



Universidade Federal da Paraíba

Centro de Tecnologia

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

– MESTRADO –

**ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E CONCRETO FRESCO EM
CONDIÇÕES DE CONCRETAGEM SUBMETIDAS A VIBRAÇÕES.**

Por

Gabryela Ferreira Belo

*Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal da
Paraíba para obtenção do grau de Mestre*

João Pessoa – Paraíba

Setembro de 2017



Universidade Federal da Paraíba

Centro de Tecnologia

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

– MESTRADO –

**ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E CONCRETO FRESCO EM
CONDIÇÕES DE CONCRETAGEM SUBMETIDAS A VIBRAÇÕES**

Dissertação submetida ao
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil e Ambiental da
Universidade Federal da Paraíba, como
parte dos requisitos para a obtenção do
título de Mestre.

Linha de Pesquisa:
Estruturas e materiais.

Gabryela Ferreira Belo

Orientador: Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel

João Pessoa – Paraíba

Setembro de 2017

**Catalogação na publicação
Seção de Catalogação e Classificação**

B452a Belo, Gabryela Ferreira.

Aderência entre o aço e concreto fresco em condições de concretagem submetidas a vibrações / Gabryela Ferreira Belo. - João Pessoa, 2017.

0 f. : il.

Orientação: Roberto Leal Pimentel.
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT.

1. Engenharia civil. 2. Aço - Aderência. 3. Concreto - Aderência. I. Pimentel, Roberto Leal. II. Título.

UFPB/BC

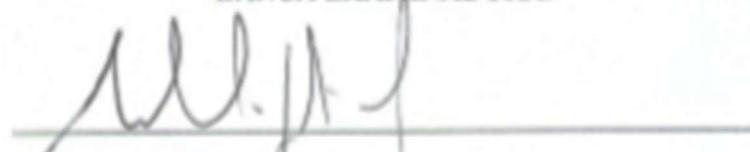
**ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E CONCRETO FRESCO EM
CONDIÇÕES DE CONCRETAGEM SUBMETIDAS A VIBRAÇÕES**

por

GABRYELA FERREIRA BELO

Dissertação aprovada em 29/09/17, no período letivo 2017.2 como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel – UFPB

(Orientador)



Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo – UFPB

(Examinador Interno)



Prof. Dr. Flávio de Andrade Silva – PUC-Rio

(Examinador Externo)

João Pessoa, Setembro de 2017.

Dedico a Deus.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus por me conceder graças todos os dias em minha vida.
“Louvado seja Deus, que vive e reina para sempre” Tb, 13:2.

Dedico todo meu esforço a Mãezinha.

Agradeço aos meus pais, Josefa Maria e Everaldo, que sempre me deixaram livre para as escolhas da vida e sempre aconselharam e rezaram por mim.

Agradeço a acolhida de Dona Célia, professora dedicada e minha conselheira durante essa jornada, e seu filho, Licarion, pela sua bondade e amizade.

Agradeço ao professor Roberto Pimentel pela dedicação, orientações e os valiosos ensinamentos.

Ao CNPq pelo apoio financeiro concedido.

Agradeço de coração também a todos os funcionários do Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade; em especial a Sebastião Leandro Filho, Ricardo Luiz de Carvalho, Delby Fernandes de Medeiros Filho e Cláudio Matias da Silva que sempre se puseram à disposição para me ajudar.

Aos meus familiares e amigos, que sempre me apoiaram, principalmente às pessoas com quem formei laços para toda a vida, em especial a Fabianne Azevedo e Mariane Rodrigues.

A professora Cida Lopes (*in memoriam*) que sempre viu o melhor de mim.

RESUMO

BELO, G. F. Aderência entre o aço e concreto fresco em condições de concretagem submetidas a vibrações. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba (UFPB), 101 p. João Pessoa: 2017.

As estruturas de concreto armado necessitam da aderência entre o aço e o concreto para sua plena funcionalidade. Esta aderência acontece por meio da transferência de tensões do concreto para as armaduras. Reparos, reabilitação e alargamentos em ponte, com uso de concreto fresco e a colocação de barras de aço, com as pontes liberadas para uso, causam vibrações que podem modificar a aderência entre o aço e o concreto. O objetivo principal dessa pesquisa foi avaliar a influência do tipo de sinal vibratório na aderência entre o aço e o concreto, quando a concretagem é sujeita a vibrações, para a condição do concreto fresco. Também foi avaliada a resistência à compressão do concreto por ser o principal parâmetro para os critérios de construção. Os corpos de prova utilizados foram compostos por barras de 20 mm inseridas em corpos de prova de concreto e a resistência característica à compressão (f_{ck}) do concreto foi de 20 MPa aos 28 dias, sendo utilizado o procedimento de acordo com a RILEM RC-6 (1983). As amostras foram vibradas logo após a moldagem em um atuador eletrodinâmico simulando Velocidade de Partícula de Pico (PPV's) de pontes de acordo com limites propostos na literatura e frequências observadas em pontes brasileiras. Os corpos de prova foram vibrados com dois tipos de sinal: senoidal puro e varredura senoidal com frequências de 8,5 e de 5-12 Hz, respectivamente. A partir dos resultados foi possível concluir que os concreto vibrado pode ter ganhos de resistência de aderência de até 33,2% quando está submetido a um sinal de varredura com PPV de 5 cm/s. Resultados contrários foram obtidos a partir dos ensaios de resistência à compressão, que sofreram redução de até 33% na resistência à compressão quando submetido a um sinal senoidal com PPV de 5 cm/s.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência de aderência; vibração de tráfego; teste de arrancamento; pontes.

ABSTRACT

BELO, G. F. **Bond resistance between steel and fresh concrete in concreting conditions subjected to vibration.** MSc Dissertation - Federal University of Paraíba (UFPB), 101 p. João Pessoa: 2017.

Reinforced concrete structures require bond between steel and concrete to perform achieve functionality. This bonding occurs through the transfer of stresses from concrete to reinforcement. Repairs, rehabilitation and enlargement of bridges release for use using fresh concrete and placement of steel bars, cause vibrations that can modify the bond between steel and concrete. The main objective of this research was to evaluate the influence of the vibration signal type on the bond between steel and concrete when the fresh concrete is subjected to vibrations. Compressive strength was also evaluated because it is the main parameter for the construction criteria. The specimens used for the bond test consisted of 20 mm steel bars inserted into concrete specimens and the concrete compression strength (f_{ck}) was 20 MPa at 28 days, using the procedure described in RILEM RC-6 (1983). The samples were vibrated shortly after casting in an electrodynamic actuator simulating Peak Particle Velocity (PPV's) of bridges according to limits proposed in the literature and frequencies observed in brazilian bridges. The specimens were vibrated with two types of signal: sine and sweep sines with frequencies of 8.5 and 5-12 Hz, respectively. From the results it was possible to conclude that the vibrated concrete can have bond strength gains of up to 33.2% using the sweep sine with PPV of 5 cm/s. Opposite results were obtained from the compressive strength tests, which suffered reduction of up to 33% in their value using a sine signal with PPV of 5 cm/s.

KEY-WORDS: Bond strength; steel-concrete adhesion; traffic vibration; pull out test; bridges.

SUMÁRIO

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SÍMBOLOS

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
1.2. JUSTIFICATIVA	18
1.3. OBJETIVOS	20
1.3.1. Objetivo geral	20
1.3.2. Objetivos específicos	20
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	20
2. ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	22
2.1. O FENÔMENO DA ADERÊNCIA	22
2.2. ADERÊNCIA E FENDILHAMENTO	25
2.3. FISSURAÇÃO E ADERÊNCIA	26
2.4. TIPOS DE RUPTURA	27
2.5. CONDIÇÕES DE BOA OU MÁ ADERÊNCIA	28
2.6. RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA DE CÁLCULO	29
2.6.1. NBR 6118 (2014)	29
2.6.2 ACI 318 (2008)	31
2.7. FATORES QUE INFLUENCIAM A ADERÊNCIA	32
2.7.1. Características geométricas das nervuras	33
2.7.2. Posição e localização da barra na concretagem	33
2.7.3. Diâmetro da barra	33
2.7.4. Composição do concreto	34
2.7.5. Resistência mecânica do concreto	34
2.7.6. Aditivos superplasticificantes	35
2.8. ENSAIOS PARA A OBTENÇÃO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA	35
2.8.1. Ensaio de arrancamento (Pull-out Test)	35
2.8.2. Ensaio de arrancamento ASTM C-234 (1991)	37

