
35	0,61	0,67	0,29	53	1,07	1,09	0,38
36	0,63	0,69	0,29	54	1,09	1,11	0,38
37	0,66	0,71	0,30	55	1,12	1,14	0,39

A Tabela 31 apresenta os resultados da espessura final da etapa 2, que foi o valor encontrado na Tabela 30 igual ou imediatamente acima da carga de projeto atuante no ponto de apoio. Esta foi definida no item no item 3.5.2.2, sendo de 0,37 kN para placas de 600 x 1000 mm e de 0,83 kN para placas de 900 x 1500 mm.

Tabela 31 – Espessuras finais da etapa 2.

	PLACAS					
	600 x 1000 mm			900 x 1500 mm		
	VCB	PSG	BD	VCB	PSG	BD
etapa 2 (mm)	26	22	51	43	42	NA

Legenda: NA não aplicável

O “granito” Branco *Desireé* não deve ser aplicado em placas de 900 x 1500 mm, pois a espessura calculada seria superior a 140 mm o que inviabiliza o emprego em fachadas ventiladas.

5.2.3. Compatibilização dos resultados

A Tabela 32 apresenta a compatibilização entre os resultados da etapa 1 e da 2. A espessura final foi o valor disponível no mercado imediatamente superior ao maior valor obtido entre as duas etapas.

Tabela 32 – Compatibilização entre os resultados da etapa 1 e 2.

		PLACAS					
		600 x 1000 mm			900 x 1500 mm		
		VCB	PSG	BD	VCB	PSG	BD
espessuras	etapa 1 (mm)	17	14	18	24	20	25
	etapa 2 (mm)	26	22	51	43	42	NA
	final (mm)	30	25	55	45	45	NA

As Figuras 88 (VCB), 89 (PSG) e 90 (BD) mostram as distribuições das tensões internas atuantes em placas com dimensões de 600 x 1000 mm para a espessura final determinada na Tabela 32.

A Tabela 33 apresenta os valores da tensão máxima interna atuante e do deslocamento vertical máximo para os três “granitos” em placas de 600 x 1000 mm.

Tabela 33 – Tensão máxima interna atuante no centro da placa e deslocamento vertical obtidos no programa STRAP em placas 600 x 1000 mm.

“Granitos”	Espessura empregada (mm)	Tensão máxima atuante centro (MPa)	Deslocamento Vertical máximo (mm)
VCB	30	1,195	0,044
PSG	25	1,7464	0,064
BD	55	0,486	0,019

Figura 88 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 600 x 1000 mm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 600 x 1000 mm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm²).

Figura 89 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 600 x 1000 mm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 600 x 1000 mm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (d) Legenda direção y (kgf/cm²).

Figura 90 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas em 600 x 1000 mm do Branco *Desireé* aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 600 x 1000 mm do Vermelho Branco *Desireé* aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm²).

As Figuras 91 (VCB) e 92 (PSG) mostram as distribuições das tensões internas atuantes em placas com dimensões de 900 x 1500 mm e com espessura final determinada na Tabela 31 ²².

Figura 91 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 900 x 1500 mm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 900 x 1500 mm do Vermelho Capão Bonito aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (d) Legenda direção y (kgf/cm²).

²² O “granito” Branco *Desirée* não deve ser aplicado em placas de 900 x 1500 mm, pois a espessura calculada seria superior a 140 mm o que inviabiliza o emprego em fachadas ventiladas.

Figura 92 – (a) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 900 x 1500 mm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção x. (b) Legenda direção x (kgf/cm²). (c) Mapa das tensões internas atuantes em placas de 900 x 1500 mm do Preto São Gabriel aplicado em fachadas ventiladas na direção y. (b) Legenda direção y (kgf/cm²).

A Tabela 34 apresenta os valores da espessura final empregada, da tensão máxima atuante e do deslocamento vertical máximo para os “granitos” Vermelho Capão Bonito e Preto São Gabriel em placas de 900 x 1500 mm.

Tabela 34 – Tensão máxima interna atuante no centro da placa e deslocamento vertical obtidos no programa STRAP em placas 900 x 1500 mm.

“Granitos”	Espessura empregada (mm)	Tensão máxima atuante no centro (MPa)	Deslocamento Vertical máximo (mm)
VCB	45	0,711	0,0581
PSG	45	0,777	0,0585

5.3. Pisos elevados

Para a determinação dos momentos máximos em placas de 600 x 600 mm e de 800 x 800 mm empregadas em pisos elevados foram construídos modelos no programa STRAP. Os dados de entrada empregados na simulação são apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 – Dados de entrada no programa STRAP para modelagem de pisos elevados.

	GRANITOS		
	VCB	PSG	BD
Q (kN)	2	2	2
E (GPa)	59,47	79,06	45,01
μ	0,28	0,24	0,35
ρ (kg/cm ³)	2,635	2,960	2,630

Legenda: Q é a carga pontual, E é o módulo de elasticidade, μ é o coeficiente de Poisson e ρ é a massa específica seca.