2.8.3. Ensaio de arrancamento RILEM-FIB-CEB (1983).....	39
3. VIBRAÇÕES NO CONCRETO FRESCO.....	41
3.1. CARACTERÍSTICAS DAS VIBRAÇÕES	41
3.2. EFEITOS DAS VIBRAÇÕES NO CONCRETO ARMADO	42
3.2.1. Influências das vibrações relacionadas com fatores característicos das estruturas de concreto armado.....	44
3.2.1.1. Consistência do concreto	44
3.2.1.2. Diâmetro da barra	44
3.2.1.3. Posição da barra.....	45
3.2.1.4. Durabilidade do concreto	45
3.2.1.5. Tempo de vibração	47
3.2.1.6. Fonte de vibração	47
3.3. LIMITES DE VIBRAÇÃO	48
4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	50
4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	50
4.1.1. Cimento	50
4.1.2. Agregado Miúdo.....	50
4.1.3. Agregado Graúdo	51
4.1.4. Água	52
4.1.5. Aditivo.....	52
4.1.6. Características do concreto, dosagem e procedimentos de mistura.....	53
4.1.7. Propriedades do concreto fresco.....	53
4.1.8. Propriedades do concreto no estado endurecido.....	54
4.1.8.1. Resistência à compressão axial	54
4.1.8.2. Resistência à tração por compressão diametral	54
4.1.8.3. Módulo de elasticidade.....	55
4.1.9. Caracterização das barras de aço.....	55
4.2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	58
4.2.1. Variáveis dos experimentos.....	58
4.2.2. Equipamentos e dispositivos utilizados.....	62
4.2.2.1. Dispositivos utilizados nos ensaios dinâmicos	62
4.2.2.2. Dispositivos utilizados no ensaio de arrancamento	63
4.2.3. Ensaios de resistência à compressão	66
4.2.4. Ensaios de arrancamento	66

5. RESULTADOS.....	69
5.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA PRÉ-EXPERIMENTAL	69
5.1.1. Teste de normalidade de Shapiro-Wilk	69
5.1.2. Teste T-student.....	70
5.2. ANÁLISE VISUAL DO CONCRETO.....	70
5.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO	72
5.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA	74
5.4.1. Forma de ruptura	74
5.4.2. Resultados experimentais <i>versus</i> normativos.....	75
5.4.3. Análise estatística da resistência à aderência	77
5.5. ANÁLISE DA TENSÃO ÚLTIMA DE ADERÊNCIA <i>VERSUS</i> RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	79
5.6. PROCEDIMENTO INVESTIGATIVO A FIM DE IDENTIFICAR DIFERENÇAS SIGNIFICATIVAS NA CONSTITUIÇÃO DO MATERIAL	81
5.6.1. Análise de poros do concreto	81
5.6.2. Análise de densidade do concreto	83
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	86
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	86
6.2. PESQUISAS FUTURAS.....	88
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
APÊNDICE	95
APÊNDICE A - CARACTERIZAÇÃO DO CIMENTO	95
APÊNDICE B - CURVAS DE TENSÃO DE ADERÊNCIA VERSUS DESLIZAMENTO.....	95
APÊNDICE C - VALORES DOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA E COMPRESSÃO	97
APÊNDICE D - TESTE DE TUKEY	98
APÊNDICE E - RESULTADOS DOS ENSAIOS INVESTIGATIVOS.	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Aderência por adesão. Fonte: FUSCO, 1995.....	22
Figura 2.2 – Aderência por atrito. Fonte: FUSCO, 1995.....	23
Figura 2.3 – Aderência mecânica. Fonte: FUSCO, 1995.....	24
Figura 2.4 - Diagrama esquemático de tensão de aderência x escorregamento do ensaio de arrancamento Fonte: FIB, 1999.....	25
Figura 2.5 – Trajetória das tensões principais no concreto. Fonte: LEONHARDT & MÖNNIG, 1978.....	25
Figura 2.6 – Tensões atuantes na ancoragem por aderência de barra com saliências Fonte: FUSCO, 1995.....	26
Figura 2.7 – Fissuração por tração. Fonte: FUSCO, 1995.....	27
Figura 2.8 – Rupturas por fendilhamento (a) e arrancamento (b). Fonte: COLLINS & MITCHELL, 1997.....	27
Figura 2.9 – Critérios básicos para a classificação das zonas de aderências. Fonte: LEONHARDT E MÖNNIG, 1978.....	29
Figura 2.10 - Comparaçao do ensaio POT e a aderência calculada pela NBR 6118. Fonte: CARVALHO & PIMENTEL, 2013.....	31
Figura 2.11 - Formação de espaços vazios ou poros sob as barras concretadas em posição horizontal. Fonte: LEONHARDT E MÖNNIG, 1977.....	33
Figura 2.12 - Influência da resistência à compressão na tensão de aderência. Fonte: Soroushian <i>et al.</i> 1991.....	35
Figura 2.13 – Corpos de prova para ensaio de arrancamento e respectivas variações da tensão de aderência ao longo do comprimento. Fonte: LEONHARDT E MÖNNING, 1977.....	36
Figura 2.14 – Corpo de prova para o ensaio de arrancamento com barra na vertical (a) e horizontal (b). Fonte: ASTM C-234, 1991.....	38
Figura 2.15 – Corpo de prova para o ensaio de arrancamento. Fonte: RILEM-FIP-CEB, 1983.....	39
Figura 3.1 – Representação do sinal de varredura. Fonte: NATIONAL INSTRUMENTS, 2017.....	42
Figura 3.2 – Gráfico comparativo da evolução da tensão de aderência e deslizamentos da barra durante ensaios de arrancamento em corpos-de-prova vibrados e não vibrados. (a) Blocos com barras posicionadas na horizontal e (b) vertical. Fonte: FERNANDES <i>ET AL.</i> (2011).....	45
Figura 3.3 – Fissuras transversais no concreto dias após a reabilitação da ponte Vachon. Fonte: CUSSON E REPETTE, 2000.....	46
Figura 4.1 – Distribuição granulométrica da areia.	51
Figura 4.2 – Distribuição granulométrica da brita.....	52
Figura 4.3 – Ensaio de resistência à compressão axial.....	54
Figura 4.4 – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	55
Figura 4.5 – Leitura do ângulo das nervuras.....	56
Figura 4.6 – Leitura do espaçamento médio das nervuras.....	56
Figura 4.7 – Leitura da altura das nervuras.....	57
Figura 4.8 – Gráficos dos sinais no domínio no tempo.....	60
Figura 4.9 – Diagrama de montagem dos equipamentos usados nos ensaios dinâmicos.	63
Figura 4.10 – Foto da montagem dos equipamentos usados nos ensaios dinâmicos.	63

Figura 4.11 - Máquina universal de ensaios	64
Figura 4.12 – Diagrama do dispositivo e instrumentação do modelo de arrancamento.	65
Figura 4.13 – Foto do dispositivo e instrumentação do modelo de arrancamento.	65
Figura 4.14 – Desenho esquemático do corpo de prova.....	67
Figura 4.15 – Procedimento de limpeza das barras.....	67
Figura 4.16 – (a) Forma com barra posicionada, (b) colocação do concreto e adensamento das camadas. (c) e (d) Corpos de prova moldados e com acabamento final da face superior.	68
Figura 5.1 – Corpos de prova vibrados com camada superior em forma de pó.	70
Figura 5.2 – “Caminhos” de areia formados decorrente da vibração do concreto fresco.	71
Figura 5.3 – Corpo de prova do ensaio vibrado após a ruptura.....	71
Figura 5.4 – Gráfico com médias e desvios-padrão para carga de ruptura de compressão.	73
Figura 5.5 – Ruptura por arrancamento (neste caso a barra foi puxada até 3 cm para fora do corpo de prova de concreto, por segurança o LVDT foi retirado).	75
Figura 5.6 – Ruptura por fendilhamento.	75
Figura 5.7 – Comparação entre os resultados experimentais e normativos.....	76
Figura 5.8 – Gráfico com médias e desvios-padrão para força de tração para o ensaio de aderência.	78
Figura 5.9 – Gráfico comparativo entre aderência e compressão.....	80
Figura 5.10 – Médias e desvios das tensões de aderência e compressão.	80
Figura 5.11 - Máquina de corte (a) e amostras já cortadas e preparadas (b).	82
Figura 5.12 - Microscópio eletrônico Stemi 508 e Axiocam 105 color.	82
Figura 5.13 - Corpos de prova pesados (a) e medidos (b).....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Estudos de concreto fresco submetidos a vibrações de tráfego.....	43
Tabela 3.2 - Recomendações de limites máximos de PPV. Fonte: ANSELL E SILFWERBRAND, 2003.....	49
Tabela 4.1 – Caracterização do cimento*.....	50
Tabela 4.2 – Características físicas da areia.....	51
Tabela 4.3 – Características físicas da brita.	52
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios do concreto no estado fresco.....	53
Tabela 4.5 – Características geométricas da barra de 20 mm.	57
Tabela 4.6 – Características mecânicas da barra.	57
Tabela 4.7 – Frequências naturais de pontes brasileiras. Fonte: Adaptado de LSE (2010).	59
Tabela 4.8 – Variáveis do experimento.	61
Tabela 5.1 – Dados do Teste de Shapiro-Wilk.....	69
Tabela 5.2 – ANOVA para a carga de ruptura de compressão.	72
Tabela 5.3 – Agrupamento em letras do teste de Tukey para carga de ruptura de compressão.	73
Tabela 5.4 – Redução das resistências à compressão dos vibrados em relação aos corpos de prova não vibrados.....	74
Tabela 5.5 – Tensões de aderência experimental e normativos.	75
Tabela 5.6 – ANOVA para a força de tração dos ensaios de aderência.....	77
Tabela 5.7 – Agrupamento em letras do teste de Tukey para a resistência de aderência.	77
Tabela 5.8 – Acréscimo das resistências de aderência dos corpos de prova vibrados em relação aos corpos de prova não vibrados.	79
Tabela 5.9 - Amostras para análise de poros.	81
Tabela 5.10 - Resultados da ANOVA para análises dos poros por mm ²	83
Tabela 5.11 - Amostras para análise da densidade do concreto.	84
Tabela 5.12 - Resultados da ANOVA para análises da densidade do concreto.	85