Para cada modelo foram simuladas diversas espessuras até que a máxima tensão atuante no centro da placa convergisse para a tensão admissível, sendo a última espessura a final calculada. Esta é apresentada na Tabela 36 juntamente com a espessura empregada, com a tensão máxima atuante e com o deslocamento vertical máximo.

Tabela 36 - Tensão máxima atuante e deslocamento vertical máximo obtidos no dimensionamento de placas de 600 x 600 mm para pisos elevados.

“Granitos”	Espessura calculada (mm)	Tensão máxima atuante (MPa)	Deslocamento Vertical máximo	Espessura empregada (mm)
VCB	31	4,699	0,13	35
PSG	27	6,059	0,17	30
BD	34	4,063	0,14	35

As Figuras 93, 94 e 95 mostram as distribuições das tensões internas atuantes para espessura empregada em pisos elevados em placas com dimensões de 600 x 600 mm. Como as placas são simétricas nos eixos x e y, as distribuições de tensões serão mostrados apenas em um eixo.

Figura 93 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 600 x 600 mm do Vermelho Capão Bonito aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm².

Figura 94 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 600 x 600 mm do Preto São Gabriel aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm².

Figura 95 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 600 x 600 mm do Branco *Desireé* aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm².

A Tabela 37 apresenta os valores da espessura calculada, da espessura empregada, da tensão máxima atuante e do deslocamento vertical máximo para os três “granitos” em placas de 800 x 800 mm.

Tabela 37 – Parâmetros definidos pelo programa STRAP no dimensionamento de placas de 800 x 800 mm para pisos elevados.

“Granitos”	Espessura calculada (mm)	Tensão máxima atuante (MPa)	Deslocamento Vertical máximo (mm)	Espessura empregada (mm)
VCB	33	4,666	0.25	35
PSG	29	5,908	0,29	30
BD	36	4,089	0,25	40

As Figuras 96, 97 e 98 mostram as distribuições das tensões internas atuantes para a espessura empregada em pisos elevados com dimensões de 800 x 800 mm. Como as placas são simétricas nos eixos x e y, as distribuições de tensões serão mostrados apenas em um eixo.

Figura 96 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 800 x 800 mm do Vermelho Capão Bonito aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm².

Figura 97 – (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 800 x 800 mm do Preto São Gabriel aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm².

Figura 98– (a) Mapa das tensões internas atuantes de placas de 800 x 800 mm do Braco *Desireé* aplicado em pisos elevados. (b) Legenda em kgf/cm².

5.4. Análise de confiabilidade

Para a determinação do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de ruína (P_F) pelos métodos de simulação Monte Carlo (SMC) e FORM se faz necessário, para cada tipo de

sistema não aderente em estudo, definir uma equação $g(X)$ que traduz a relação entre o efeito da solicitação nas placas e a resistência. O domínio da função $g(X) > 0$ representa a região “segura”, $g(X) < 0$ representa a região de colapso. Nos pisos elevados e nas lajes estruturais as solicitações são compostas pelo efeito interno das cargas permanentes e das cargas variáveis. A equação 58 define a função $g(X)$ para estes dois sistemas:

$$g(X) = R - S_G - S_Q \quad (58)$$

Onde: R é a resistência, S_G é o efeito da solicitação interna das cargas permanentes e S_Q é o efeito da solicitação interna das cargas variáveis.

Para fachadas ventiladas a função é obtida por intermédio da equação (59):

$$g(X) = R - S_w \quad (59)$$

Onde: S_w é o efeito interno da solicitação de vento.

5.4.1. Lajes estruturais

A Tabela 38 apresenta os parâmetros de solicitação interna e de resistência empregados nas análises de confiabilidade. Para a obtenção dos efeitos da solicitação interna (σ) a partir da carga atuante distribuída (q) utilizou-se a equação 59 (Timoshenko(1.977)).

$$\sigma = \frac{6 * \beta * q * a^2}{b * t^2} = constante * q \quad (59)$$

Onde: “a” é o menor lado da placa, “b” é o maior, “ β ” é um coeficiente que correlaciona os lados da placa e “t” é a espessura.

Tabela 38 – Parâmetros de solicitação interna e de resistências para as lajes estruturais.

"Granitos"	Espessura calculada (mm)	Espessura empregada (mm)	Solicitações Internas				Resistência	
			Peso Próprio		Permanente			
			μ (MPa)	σ (MPa)	μ (MPa)	σ (MPa)	μ (MPa)	σ (MPa)
VCB	41	45	0,380	0,038	0,642	0,161	14,490	1,890
PSG	26	30	0,640	0,064	1,444	0,361	18,210	1,800
BD	31	35	0,488	0,049	1,061	0,265	12,030	0,930

A Tabela 39 apresenta os resultados da análise de confiabilidade pelos métodos FORM e simulação Monte Carlo.

Tabela 39 – Resultados da análise de confiabilidade para as lajes estruturais.

“Granitos”	FORM		SMC	
	β	P_F	β	P_F
VCB	7,1123	5,70E-13	7,0906	6,68E-13
PSG	8,3365	3,83E-17	8,3418	3,68E-17
BD	8,737	1,12E-18	8,7171	1,43E-18

Onde: β é o índice de confiabilidade e P_F é a probabilidade de ruína.