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_{tt} - força de tração transversal;

c - distância entre barras ou cobrimento;

d_b - diâmetro nominal da barra;

f_{bd} - tensão de aderência de cálculo;

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

$f_{ct,m}$ - resistência à tração média;

f_c / f_{cm} - resistência média à compressão do concreto;

f_{ctd} - resistência de cálculo do concreto à tração direta;

$F_{ctk,inf} / F_{ctk,sup}$ - Coeficientes para resistência à tração de cálculo da NBR 6118 (2014);

F_t - força de tração;

F_{tu} - limite de ruptura do aço;

f_y - resistência ao escoamento do aço;

K_{tr} - índice de armadura transversal;

ℓ - comprimento do trecho de aderência da barra no corpo de prova;

l_d - comprimento de ancoragem básico de barras tracionadas;

η_1, η_2 e η_3 - parâmetros de resistência de aderência de cálculo da NBR 6118 (2014);

V_p - Velocidade de aplicação de força;

γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

τ_b - tensão de aderência;

τ_{bm} - tensão média de aderência;

τ_{bu} - tensão última (máxima) da aderência;

u - Tensão de aderência pela ACI 318 (1983);

ϕ - diâmetro da barra;

$\psi_t, \psi_e, \psi_s, \lambda$ = fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem.

R_{b1} - Aderência por adesão;

R_{b2} - Aderência por atrito;

R_{b3} - Aderência mecânica;

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

- AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials;
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- ASTM - American Society for Testing and Materials;
- CEB - Comité Euro-International du Béton;
- CP - Corpo de prova;
- FIB - Fédération Internationale du Béton;
- ISO - International Organization for Standardization;
- LABEME - Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas;
- LVDT - Linear Variable Differential Transformer;
- NBR - Normas Brasileiras;
- POT - Pull-out test (ensaio de arrancamento);
- PPV - Velocidade vibração de Partícula de Pico;
- RILEM - Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages;
- RMS - Raiz do valor Médio Quadrático conhecido também como Valor Eficaz;
- UFPB - Universidade Federal da Paraíba.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

O crescimento populacional, o desenvolvimento do comércio e a industrialização têm sido fatores fundamentais para as buscas de expansões territoriais que utilizam pontes e viadutos para enfrentar obstáculos naturais e artificiais. Quando essas obras de arte estão em uso ficam sujeitas às vibrações produzidas pelo tráfego.

Com o passar dos anos essas obras de arte começam a se deteriorar, e também ficam obsoletas quando surgem novos critérios de construção e atualização de normas, então precisam ser reforçadas, recuperadas ou alargadas.

Assim, o concreto em ambiente com grande incidência de vibração, como pontes e viadutos, deve ter desempenho como necessidade fundamental para suprir as crescentes necessidades do setor produtivo no Brasil, as quais necessitam de expansão da infraestrutura, contam Fernandes e Almeida (2003). Esses pesquisadores ainda explicam que pontes e viadutos em processo de manutenção e ampliação podem ter a durabilidade comprometida do concreto moldado, caso esteja sem o devido controle e sem o conhecimento suficiente das vibrações relacionadas às estruturas das pontes em uso quando são feitas manutenções.

Para o bom desempenho e durabilidade das manutenções em pontes e viadutos, é necessário que os materiais, concreto e aço, tenham aderência suficiente, permitindo que a armadura e o concreto trabalhem de forma solidária; assim pode-se afirmar que a aderência tem uma grande importância para o comportamento da estrutura.

Segundo Hong e Park (2015) as pontes em recuperação e alargamento ficam com o concreto fresco sujeito as vibrações de tráfego assim que o concreto é moldado. Então questiona-se se a aderência aço-concreto pode ficar comprometida devido à exposição do concreto às vibrações causadas pelas ações do tráfego, principalmente em suas fases iniciais. Fernandes (2006) conta que nas primeiras idades ou mesmo em estado fresco, o concreto pode ser vulnerável se houver forças para o rompimento em sua matriz.

Ainda há pouco conhecimento sobre os níveis críticos de vibrações que o concreto pode ser exposto e isso pode trazer prejuízos nas propriedades do concreto caso em sua fase de cura seja exposto a vibração, ou de forma oposta, tempos de espera desnecessários com a estrutura fora de uso para que o concreto alcance uma resistência mínima, o que pode causar maiores custos em termos de tempo e dinheiro (ANSELL E SILFWERBRAND, 2003).

Deste modo, no contexto da recuperação de estruturas de pontes, esta pesquisa se delimitou em estudar, por meio de ensaios laboratoriais, o comportamento da aderência do aço e o concreto fresco, sujeito à vibração, que em uma situação prática seria a adição de concreto fresco e barras de aço na estrutura de uma ponte em funcionamento, sujeita à vibração de tráfego de veículos.

Espera-se com esse estudo contribuir para a compreensão dos efeitos da vibração do tráfego no comportamento da aderência entre o aço e o concreto fresco, no contexto do reparo sem interrupção de tráfego em viadutos e pontes.

1.2. Justificativa

Uma justificativa para esse estudo é a necessidade de reabilitação e alargamento de pontes pelo constante crescimento ou alterações no tráfego, agressões do meio ambiente nas estruturas ou pela necessidade de adequação das pontes às normas ou legislações.

Recentemente houve alterações na NBR 7188 (1982 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre) no ano de 2013, que trouxeram modificações nos projetos de pontes. As mudanças desta norma referem-se aos coeficientes de impacto nos cálculos das cargas móveis das pontes, que antes não ofereciam majoração nenhuma para as cargas atuantes. Já com a atualização da norma em 2013, Silva *et al.* (2014) perceberam que houve um aumento, devido aos coeficientes de impacto, de 62,5% nas cargas concentradas e distribuídas atuando no vão da ponte que serviu de exemplo de cálculo para comparação da norma de 1982 e sua atualização.

A partir disso, Silva *et al.* (2014) relataram que “a grande maioria das pontes existentes necessita de adequação aos padrões atuais de norma, seja pela geometria ou pela resistência aos carregamentos, exigidos no padrão atual para a malha rodoviária brasileira”.

Além disso, em projetos de pontes existe a necessidade de haver espaços onde não ocorra um tráfego regular, como acostamentos ou refúgios. Estes espaços aumentam a margem de segurança para as cargas atuantes, pois na fase de projeto, as cargas são aplicadas em toda a extensão da ponte, foi afirmado em uma das conclusões do estudo de Luchi (2006).

Apesar de não existirem leis que obriguem a construção de acostamentos, existem diretrizes do DNER (1973) que recomendam que “nas obras [de arte] de vão superior a 5 m (pontilhões), a largura da obra de arte deve corresponder à da plataforma da estrada, isto é, pista mais acostamentos”.

Entretanto, não existe amparo legal por lei Federal sobre padrões a serem obedecidos quanto à construção de acostamentos em rodovias, muito menos em pontes, justificado pela suposta suficiência e natureza infralegal do DNIT e ABNT alegados pela Câmara dos Deputados (2008).

Posteriormente, foi apresentado um Projeto de Lei Pl 8.071/2014 com objetivo de alterar leis existentes para impor a obrigatoriedade de acostamentos em rodovias, porém o projeto foi retirado de pauta pela Comissão de Viação e Transportes - CVT, de acordo com a Câmara dos Deputados (2015).

Sem acostamentos os perigos de acidentes em estradas aumentam, de acordo com o Manual de projeto e práticas operacionais para segurança nas rodovias (DNIT, 2010). E caso seja necessário suprimir os acostamentos para transformar em faixas, devem ser previstas outras medidas de segurança, como sinalizações adequadas, iluminação contínua e medidas de controle de incidentes, além de uma monitoração permanente.

Um exemplo, foi o que aconteceu com a Ponte Rio-Niterói, com a supressão da faixa de acostamento para abrir uma quarta faixa e aumentar a capacidade de veículos. Isto acabou provocando o efeito contrário; com qualquer tipo de acidente (e até um simples enguiço de um carro) levando à paralização do trânsito e engarrafamentos, pois não há refúgio para alocar os envolvidos em acidentes, os serviços de socorro e autoridades (O GLOBO, 2011).

Logo, o estudo das influências das vibrações do tráfego de veículos na aderência do concreto fresco e aço é necessário para se estabelecerem critérios para orientação de projetistas e construtores, a fim de executar obras de reabilitação e alargamentos de pontes e viadutos.

Apesar de já existirem dados que possam servir de base para uso em projetos de recuperação de estruturas, Fernandes *et al.* (2011) e Hong e Park (2015), explicam que o tema

ainda não é consolidado na literatura e tem necessidade de maiores estudos teóricos e experimentais.