5.4.2. Fachadas Ventiladas

A Tabela 40 apresenta os parâmetros de solicitação interna e de resistência empregados nas análises de confiabilidade. As solicitações internas atuantes relativas a ação do vento foram obtidas nos modelos realizados no programa STRAP.

Tabela 40 – Parâmetros de solicitação interna e de resistências para as fachadas ventiladas.

	Espessura calculada (mm)	Espessura empregada (mm)	Solicitação interna vento (gumbell)		Resistencia (normal)	
			MED (KN)	DESV (KN)	MED (KN)	DESV (KN)
VCB 600x1000	26	30	0,368	0,136	1,430	0,410
PSG 600x1000	23	25	0,368	0,136	1,285	0,250
BD 600x1000	52	55	0,368	0,136	1,155	0,190
VCB 900x1500	44	45	0,828	0,306	2,585	0,635
PSG 900x1500	42	45	0,828	0,306	2,705	0,290

A Tabela 41 apresenta os resultados de análise de confiabilidade pelos métodos FORM e simulação Monte Carlo.

Tabela 41 – Resultados da análise de confiabilidade para as fachadas ventiladas.

“Granitos”	FORM		SMC	
	β	P_F	β	P_F
VCB 600x1000	2,4945	6,31E-03	2,4239	7,68E-03
PSG 600x1000	3,042	1,18E-03	2,9721	1,48E-03
BD 600x1000	2,984	1,42E-03	2,935	1,67E-03
VCB 900x1500	2,484	6,50E-03	2,4041	8,11E-03
PSG 900x1500	3,3357	4,26E-04	3,3145	4,59E-04

Onde: β é o índice de confiabilidade e P_F é a probabilidade de ruína.

5.4.3. Pisos elevados

A Tabela 42 mostra os parâmetros de solicitação interna e de resistência empregados nas análises de confiabilidade. As solicitações internas atuantes relativas as cargas permanentes e variáveis atuantes foram obtidas nos modelos realizados no programa STRAP. A Tabela 43 mostra os resultados de análise de confiabilidade pelos métodos FORM e simulação Monte Carlo.

Tabela 42 – Parâmetros de solicitação interna e de resistências para os pisos elevados.

"Granitos"	Espessura calculada (mm)	Espessura empregada (mm)	Solicitações Internas				Resistência	
			Peso Próprio		Permanente			
			μ (MPa)	σ (MPa)	μ (MPa)	σ (MPa)	μ (MPa)	σ (MPa)
PEVCB(40)	28	30	0,102	0,010	4,176	1,044	14,490	1,890
PEPSG(40)	25	25	0,137	0,014	5,890	1,473	18,210	1,800
PEBD(40)	32	35	0,086	0,009	3,178	0,795	12,030	0,930
PEVCB(60)	31	35	0,217	0,022	3,539	0,885	14,490	1,890
PEPSG(60)	27	30	0,284	0,028	4,715	1,179	18,210	1,800
PEBD(60)	34	35	0,214	0,021	3,671	0,918	12,030	0,930
PEVCB(80)	33	35	0,404	0,040	3,860	0,965	14,490	1,890
PEPSG(80)	29	30	0,529	0,053	5,140	1,285	18,210	1,800
PEBD(80)	36	40	0,348	0,035	3,068	0,767	12,030	0,930

Tabela 43 - Resultados da análise de confiabilidade para os pisos elevados.

Arquivo	Índice de confiabilidade (β)		Probabilidade de ruína (P_r)	
	SMC	FORM	SMC	FORM
PEVCB(400)	4,0013	4,0539	3,15E-05	2,52E-05
PEPSG(400)	3,8935	3,9217	4,94E-05	4,40E-05
PEBD(400)	4,5410	4,7197	2,80E-06	1,18E-06
PEVCB(600)	4,3888	4,4968	5,70E-06	3,45E-06
PEPSG(600)	4,4599	4,6108	4,10E-06	2,01E-06
PEBD(600)	4,1660	4,1852	1,55E-05	1,43E-05
PEVCB(800)	4,1318	4,1934	1,80E-05	1,37E-05
PEPSG(800)	4,2278	4,2761	1,18E-05	9,51E-06
PEBD(800)	4,5566	4,7549	2,60E-06	9,93E-07

6. ANÁLISES E DISCUSSÕES DOS REULTADOS

6.1. Ensaios

As diferenças verificadas nos resultados dos índices de absorção de água entre amostras cilíndricas e prismáticas foram de 0,15 % para o Vermelho Capão Bonito (VCB), de 0,54 % para o Preto São Gabriel (PSG) e de 0,50 % para o Branco Desireé (BD). Quando comparada com as diferenças entre estes valores e os obtidos no Catálogo de Rochas Ornamentais do Brasil (ABIROCHAS - 2.002) todos ficaram abaixo do limite de 1 %.