Neste contexto, o presente estudo se insere objetivando contribuir com conhecimentos relevantes para o estado da arte neste âmbito.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo geral

O objetivo principal deste estudo é investigar o comportamento da resistência de aderência do aço ao concreto fresco em condições de vibrações através de experimentos em laboratório.

1.3.2. Objetivos específicos

- Conhecer a influência do tipo do sinal vibratório no comportamento da aderência entre o aço e o concreto;
- Conhecer a influência do tipo do sinal vibratório no comportamento da resistência à compressão do concreto;
- Verificar relações entre o comportamento da resistência à compressão do concreto no estado fresco ao ser submetido às vibrações com a resistência de aderência entre a barra e o concreto;
- Fazer um estudo comparativo com as equações encontradas na literatura técnica nacional e internacional (Leonhardt e Mönning, 1977; NBR 6118, 2014; ACI 318).

1.4. Estrutura da dissertação

No Capítulo 1 foi apresentada uma breve contextualização sobre a aderência entre o aço e o concreto submetido a vibrações provocadas pelo tráfego rodoviário, os objetivos e as justificativas deste trabalho.

No Capítulo 2 os conceitos de aderência aço-concreto, obtenção da resistência de aderência por cálculo e o ensaio para determinação desta são apresentados.

No Capítulo 3 são discutidos os efeitos da vibração no concreto fresco, as características das vibrações de tráfego de veículos e limites normativos de vibração.

No Capítulo 4 é apresentado o programa experimental, caracterização dos materiais e equipamentos utilizados na pesquisa e a descrição da metodologia para a realização dos ensaios de aderência.

No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados deste trabalho.

No Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões e sugestões para novas pesquisas.

2. ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

2.1. O fenômeno da aderência

O fenômeno da aderência é necessário para garantir a solidarização do aço e concreto dando origem ao concreto armado. Essa solidariedade impede que haja escorregamento entre a armadura e o concreto em seu entorno.

Aderência é composta por várias partes, resultantes de diferentes fenômenos. Essas parcelas são divididas esquematicamente em três partes: adesão, atrito e mecânica (LEONHARDT, 1977).

a) Aderência por adesão

Após a concretagem sobre uma placa de aço (Figura 2.1), verifica-se que há uma dificuldade para conseguir separar os materiais. Isso acontece por causa de fenômenos físico-químicos das reações da pega do cimento, que criam uma resistência à separação dos dois materiais; é essa resistência de aderência que é chamada de adesão (R_{b1}) (FUSCO, 1995).

Leonhardt e Mönnig (1993) ainda citam que o efeito é baseado em adesão ou forças capilares, e está diretamente dependente das condições da barra, principalmente se tratando da rugosidade e do estado de limpeza do aço. Mesmo assim, somente a adesão não é suficiente para garantir uma boa aderência.

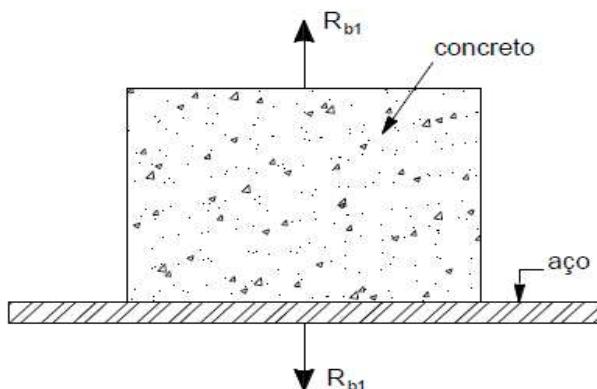


Figura 2.1 – Aderência por adesão. Fonte: FUSCO, 1995.

b) Aderência por atrito

Quando acaba a aderência por adesão, há um deslocamento relativo entre a barra e o concreto que origina uma resistência de aderência por atrito, isso acontece quando existem tensões normais na armadura (LEONHARDT E MÖNNIG, 1993).

A resistência de aderência por atrito depende da rugosidade superficial da barra, e consequentemente é influenciada pelo coeficiente de atrito entre os dois materiais. No processo de cura do concreto acontecem retracções que contribuem para o surgimento de tensões radiais (P_r) exercidas pelo concreto na barra e a barra impede parcialmente as deformações causadas pela retração do concreto (Figura 2.2); esses fenômenos causam a pressão transversal na barra criando a resistência de aderência por atrito (R_{b2}) (FUSCO, 1995).

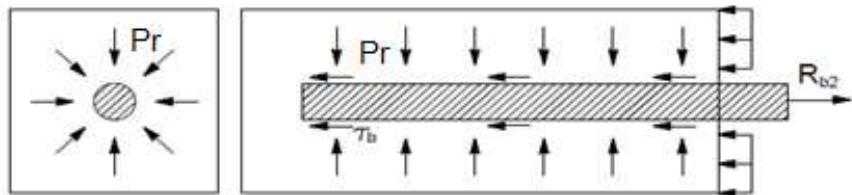


Figura 2.2 – Aderência por atrito. Fonte: FUSCO, 1995.

c) Aderência mecânica

A última parcela de aderência (R_{b3}) é garantida pela presença de saliências na superfície da barra que funcionam como apoios da barra no concreto, ocasionando tensões de compressão no concreto (LEONHARDT E MÖNNIG, 1993).

Segundo Fusco (1995) as barras nervuradas possuem saliências mais protuberantes, que são fabricadas com a intenção de aumentar a aderência ao longo da barra. Nas barras lisas também existe aderência devido a irregularidades na superfície próprias ao processo de fabricação (Figura 2.3).

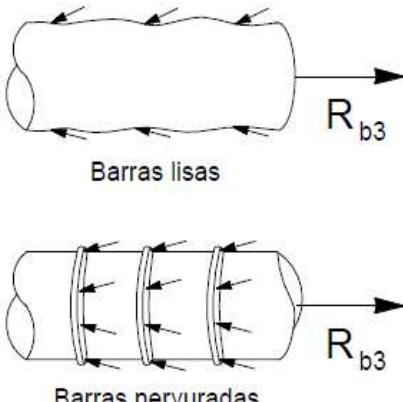


Figura 2.3 – Aderência mecânica. Fonte: FUSCO, 1995.

A separação da aderência em três parcelas é meramente esquemática, pois não é possível determinar o valor de cada uma separadamente. (Fusco, 1995; Carvalho & Filho, 2007).

Já o FIP (2000) explica em estágios, os mecanismos de aderência entre o aço e o concreto (Figura 2.4).

No estágio I, a adesão química acontece pela interação micromecânica associado à superfície do aço que é microscopicamente áspera, quando há valores baixos de tensão aplicada não ocorre deslizamento da barra, porém pode ocorrer um certo deslocamento devido às deformações próximas à interface barra-concreto.

No Estágio II, surgem as primeiras fissuras no concreto quando as tensões aumentam. Acontece a quebra da adesão química, as saliências da barra induzem grandes tensões no concreto, e ocorrem fissuras nas pontas das nervuras permitindo que a barra deslize, porém esse deslizamento é limitado pois ainda existe o encaixe da barra no concreto.

Quando as tensões de aderência aumentam, no estágio III, as fissuras se espalham radialmente, mas ainda ficam contidas pelo efeito cunha das saliências da barra sobre o concreto. Esta fase acaba quando, no estágio IV, as fissuras chegam a superfície do concreto através do fendilhamento (estágio IVa), caso o confinamento da barra pelo concreto seja pequeno; ou caso as tensões de confinamento sejam grandes suficientes para prevenir o fendilhamento do cobrimento do concreto, ocorrendo o esmagamento do concreto nas nervuras, causando o arrancamento da barra (estágio IVb).

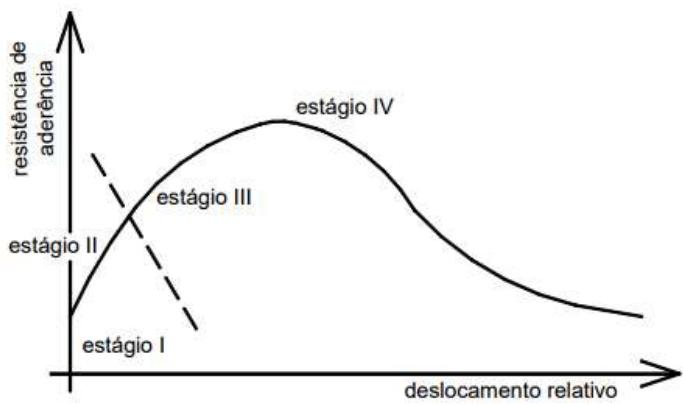


Figura 2.4 - Diagrama esquemático de tensão de aderência x escorregamento do ensaio de arrancamento Fonte: FIB, 1999.

2.2. Aderência e fendilhamento

A aplicação da força de tração (T) numa barra inserida no concreto, cria forças de compressão (C) no concreto que se propagam pelo concreto a partir da extremidade da barra, juntamente com tensões de tração (T), que são mostradas na Figura 2.5 (LEONHARDT & MÖNNIG, 1978).