Os ensaios de tração na flexão mostraram uma redução média de 10,20 % na resistência dos corpos de prova saturados em relação aos secos. Em apenas duas das doze situações testadas (3 tipos litológicos, espessuras de 20 e 30 mm e ensaios por três e por quatro pontos) houve um acréscimo da resistência na condição saturada em relação a seca. Uma delas com o “granito” Preto São Gabriel, no ensaio de tração na flexão por quatro pontos na espessura de 30 mm, com um ganho de 7,82 % e a outra com o “granito” Branco *Desireé*, no ensaio de tração na flexão por três pontos na espessura de 20 mm, com um ganho de resistência de 5,23 %. Embora pareça estranho estes resultados são justificados pelos altos coeficientes de variação das propriedades mecânicas das rochas.

Os resultados dos ensaios de tração na flexão por três pontos, em todas as situações testadas, mostram valores de resistência na ruptura superiores aos dos ensaios de tração na flexão por quatro pontos. Na condição seca o aumento de resistência média do ensaio de três em relação ao de quatro pontos foi de 18,31 % e na condição saturada de 20,40 %.

Os resultados obtidos nos ensaios de tração na flexão em corpos de prova com 20 mm de espessura, em dez das dozes situações testadas, mostraram resistências na ruptura superiores aos seus correspondentes de 30 mm. Na condição saturada o aumento da resistência média foi de 13,17 %, e na condição seca de 7,13 %. Uma causa possível desta diferença se deve aos ajustes nas dimensões dos corpos de prova e do dispositivo de ensaio fornecidos pelas normas ABNT NBR 15845:2010 (anexo G) e ASTM C 880:2.009 para espessuras diferentes de 30 mm.

Quanto ao coeficiente de variação obtido nos ensaios, o sienogranito Vermelho Capão Bonito apresentou maior valor que os obtidos para as duas outras rochas estudadas nas seis das oito situações²³. Uma justificativa possível é a textura mais grossa (grãos maiores) apresentada pelo sienogranito.

A apresentação dos resultados de tensão de ruptura dos ensaios de tração na flexão três dos “granitos” em gráficos com curvas de distribuição normal (Figuras 42 a 45) mostram uma vantagem em relação aos mesmos resultados apresentados na Tabela 15. Com os gráficos, mesmo não conhecendo a curva de distribuição das solicitações, é possível estimar qual dos três granitos apresentará maior probabilidade de ruína. Por exemplo, na Figura 42 observa-se que o “granito” Branco *Desireé* terá menor probabilidade de ruína que o Vermelho Capão Bonito, mesmo apresentando menor resistência média.

Para cada tipo litológico foram determinados quatro módulos na flexão (três e quatro pontos, nas espessuras de 20 e de 30 mm). Para o VCB o valor médio foi de 54,80 MPa e o coeficiente de variação 0,18; para o PSG o valor médio foi 93,20 MPa e o coeficiente de variação 0,08; para o BD o valor médio foi de 39,55 MPa e o coeficiente de variação 0,028.

Uma das questões abertas no trabalho era a relação existente entre o módulo de Young na flexão e na compressão. Os resultados mostram diferenças entre a média dos módulos obtidos nos ensaios de tração na flexão e o módulo obtido no ensaio de resistência à compressão, sendo elas de 8 % para o VCB, de 18 % para o PSG e 12 % para o BD. Esperava-se que os módulos fossem bastante distintos, pois a forma como a rocha é solicitada é diferente nos dois ensaios.

Falta na literatura técnica procedimentos adequados para determinação do comportamento estrutural. Na flexão a norma ASTM C 1352:2.009 apresenta um procedimento para determinação do módulo de elasticidade, porém ao invés do gráfico tensão *versus* deformação emprega o tensão *versus* deslocamento vertical. A norma ASTM D 7012:2.010 para ensaios na compressão apresenta três possibilidades para determinação do módulo de Young (tangente, secante e médio), porém não especifica nenhum como obrigatório.

Entre os corpos de prova prismáticos e cilíndricos empregados na determinação do módulo de Young dinâmico (ensaio de ultrassom) não houve diferença significativa entre os

²³ Apenas nos ensaios de tração na flexão por quatro pontos em amostras com 20 mm na condição seca e na saturada o Branco *Desireé* apresentou coeficiente superior.

resultados. Comparando estes resultados com os obtidos nos ensaios do modo de frequência de ressonância houve um aumento de 26,26 % para o VCB, de 22,52 % para o PSG e 16,80 % para o BD. Os módulos de Young obtidos entre o ensaio de ressonância e no ensaio de compressão deram valores muito próximos.

6.2. Sistemas não aderentes

Para pisos elevados Frascá (2.010) destaca a importância do emprego de reforços estruturais no dorso da placa para evitar o desprendimento do material no momento da ruptura (comunicação verbal)²⁴. De acordo com Soares (2.010) o reforço também melhora as propriedades estruturais do material (comunicação verbal)²⁵. Este fato é confirmado por Pazeto e Paragassú (2.013):

“Observa-se que em relação à rocha sem reforço (R), os corpos de prova reforçados com a tela de fibra de vidro (RTV) apresentaram um aumento de resistência de apenas 15%, enquanto que os reforçados com o sistema de canaletas preenchidas com compósito de sisal (RCS) apresentaram um ganho de 26%”.