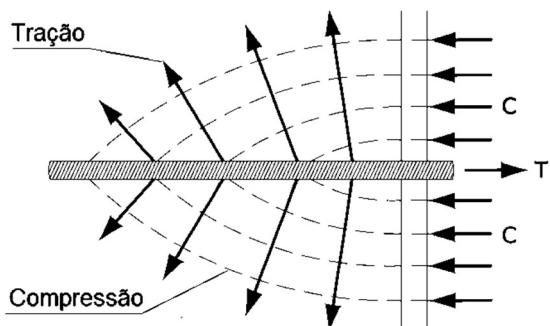


Figura 2.5 – Trajetória das tensões principais no concreto. Fonte: LEONHARDT & MÖNNIG, 1978.

A perda de aderência não se dá simplesmente pelo processo de deslizamento da barra em relação ao concreto. Em geral, existe primeiramente um fendilhamento do concreto paralelamente à barra. Pela tensão de tração transversal (σ_{tt}) no concreto (Figura 2.6), surgem as chamadas fissuras de fendilhamento (FUSCO, 1995).

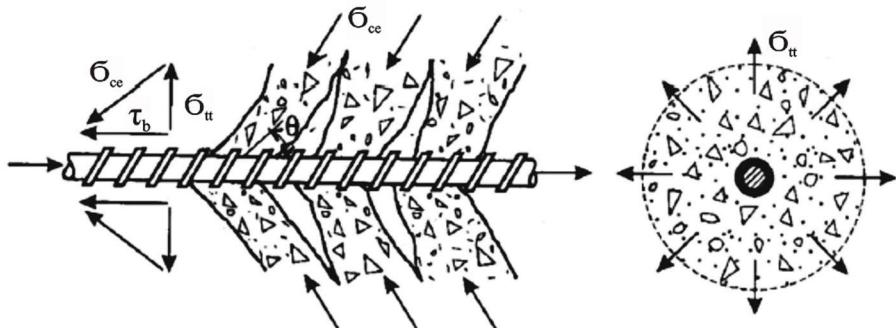


Figura 2.6 – Tensões atuantes na ancoragem por aderência de barra com saliências Fonte: FUSCO, 1995.

Para conter estas fissuras, geralmente são usadas armaduras transversais que absorvem os esforços de tração à medida que acontecem as microfissuras no concreto. Essa medida é necessária para evitar que ocorra ruptura por fendilhamento e que essa fissura chegue a superfície da peça, deixando-a vulnerável à corrosão (FUSCO, 1995).

2.3. Fissuração e aderência

A aderência entre o aço e o concreto faz com que as tensões de tração do concreto possam ser transferidas para as armaduras. Quando as solicitações são baixas, o concreto não apresenta fissuras e resiste as tensões de tração, assim é descrito o estágio I (ver Figura 2.7). Quando as solicitações de tração superam a resistência à tração do concreto, o concreto começa a fissurar e passa para o estágio II. Após a fissuração, as tensões de tração no concreto se anulam havendo um acréscimo da tensão de tração na armadura (FUSCO, 1995).

A tensão de tração da barra alcança o valor máximo nas seções fissuradas, mas à medida que se considera seções mais afastadas da fissura a tensão na armadura diminui e o concreto é novamente tracionado.

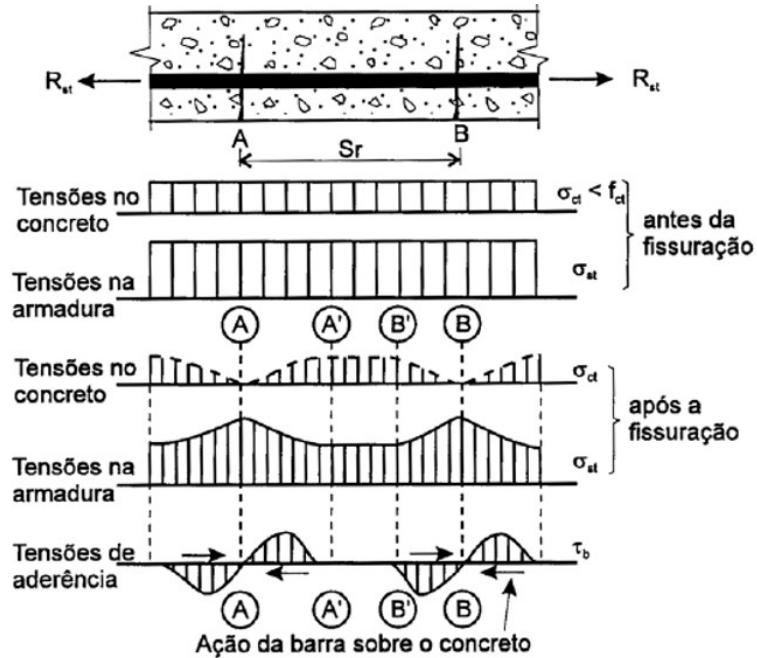


Figura 2.7 – Fissuração por tração. Fonte: FUSCO, 1995.

2.4. Tipos de ruptura

Os principais tipos de rupturas relacionados à perda de aderência listados pelo FIB (2000), são: a ruptura por fendilhamento e a ruptura por arrancamento. A Figura 2.8 ilustra o comportamento característico das rupturas por fendilhamento e por arrancamento da barra.

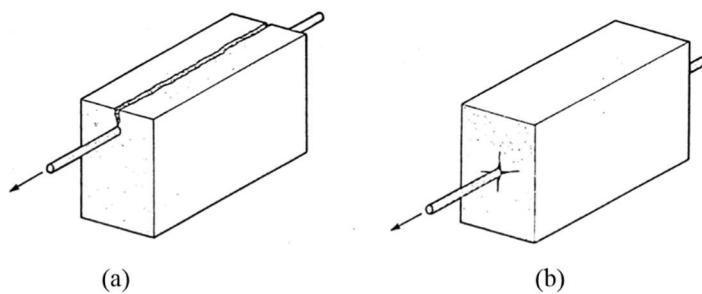


Figura 2.8 – Rupturas por fendilhamento (a) e arrancamento (b). Fonte: COLLINS & MITCHELL, 1997.

Segundo AL-JAHDALI *et al.* (1994) o ensaio tradicional de arrancamento da barra do concreto, ou seja, sem adição de armadura de confinamento, fornece os seguintes tipos de ruptura:

- Ruptura por arrancamento: é caracterizada como o escorregamento da barra em relação ao corpo de prova. Isso acontece porque o cobrimento do concreto adjacente à barra promove um confinamento adequado, então o concreto se deforma mais (ruptura dúctil);
- Ruptura por fendilhamento: é caracterizado como frágil, acontecendo uma ruptura do concreto adjacente à barra de aço. Esse tipo de ruptura acontece quando o aumento das tensões supera a capacidade de resistência da peça de concreto, e acontece intensa fissuração;
- Ruptura por tração: é determinada pela formação de fissuras perpendiculares à direção da força exercida na barra; ficam localizadas na extremidade da barra envolvida pelo corpo de prova de concreto;
- Ruptura do aço: acontece quando a aderência entre os dois materiais é maior que o limite de escoamento ao aço; então a barra alonga e quebra, mas não desliza no concreto.

2.5. Condições de boa ou má aderência

As zonas de boa e má aderência dependem basicamente da localização e posição na peça de concreto. A NBR 6118 (ABNT, 2014) propõe que as ancoragens em condição de boa aderência são as que estiverem nas seguintes situações:

- a. Todas as ancoragens feitas com inclinação maior que 45° sobre a horizontal;
- b. Ancoragens horizontais ou com inclinações menores que 45° sobre a horizontal, contanto que:
 - Nos elementos estruturais que possuam alturas menores que 60 cm, as ancoragens situadas até 30 cm de altura a partir da face inferior do elemento ou junta de concretagem mais próxima;

- Já nos elementos estruturais com alturas maiores que 60 cm, são consideradas zonas de boa aderência se a ancoragem estiver localizada nos 30 cm, no mínimo, abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

Devem ser consideradas ancoragens de má aderência as situações com barras em outras posições e quando houver uso de formas deslizantes.

A Figura 2.9 resume as zonas de aderência.

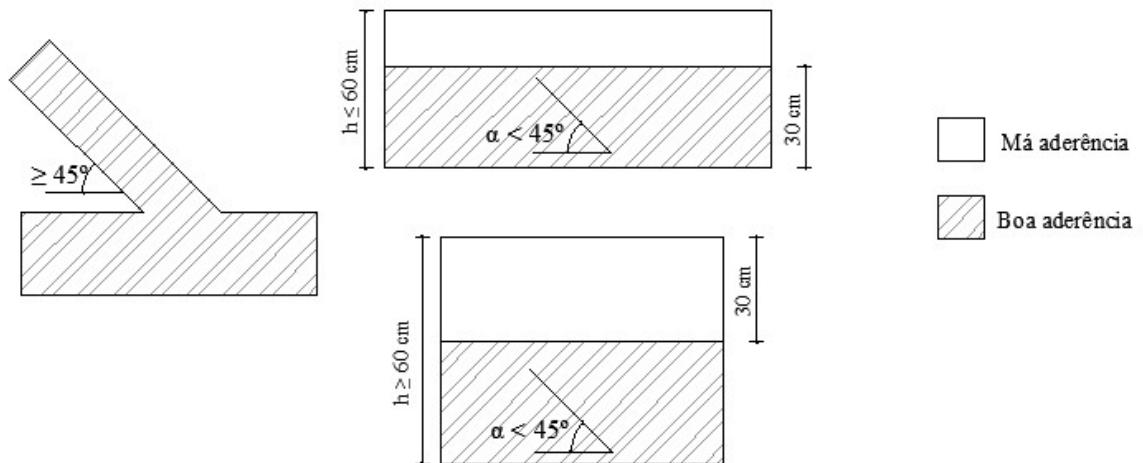


Figura 2.9 – Critérios básicos para a classificação das zonas de aderências. Fonte: LEONHARDT E MÖNNIG, 1978.

2.6. Resistência de aderência de cálculo

2.6.1. NBR 6118 (2014)

O cálculo da resistência de aderência (F_{bd}) entre o concreto e a barra é de fundamental importância pois é necessário para calcular posteriormente o comprimento de ancoragem básico e o comprimento de emenda das barras de armaduras.

A NBR 6118 (2014, item 9.3.2.1) descreve que: “*A resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas deve ser obtida pela seguinte expressão:*”

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde:

Parâmetro η_1 : considera a rugosidade da barra, com valores:

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas;

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas.

Parâmetro η_2 : considera a posição da barra, com valores:

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência.

Parâmetro η_3 : considera o diâmetro da barra, com valores:

$\eta_3 = 1,0$ para $\Phi < 32\text{mm}$;

$\eta_3 = (132 - \Phi)/100$, para $\Phi \geq 32\text{mm}$, com diâmetro da barra em mm.

O f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto à tração direta, calculada através da Equação 2.2:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3}{\gamma_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad , \quad f_{ctd} \text{ em MPa} \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde:

f_{ctd} = resistência de cálculo à tração direta (MPa);

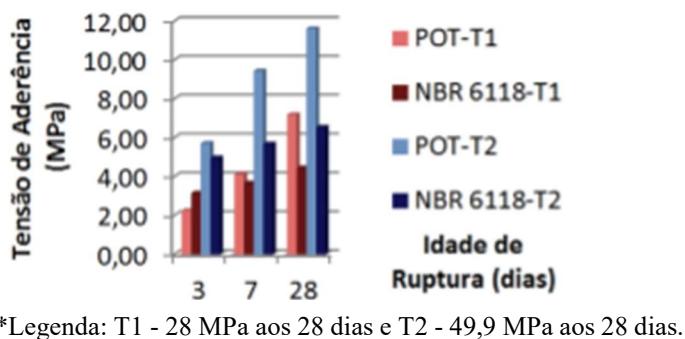
$f_{ct,m}$ = resistência à tração média (MPa);

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica do concreto à tração na flexão (MPa);

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

γ_c = Coeficiente de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU) que podem ser: 1,4 para combinações normais, 1,2 para combinações especiais ou de construção e 1,2 para excepcionais.

Conforme a literatura (CARVALHO & PIMENTEL, 2013; CORREIA, 2012) a resistência de aderência calculada aos 28 dias pela NBR 6118 é menor do que a resistência de aderência medida experimentalmente pelo ensaio Pull-Out Test - Teste de arrancamento (POT - ensaio descrito mais adiante). Essa diferença pode ser explicada pela segurança necessária para os cálculos de projeto dessas estruturas (Figura 2.10).



*Legenda: T1 - 28 MPa aos 28 dias e T2 - 49,9 MPa aos 28 dias.

Figura 2.10 - Comparaçao do ensaio POT e a aderênci a calculada pela NBR 6118. Fonte: CARVALHO & PIMENTEL, 2013.

2.6.2 ACI 318 (2008)

Esta norma apresentou a Equação 2.3, entre os anos de 1963 e 1983, para o cálculo da tensão de aderência.

$$u = \frac{9,5}{d_b} \times \sqrt{f'_c} \leq 5,5 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 2.3})$$

Onde:

u = Tensão de aderência pela ACI 318 (1983);

d_b = diâmetro nominal da barra (mm);

f'_c = resistência à compressão do concreto (MPa).

Esta expressão esteve válida nas versões da ACI 318 lançadas entre os anos de 1963 e 1983, porém foi retirada na atualização da ACI 318 (1989) que passou a não exigir verificações específicas para a tensão de aderência, passando a se basear no cálculo do comprimento de ancoragem necessário. Este é o entendimento vigente atualmente na ACI 2008, tanto para concreto armado quanto para concreto protendido.

O comprimento de ancoragem de barras longitudinais tracionadas é determinado pela equação 2.4:

$$l_d = \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} \times d_b \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Equação 2.4})$$

Sendo:

l_d = comprimento de ancoragem básico de barras tracionadas (mm);

d_b = diâmetro nominal da barra (mm);

f_y = resistência ao escoamento do aço (MPa);

f'_c = resistência à compressão do concreto (MPa);

$\psi_t, \psi_e, \psi_s, \lambda$ = fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem;

c = distância entre barras ou cobrimento, referindo-se a menor situações entre as seguintes: distância entre o centro da barra ancorada e a superfície de concreto mais próxima ou metade do espaçamento entre os centros das barras ancoradas;

K_{tr} = índice de armadura transversal.

2.7. Fatores que influenciam a aderência

A tensão de aderência pode ser definida como o mecanismo de transferência de tensões entre a superfície de uma barra em contato com o concreto que a envolve. Entretanto, as características desses dois materiais e até as condições de mistura podem influenciar na aderência e estão descritas a seguir.

2.7.1. Características geométricas das nervuras

As barras que possuem nervuras têm um desempenho melhor com relação à resistência de aderência. Um estudo realizado por Hamad (1995) analisou diferentes características geométricas, e em seus resultados verificou que a configuração com melhor resistência de aderência foram as barras que tinham nervuras com ângulo de 60°, espaçamento de 50% entre nervuras em relação ao diâmetro da barra e altura da nervura de 10% do diâmetro da barra.

2.7.2. Posição e localização da barra na concretagem

A resistência de aderência da barra posicionada na vertical mostra-se maior que as posicionadas na horizontal. Isso acontece pois há um acúmulo de argamassa porosa sob as barras horizontais; esse fenômeno pode fazer com que se diminua ainda mais a aderência se a localização da barra horizontal for mais próxima da superfície da forma. Pelo fenômeno da segregação do concreto fresco (ver a Figura 2.11), a água vai ficando acumulada sob as barras horizontais e posteriormente essa água é absorvida nas reações ou evapora, deixando vazios na sua face inferior, causando danos na zona de transição existente entre o aço e o concreto e comprometendo a aderência (LEONHARDT, 1977).

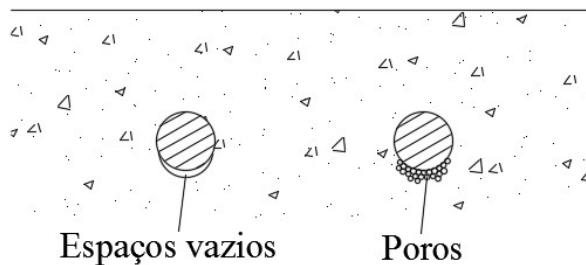


Figura 2.11 - Formação de espaços vazios ou poros sob as barras concretadas em posição horizontal.

Fonte: LEONHARDT E MÖNNIG, 1977.

2.7.3. Diâmetro da barra

O diâmetro da barra tem pouca influência sobre a resistência de aderência, segundo Leonhardt e Mönnig (1982). De acordo com o ACI commitee 408 (1991) caso se tenha um cobrimento e comprimento aderente proporcionais ao diâmetro das barras, o diâmetro terá pouca ou nenhuma relevância na resistência de aderência.

Por outro lado, Ribeiro (1985) descreve que obteve resultados similares aos obtidos experimentalmente por Soroushian e Choi (1989) e Soroushian et al. (1991), de que o aumento do diâmetro da barra diminui a tensão de aderência.

O diâmetro da barra influencia diretamente a tensão gerada na armadura e, portanto, a forma da ruptura. Dumêt (2003) cita que as barras de maior diâmetro têm maior possibilidade de ter sua ruptura por fendilhamento, pois quanto maior o diâmetro da barra, maior será a área superficial da mesma e, consequentemente, maior serão as tensões radiais de tração na barra; e por outro lado, quanto menor o diâmetro da barra, mais será susceptível à ruptura por arrancamento da barra.

2.7.4. Composição do concreto

Pode-se afirmar que qualquer alteração no traço do concreto, desde que não houvesse alteração na sua resistência à compressão nem resistência à tração, não implicará em alteração no comportamento da aderência (LEONHARDT E MÖNNIG, 1977).

2.7.5. Resistência mecânica do concreto

Nas barras nervuradas acontece um aumento de resistência de aderência, quando há aumento da resistência à compressão. Já nas barras lisas isso não acontece; quando se aumenta a resistência à compressão, a resistência de aderência permanece constante (CHAPMAN E SHAH, 1987).

O estudo de Soroushian *et al.* (1991) concluiu que o aumento da tensão última de aderência é quase proporcional a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto (ver Figura 2.12).