O fato da placa de rocha ter uma ruptura frágil, “repentina”, também justifica o uso do reforço estrutural. As lajes estruturais com placas de rocha, pelo mesmo motivo, também devem ser reforçadas.

Para placas pétreas em fachadas ventiladas não se observa na prática construtiva o uso de reforços estruturais no dorso das placas. Porém, na região dos *inserts* metálicos deve-se avaliar o uso de reforços estruturais, uma vez que aí situa-se a região de maior fraqueza da placa.

As metodologias apresentadas para fachadas ventiladas, pisos elevados e lajes estruturais; testadas para os “granitos” VCB, PSG e BD; se adequam para outros tipos litológicos, para placas com outras dimensões e outros tipos de acabamentos.

²⁴ Informação fornecida pela Dr^a Maria Heloisa de Oliveira Frascá em São Paulo no ano de 2.010.

²⁵ Informação fornecida pelo engenheiro Abílio Soares em São Paulo no ano de 2.010.

6.2.1. Viabilidade econômica laje estrutural

Para o estudo de viabilidade econômica das lajes estruturais com placas de “granito” foi efetuado o orçamento de um piso de quatro metros de largura por seis metros de comprimento, que foi comparado ao custo do sistema construtivo de lajes pré-fabricadas/pré-moldadas convencionais. A composição dos custos foi obtida na Tabela de Composições de Preços para Orçamentos - TCPO (2.011) e no Guia da construção (2.012), que consideram impostos e taxas referentes aos materiais e serviços, e desconsideram taxas referentes aos benefícios e despesas indiretas - BDI.

A Tabela 43 apresenta os custos dos materiais por m² para lajes estruturais, incluindo também a aplicação de forro de gesso na parte inferior do sistema.

Tabela 43 – Custo por m² do sistema de lajes com placas de “granito”.

Componente	Quantidade/ m ² de piso	Custo/m ²
Vermelho Capão Bonito 30 mm	1 m ²	173,00
Preto São Gabriel 30 mm	1 m ²	95,00
Branco <i>Desireé</i> 30 mm	1 m ²	106,00
Neoprene	0,17 m ²	18,00
Selante	50 g	4,60
Apoio do selante	1,25 m.l.	0,50
Gesso	1 m ²	8,46
TOTAL Vermelho Capão Bonito		204,56
TOTAL Preto São Gabriel		126,56
TOTAL Branco <i>Desireé</i>		137,56

Para a área em questão de 24 m² as juntas totalizam 30 metros lineares. O neoprene possui largura de 10 centímetros e foi instalado ao longo do perímetro da placa.

Para o cálculo da mão de obra considerou que uma equipe composta por três montadores em um período de oito horas instala a camada de neoprene, realiza a montagem das placas e aplica o selante. Assim sendo em 24 h.homem trabalhadas são executados 24 m², ou seja, 1h.homem por m² de piso. Considerando o custo do montador que é R\$ 15,00/m² e da aplicação do gesso em R\$ 10,84 o custo total de mão de obra será de 25,84. Somados aos custos com materiais teremos um custo total de R\$ 230,40/m² para o Vermelho Capão Bonito, de R\$152,40/m² para o Preto são Gabriel e R\$163,40/m² para o Branco *Desireé*.

Para a execução de lajes pré-moldadas convencionais no padrão de médio porte são necessárias as seguintes operações: montagem das vigas pré-moldadas, instalação das lajotas cerâmicas, concretagem da laje, regularização do piso, instalação do revestimento cerâmico, além da aplicação de chapisco, de reboco, de massa fina e a pintura da parte inferior da laje. O custo total para execução é de R\$ 166,44/m², sendo R\$ 69,30/m² de material e de R\$ 97,14 de mão de obra (GUIA DA CONSTRUÇÃO, 2012).

Dois dos três “granitos” (Preto São Gabriel e Branco *Desireé*) apresentaram custos semelhantes ao dos sistemas convencionais de execução de lajes. O Vermelho Capão Bonito apresentou um custo superior em R\$ 63,96/m².

As principais vantagens do sistema de laje estrutural são a redução dos custos com mão de obra em até quatro vezes, também em até quatro vezes das horas trabalhadas e do tempo total para execução da laje.

6.3. Dimensionamento

Na metodologia apresentada para o dimensionamento de fachadas ventiladas, em todas as situações testadas, as espessuras determinadas em função da resistência do ponto de ancoragem (etapa 2) foram bastante superiores as espessuras calculadas em função do máximo momento atuante no centro da placa (etapa 1). Este fato também é observado em Camposinhos (2.009) e indica a importância da avaliação da resistência no ponto de ancoragem nos projetos de fachadas ventiladas.

Como exemplo, para placas 60 x 100 cm na primeira etapa foi calculada espessura de 17 mm para o VCB, de 14 mm para o PSG e de 18 mm para o BD. Considerando a segunda etapa a espessura calculada foi de 26 mm para o VCB, de 22 mm para o PSG e de 51 mm para o BD.

Para pisos elevados em placas de 60 x 60 cm as espessuras calculadas foram de 35 mm para o VCB, de 30 mm para o PSG e 35 mm para o BD. Para placas de 80 x 80 cm as espessuras foram de 35 mm para o VCB, de 30 mm para o PSG e de mm 40 para o BD. Estes resultados indicam que a espessura mínima para placas devem ser de 30 mm e não de 20 mm como empregado pela prática nacional.