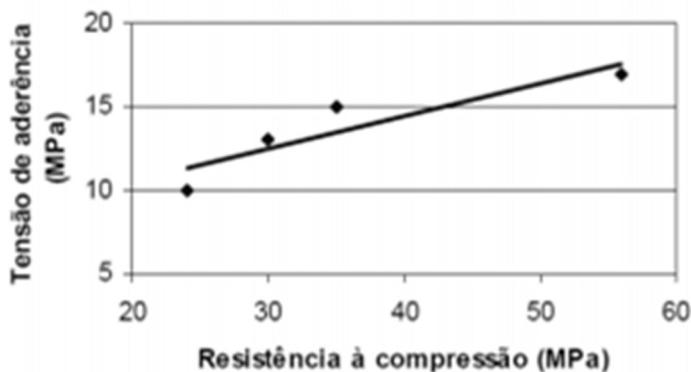


Figura 2.12 - Influência da resistência à compressão na tensão de aderência. Fonte: Soroushian *et al.* 1991.

2.7.6. Aditivos superplastificantes

Brettman et al. (1986) ao estudarem o efeito da adição de aditivos superplastificantes na resistência de aderência entre o aço e o concreto, verificaram que os concretos com menor abatimento tiveram resistência mais alta do que o concreto com abatimento mais baixo, com a mesma resistência à compressão, independente da presença do aditivo superplastificante.

2.8. Ensaios para a obtenção da tensão de aderência

Existem diversos ensaios para estimar os valores da resistência de aderência e o deslocamento da barra em relação ao concreto. A seguir estão descritos ensaios tradicionais de arrancamento de barras de aço do concreto.

2.8.1. Ensaio de arrancamento (Pull-out Test)

No ensaio de arrancamento, uma barra de aço envolvida no concreto, com um comprimento de aderência fixado (l), é puxada do corpo de prova, sendo medida a força aplicada na barra e o deslocamento da barra em relação ao concreto, na extremidade contrária a que está sendo puxada (ver Figura 2.13).

Os resultados dos ensaios são influenciados significativamente pelo tamanho e forma, bem como a posição e comprimento de aderência da barra. O comportamento do corpo de prova da Figura 2.13-a impede a deformação transversal da placa de apoio e, devido à compressão por efeito de arco no corpo de prova, exerce uma compressão transversal sobre a barra, provocando uma aderência por atrito adicional. A partir da diminuição do trecho de aderência feito com a colocação de um tubo plástico, essas influências são diminuídas nos corpos de prova b e c (LEONHARDT E MÖNNING, 1977).

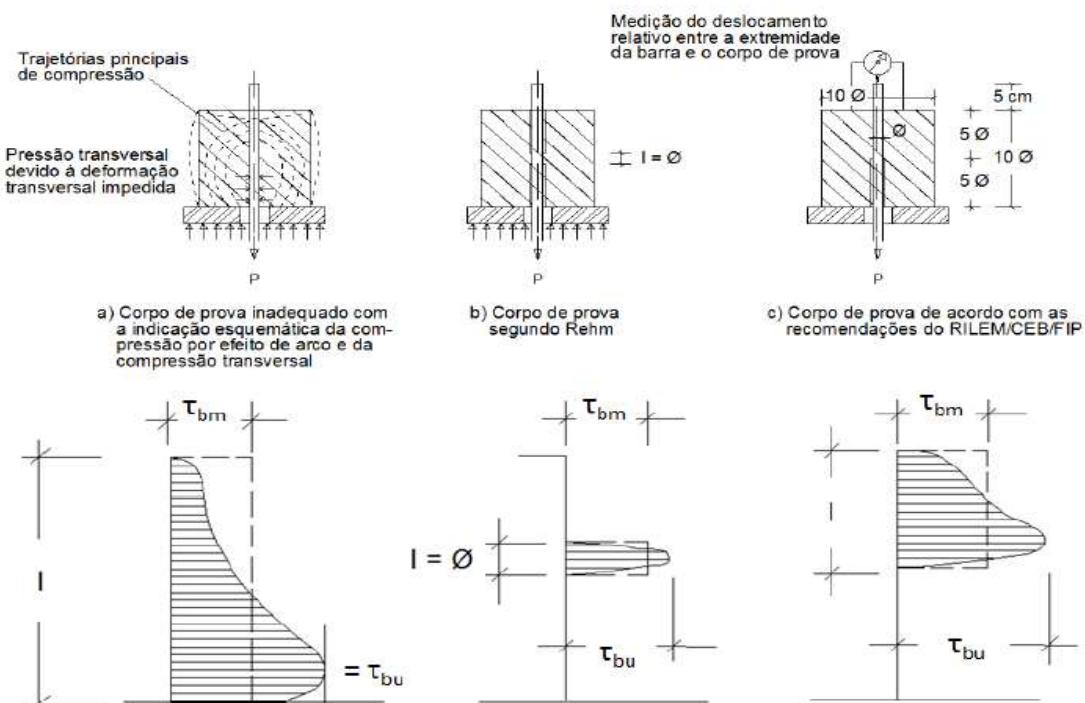


Figura 2.13 – Corpos de prova para ensaio de arrancamento e respectivas variações da tensão de aderência ao longo do comprimento. Fonte: LEONHARDT E MÖNNING, 1977.

Segundo Dumêt (2003), existe o inconveniente do concreto ficar comprimido, o que faz com que os resultados não sejam representativos para outras peças, como as vigas, por exemplo. E, ainda existe um confinamento de armadura devido ao cobrimento exagerado de concreto e há um impedimento da expansão transversal do corpo de prova devido ao atrito com a placa de apoio da máquina de ensaio.

Visto que existe uma dificuldade em medir a variação da aderência ao longo do comprimento de ancoragem, neste ensaio, usa-se a tensão de aderência (τ_{bm}), estabelecido pelo Rilem-Ceb-Fip (1973) obtida com a seguinte expressão:

$$\tau_{bm} = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot \ell} \quad , \text{ em MPa} \quad (\text{Equação 2.5})$$

Onde:

τ_{bm} = tensão média de aderência (MPa);

F = Força, em Newtons (N);

ϕ = Diâmetro da barra, em milímetros (mm);

ℓ = Comprimento do trecho de aderência da barra no corpo de prova (mm).

O valor para a resistência de aderência (f_{bd}) deve ser a tensão de aderência para o qual ocorre um deslocamento (s) da barra de 0,1 mm em relação ao concreto, segundo Leonhardt e Mönnig (1977). Essa equação pode ser escrita:

$$f_{bd} = \frac{F_t (s=0,1 \text{ mm})}{\pi \cdot \phi \cdot \ell} \quad , \text{ em MPa} \quad (\text{Equação 2.6})$$

Onde:

f_{bd} = Tensão de aderência para o deslocamento de 0,1 mm;

F_t = Força de tração em Newtons (N) para o deslocamento de 0,1 mm;

ϕ = Diâmetro da barra, em milímetros (mm);

ℓ = Comprimento do trecho de aderência da barra no corpo de prova (mm).

2.8.2. Ensaio de arrancamento ASTM C-234 (1991)

Os corpos de prova deste ensaio podem ser de dois tipos: o primeiro é moldado na direção da barra e o segundo com as barras colocadas na direção perpendicular à direção da concretagem. Os corpos de prova moldados na vertical devem ter o formato cúbico, com 150 mm de comprimento em cada face e a barra é posicionada verticalmente no eixo central, conforme ilustrado na Figura 2.14-a.

Os corpos de prova moldados na horizontal devem ter $150 \times 150 \times 300$ mm, com a maior dimensão na vertical (ver Figura 2.14-b). As barras devem ficar paralelas entre si e perpendiculares ao maior comprimento, que também é a direção de concretagem. A partir do eixo vertical, uma das barras deve estar a 75mm e a outra a 225 mm partindo-se do fundo da forma. Ranhuras devem ser feitas no meio do bloco paralelas às barras em todas as faces do corpo de prova. Essas ranhuras devem ter 13mm de profundidade para facilitar o rompimento do corpo de prova em duas partes.

Para os dois tipos de corpos de prova, as barras devem ter um comprimento suficiente para transpassar o dispositivo e que consigam ser seguradas pelas garras.

Este ensaio tem execução conforme a Figura 2.14-a; então os corpos de prova deste ensaio de aderência também estão sujeitos às tensões excessivas decorrentes das deformações transversais que são impedidas pelo contato do corpo de prova e o dispositivo.

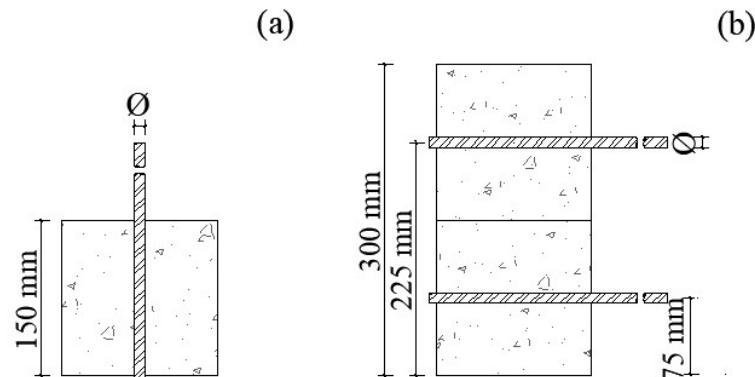


Figura 2.14 – Corpo de prova para o ensaio de arrancamento com barra na vertical (a) e horizontal (b).
Fonte: ASTM C-234, 1991.