O valor três sugerido pela norma ASTM C 1242:2.012a e empregado nesta pesquisa para o coeficiente de segurança global em todas situações analisadas (ensaio por 3 e por quatro pontos, espessuras de 20 e 30 mm e três tipos de rocha) garantiu que as tensões admissíveis ficassem dentro do trecho elástico do diagrama tensão *versus* deformação na flexão.

O método dos estados limites últimos (ELU) empregados no dimensionamento das lajes estruturais considera individualmente a variação dos esforços e das resistências. Existindo parâmetros nos códigos estruturais vigentes esta metodologia se torna mais adequada do que os critérios das tensões admissíveis empregados atualmente.

Segundo Guere (1.998) o coeficiente de segurança global deve ser definido em função do tipo litológico e da variabilidade dos ensaios de resistência. A crítica a esse trabalho é considerar a variabilidade das resistências sem levar em conta a variabilidade das solicitações.

A análise da confiabilidade vem se afirmando como ferramenta de auxílio em projetos estruturais, graças ao novo conceito: “de qual é a probabilidade de ruína aceitável no projeto”. Para diversos tipos de materiais em diversas aplicações são definidos valores limites para a probabilidade de ruína e o índice de confiabilidade. Com estes valores é possível calibrar o coeficiente de segurança. Quando a probabilidade de ruína é superior ao limite estabelecido o fator de segurança deve ser aumentado caso contrário ele pode ser diminuído.

Para placas de rocha em sistemas não aderentes não existem ainda nos códigos estruturais valores para os parâmetros de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade. Mesmo assim, os resultados obtidos na pesquisa permitem inferir que rochas com menor resistência média em relação a outras podem ter também menor probabilidade de ruína, graças a uma menor dispersão nos resultados.

Como exemplo, comparamos os resultados entre os “granitos” BD e VCB. Na condição seca e em todas as situações testadas, o VCB obteve maior resistência média do que o BD. Porém em todas as simulações de confiabilidade, pelos métodos Form e Simulação Monte Carlo, as probabilidades de ruína do BD foram inferiores ao VCB.

As metodologias empregadas de Simulação Monte Carlo e a FORM, são ideais para curvas de solicitações não normais. Os resultados entre as duas simulações foram bastante próximos.

7. CONCLUSÕES

A metodologia apresentada para o dimensionamento de placas de “granito” em fachadas ventiladas é inovadora, uma vez que considera a carga de ruptura na região dos *inserts* metálicos. Placas de 60 x 100 cm (pequena dimensão), considerando apenas a tensão máxima atuante no centro da placa, podem ser empregadas com 20 mm de espessura para as três rochas pesquisadas. Porém, quando considerada o esforço no apoio as espessuras calculadas foram de 30 mm para o VCB, de 25 mm para o PSG e de 55 mm para o BD.

A metodologia apresentada para o dimensionamento de pisos elevados com placas pétreas é inédita. Graças ao modelo construído no programa STRAP e calibrado com dados do protótipo instrumentado foi possível determinar as tensões atuantes no sistema com maior precisão e realizar o dimensionamento. Para placas de 60 x 60 cm (pequena dimensão) as espessuras calculadas foram de 35 mm para o VCB, de 30 mm para o PSG e de 35 mm para o BD.

Esses resultados são fortes indicativos de que as premissas das normas internacionais que preconizam espessura mínima de 30 mm para placas em sistemas não aderentes são mais coerentes do que a espessura mínima de 20 mm empregadas pela prática nacional.

A metodologia apresentada para o dimensionamento de lajes estruturais consegue, de maneira satisfatória, prever as cargas máximas que atuam no sistema. Porém, antes de difundir este tipo de aplicação diversas questões devem ser avaliadas como, por exemplo, o efeito do impacto de cargas acidentais, o comportamento de todo o sistema ao longo da vida útil, o tipo de reforço estrutural a ser empregado.

7.1. Sugestões para trabalhos futuros

- ✓ Estudar a influência do número de amostras na variação do desvio-padrão dos testes de caracterização tecnológica estrutural das placas de rochas aplicadas em sistemas não aderentes de fixação. As propriedades a serem avaliadas são resistência à tração

na flexão por três e por quatro pontos; bem como os respectivos módulos de elasticidade.

- ✓ Ampliar, para uma variedade maior de tipos de rochas, o estudo realizado nesta pesquisa para determinação do módulo de Young por métodos estáticos e dinâmicos.
- ✓ Realizar mais ensaios de resistência à tração na flexão (mínimo 50 amostras) das três rochas estudadas e por inferências estatísticas estabelecer relação com a população de 6 amostras (realizado na pesquisa).
- ✓ Realizar o dimensionamento das fachadas ventiladas e dos pisos elevados pelo critério dos estados limites últimos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABUSSAMRA, J. M.. Projeto arquitetônico do edificio João Salem. JNA Arquitetura e Planejamento. São Paulo, 2.009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C 99: *Standard Test Method for Modulus of Rupture of Dimension Stone*. Filadélfia, 2.009.

_____. ASTM C 880: *Standard test method for flexural strength of dimension stone*. Filadélfia, 2.009.

_____. ASTM C 1242: *Standard Guide for Selection, Design, and Installation of Dimension Stone Attachment Systems*. Filadélfia, 2.012.

_____. ASTM C 1259: *Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio for Advanced Ceramics by Impulse Excitation of Vibration*. Filadélfia. 2.008.

_____. ASTM C 1352: *Standard Test Method for Flexural Modulus of Elasticity of Dimension Stone*. Filadélfia, 2.009 .

_____. ASTM C1354: *Standard test method for strength of individual stone anchorages in dimension stone*. Filadélfia, 2.009.

_____. ASTM D 2845: *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*. Filadélfia, 2.008.

_____. ASTM D 7012: *Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*. Filadélfia, 2.010.

ARCOWEB. Construção do e-Tower. Disponível em: www.arcoweb.com.br. Acessado em: 12 de maio de 2.010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2.007.

_____. ABNT NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2.008.

_____. ABNT NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2.013.

_____. ABNT NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2.006.

_____. ABNT NBR 15805: Placa de concreto para piso - Requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro, 2.010.

_____. ABNT NBR 15844: Rochas para revestimentos – Requisitos para granitos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. ABNT NBR 15845: Rochas para revestimentos – Métodos de ensaio. ANEXO C – Coeficiente de dilatação térmica linear. Rio de Janeiro, 2.010.

_____. ABNT NBR 15845: Rochas para revestimentos – Métodos de ensaio. ANEXO F – Módulo de ruptura. Rio de Janeiro, 2.010.

_____. ABNT NBR 15845: Rochas para revestimentos – Métodos de ensaio. ANEXO G – Flexão por carregamento em quatro pontos. Rio de Janeiro, 2.010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ROCHAS ORNAMENTAIS. Balanço das exportações e importações brasileiras de rochas ornamentais e de revestimento: Informe 01/2013. ABIROCHAS. São Paulo, 2.013.

_____. Catálogo de Rochas Ornamentais do Brasil. ABIROCHAS. São Paulo, 2.002. [CD –ROM]

BECK, A.T.. StRAnD - *Structural Reliability Analysis and Design*. Desenvolvimento de Programa Computacional para Análise de Confiabilidade de Estruturas. Projeto de Pesquisa FAPESP, 2007/00154-4, São Carlos, 2.007.

BECK; A. T.. Apostila do curso de confiabilidade estrutural. Departamento de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos, 2.011.

BERNARDES, M.. Tecnologias construtivas de pisos elevados para áreas externas de edificações. 221 p.. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2.009.

BORTZ, S. A.; WONNEBERGER, B.. *Laboratory evaluation of building Stone weathering. Degradation of natural building Stone*. Editado por Labuz, J. F... *Geotechnical Special Publication* nº 72. Geo Institute. Asce. Minnesota, 1.997.

CAMPOS; H. D.. Alterabilidade de rochas ornamentais silicatadas: influência dos aspectos petrográficos. 58 p. Trabalho de conclusão de curso – Instituto de Geociências e Ciências Exatas da Universidade Estadual Paulista. Rio Claro, 2.007.

CAMPOSINHOS, R. S. Dimension stone design – partial safety factors: reliability safety approach. *Proceedings of Institution of Civil Engineers – Construction Materials* 165. Issue CM 3, pages 145-159, Londres, 2.012.

CAMPOSINHOS, R. S.. *Revestimentos em Pedra Natural com Fixação Mecânica: Dimensionamento e Projecto*. Edições Sílabo, Lda. 1ª edição, Lisboa, 2.009. 199 p.

CINTRA, J. C.; AOKI, N.. *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. Oficina de textos. 96 p. São Paulo, 2010.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 18516-3: *Back-ventilated, non-loadbearing, external enclosures of buildings, made from natural stone: Design and installation*. Berlin, 2.013.

DUTRA, M. R. Caracterização de Revestimentos em Fachadas Ventiladas. Análise do Comportamento. 85 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico de Lisboa. Lisboa, 2.010.

ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V.. Probability-based criteria for structural design. *Structural Safety* nº 1, p.15-26, 1982.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1341: *Slabs of natural stone for external paving. Requirements and test methods*. CEN, Brussels, 2001.

_____. EN 1990: *Eurocode: Basis of structural design*. CEN, Brussels, 2.002.

_____. EN 12372: *Natural stone test methods — Determination of flexural strength under concentrated load*. CEN, Brussels, 2.006.

_____. EN 12825: *Raised Access Floors*. CEN, Brussels, 2001.

_____. EN 13161: *Natural stone test methods — Determination of flexural strength under constant moment*. CEN, Brussels, 2.008.

_____. EN 13364: *Natural stone test methods. Determination of the breaking load at dowel hole*. CEN, Brussels, 2.002.

_____. EN 14066: *Natural stone test methods. Determination of resistance to ageing by thermal shock*. CEN, Brussels, 2.003.

EZIMUT. Locais para visitar em Lisboa. Disponível em: www.ezimut.com. Acessado em: 30 de abril de 2.013.

FEDERAÇÃO DAS INDÚSTRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Proposta de política industrial para a construção civil – edificações. DECONCIC/FIESP, São Paulo, 2.008.

FERREIRA, L. S. O.. Tecnologia para revestimento de fachadas com pedras naturais. In: Primeiro Congresso Internacional de Rochas Ornamentais. Guarapari, 2.005.

FLAIN, E. P.. Tecnologia de produção de revestimentos de fachadas de edifícios com placas pétreas. 180p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1.995.

FRASCÁ, M. H. B. O.. Estudos experimentais de alteração acelerada de rochas graníticas para revestimento. 281p. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2.003.

FRAZÃO, E. B. FARJALLAT, J. E. S.. Proposta de especificação para rochas silicáticas para revestimento. In: VII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia., V.1, ABGE. p. 369-380. Rio de Janeiro, 1.996.

GERE, A. S.. *Design Considerations for Using Stone Veneer High-Rise Buildings, New Stone Technology, Design and Construction for Exterior Wall Systems*. ASTM STP 996, p.32-46. Philadelphia, 1.988.

GRANITO MÁRMORES E METAIS – GMM. Catálogo institucional. São Paulo, 2.003.

GRANITO MÁRMORES E METAIS – GMM. Obras Realizadas. Disponível em: <http://www.gmm.com.br/v1/Site/Works.aspx>. Acesso em: 15 de julho 2.013.

GONZALEZ-MESONES, F. L., VILLÁN, J. E. AGUIRRE, G. N.. *Manual para el uso de la piedra en la arquitectura*. Informstone Technic & Business. Vizcaya, Espanha, 2.001.

GUIA DA CONSTRUÇÃO: CUSTOS, SUPRIMENTOS E SOLUÇÕES TÉCNICAS. Editora Pini, nº 129, ano 65, São Paulo, 2012.

HERMAN, L. F. A.. Projeto Arquitetônico de edifício eTower. Aflalo & Gasperini arquitetos associados. São Paulo, 2.005.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT. Catálogo de Rochas Ornamentais do Estado de São Paulo. IPT. São Paulo, 2000. [CD-ROM]

LEWIS, M. D. *Characteristics that affect the Integrity of Existing Thin Stone Cladding*. Journal of ASTM International, v. 4, número 6. Filadélfia, 2.007.

LEWIS, M.D.. *Modern Stone Cladding: Design and Installation of Exterior Dimension Stone Systems*. ASTM, 136 p. Filadélfia, 1.995 .

MOREIRAS, S. T. F.. Estudo sobre o revestimento de fachadas de edifícios altos com granitos ornamentais. 86 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2.005.

MOREIRAS, S. T. F.; PARAGUASSÚ, A. B.; RIBEIRO, R. P.. *Dimension Stone for Building Façades: Methodology for Structural Design*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Volume 67. February, 2008.

MOREIRAS, S. T. F.; PARAGUASSU, A. B. Viabilidade do uso de placas de granito como lajes em edificações. Revista do Ambiente Construído. Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído – ANTAC. V. 12, número 4, p. 25-36, Porto Alegre, out-dez 2.012.

NAGGATZ, S. G.; GERNS, E. A. *Full-scale Flexural Strength Testing for Stone Cladding Design*. Journal of ASTM International, v. 4, número 7 . Filadélfia, 2.007.

PAZETO, A.; PARAGUASSÚ, A.B.. Estudo experimental da telagem de rochas “graníticas” com fibras de sisal. In: 14º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE. Rio de Janeiro. 2.013.

REVISTA ROCHAS DE QUALIDADE. Edifício João Salem. São Paulo, EMC editores associados. ANO XLI, nº 203, NOV/DEZ 2008.

RESONANT FREQUENCY AND DAMPING ANALYSER (RFDA). IMCE software. Versão 6.02. Genk, Bélgica, 2.010.

SILVA JUNIOR, C. R. A.. Análise de confiabilidade estrutural adaptativa componentes mecânicos utilizando análise de sensibilidade. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1.998.

SIMÃO, J.; CARVALHO, C. (2005). Ornamental Stone decay in cold and polluted environments – Degradation evaluation based on resonancy frequency measurements and flexural strength tests. In: Primeiro Congresso Internacional de Rochas Ornamentais, 2005, Guarapari. CD-ROM.

SIQUEIRA JUNIOR; A. A. (2.003). Tecnologia de fachada cortina com placas de grés porcelanato. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2.003.

STRAP - Structural Analysis Program. Versão 2.011. São Paulo, 2.011.

TABELA de COMPOSIÇÕES DE PREÇOS PARA ORÇAMENTOS – TCPO. Editora Pini, 13ª edição [CD-ROM]. São Paulo, 2.011.

TIMOSHENKO, S. P.. Resistência dos Materiais, Volume II. Editora Ao Livro Técnico S. A. Traduzido por Domício Falcão Moreira. Rio de Janeiro, 1.977.

TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY, S.. *Theory of plates and shells*, second edition. MCGRAW-HILL INTERNATIONAL EDITIONS, New York, 1.959.