A ASTM C-234 (1991) também utiliza a Equação 2.5 para calcular a resistência de aderência dos corpos de provas ensaiados.

Esta norma foi retirada no ano de 2000 pelo comitê do ASTM, sem nenhum tipo de substituição ou orientação. Porém, alguns autores (Hong & Park 2015; Fernandes e Almeida 2011; Fernandes 2006;) ainda utilizam esta norma a fim de verificar a aderência entre o aço e o concreto.

2.8.3. Ensaio de arrancamento RILEM-FIB-CEB (1983)

O corpo de prova (Figura 2.15) é apoiado em placas de um dispositivo montado na máquina de ensaios. O ensaio consiste na medida de força de tração exercida em uma das extremidades da barra e no outro extremo é medido o escorregamento. Este ensaio de arrancamento é normalizado pela RILEM RC 6 (1983) e contém o detalhamento necessário para a realização dos ensaios em laboratório.

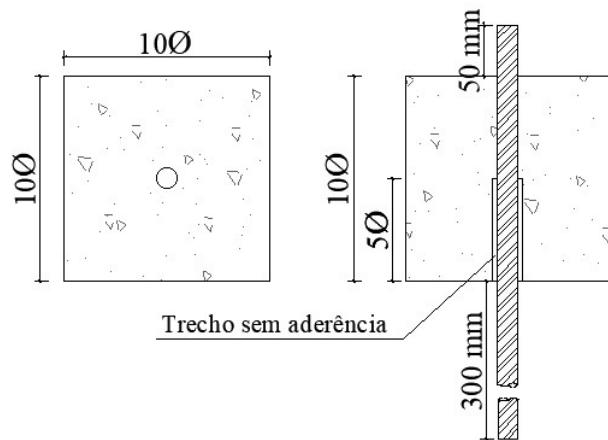


Figura 2.15 – Corpo de prova para o ensaio de arrancamento. Fonte: RILEM-FIP-CEB, 1983.

O corpo de prova é moldado com a barra na posição horizontal, a compactação é realizada com um vibrador de imersão e após três dias o corpo de prova é desmoldado. A resistência do concreto precisa estar no intervalo de 27 MPa a 33 MPa, com desvio-padrão de ± 3 MPa.

A velocidade de aplicação de força (V_p) neste ensaio deve ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$Vp = 5 \times \phi^2 \text{ (kgf/s)} \quad (\text{Equação 2.7})$$

Onde:

ϕ = diâmetro da barra (cm).

A tensão de aderência é obtida com base em um concreto de resistência de $F_{ck} = 30$ MPa, e pode ser obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_b = 0,0637 \times \frac{F_t}{\phi^2} \times \frac{30}{f_{cm}} \quad , \text{ em MPa} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Onde:

τ_b = tensão de aderência (MPa);

F_t = força de tração (nN);

ϕ = diâmetro da barra (mm);

f_{cm} = resistência média à compressão do concreto (MPa).

3. VIBRAÇÕES NO CONCRETO FRESCO

Neste capítulo são investigados efeitos das vibrações no concreto fresco, das influências das vibrações relacionadas às características dos materiais e as características das vibrações utilizadas, com base na literatura.

3.1. Características das vibrações

Notar inicialmente que aqui, o termo "vibração" no concreto fresco refere-se a uma perturbação externa na massa do concreto não solidificado e em fase de cura.

As fontes de vibração vêm sendo pesquisadas ao longo dos anos e os pesquisadores tentam entender o efeito da vibração no concreto fresco. Já foram temas de estudo: cargas pesadas de veículos, cravação de estacas e explosões (HONG & PARK, 2015; FERNANDES, 2003).

No caso das vibrações do tráfego de veículos, estas têm maior efeito tratando-se de reabilitação de pontes, já que por razões econômicas e pelo cronograma da obra, geralmente o concreto fresco já fica em contato com a vibração em suas primeiras horas de vida (HONG & PARK, 2015).

Segundo Ansell e Silfwerbrand (2003), para estudar vibrações em estruturas civis, é comum o uso do PPV - Velocidade de vibração de Partícula de Pico. Atualmente, existem poucas referências normativas sobre os limites aceitáveis de PPV de vibração para estruturas de concreto armado.

Até então, o PPV – que leva em consideração uma frequência de excitação e a amplitude escolhida para aplicação de um sinal senoidal – foi utilizado para as pesquisas na literatura (FURR AND FOUAD, 1981; HASH AND DARWIN, 1983; MÜLLER-ROUCHOLZ AND WEBER, 1986; BRANDL AND GÜNZLER, 1989; SILFWERBRAND, 1992; HONG & PARK, 2015). Mas é possível que pontes possam estar sujeitas a excitações em uma faixa de frequências. Assim, é provável que o sinal de varredura seja um sinal mais realístico para os estudos de vibrações em estruturas submetidas à vibração causada pelo tráfego.

O sinal de varredura por sua vez não vem sendo utilizado em pesquisas correlacionadas a este estudo, no caso de concretagens de estruturas de pontes sujeitas a vibrações de tráfego. Em definição, o sinal de varredura é um sinal que muda de uma frequência para outra em uma certa faixa, produzindo um espectro da excitação de amplitude constante, dentro de uma faixa de frequência escolhida (ver Figura 3.1).

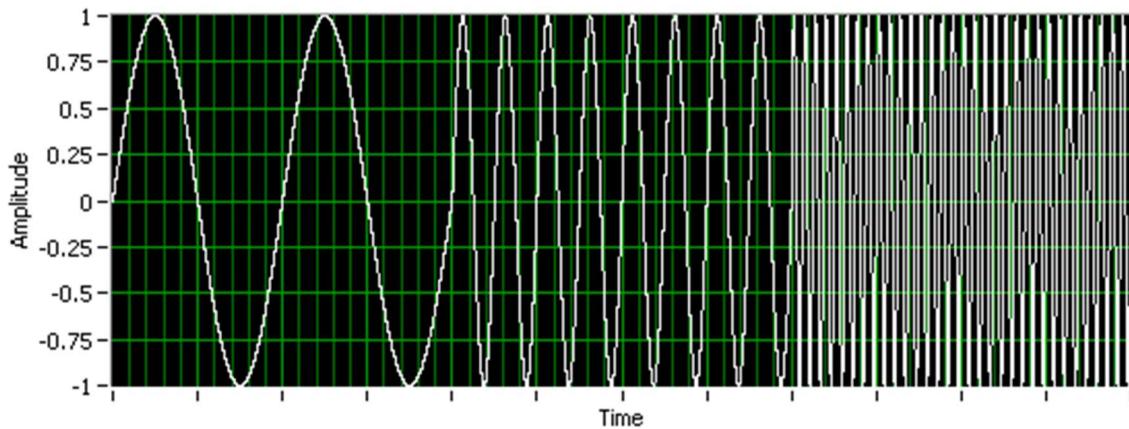


Figura 3.1 – Representação do sinal de varredura. Fonte: NATIONAL INSTRUMENTS, 2017.

3.2. Efeitos das vibrações no concreto armado

O interesse em se conhecer os efeitos da vibração do tráfego na aderência entre o aço e o concreto nas estruturas vem desde a década de 70. A seguir tem-se alguns estudos obtidos na literatura sobre a aderência entre o aço e o concreto e a resistência à compressão.

Ensaios feitos em concreto leve sujeitos a vibrações durante o endurecimento são apresentados por Müller-Rochholz e Weber (1986). Os corpos de prova foram submetidos a PPV de 5 cm/s, numa frequência de 12 Hz imediatamente após a moldagem e durante aproximadamente 30 horas; e não houve influência na resistência a compressão.

Os resultados de Fernandes *et al.* (2011) também mostraram que não houve perdas significativas de resistência à compressão. A pesquisa foi feita com o concreto fresco de alta resistência (44 MPa) exposto a vibrações que simulavam uma ponte em uso. Essas vibrações tiveram 3 horas de duração, sendo um grupo com vibrações de 0 às 3 horas e outro grupo que vibrou entre 3 e 6 horas e um grupo de controle que não foi vibrado.

Hong e Park (2015) estudaram a relação entre a resistência à compressão e aderência entre o aço e o concreto. O estudo utilizou dados de uma ponte real em que a frequência de vibração variou de 2,5 a 5 Hz, mas para seu estudo em laboratório foi utilizado somente a frequência de 5 Hz. Os resultados mais críticos de sua pesquisa foram a perda de 25% da resistência à compressão e a perda de resistência de aderência de 7,89% às 12h de vibração com PPV de 1 cm/s.

Por sua vez, Brandl e Günzler (1989) fizeram testes que indicaram que vibrações com frequência de 9 Hz, com PPV e 2 cm/s com idade de 4 a 48 horas levaram a uma redução de resistência de aderência em cerca de 50%.

Furr e Ingram (1972) apresentaram um ensaio com uma viga de concreto armado com cobrimento de 5 cm submetido a cargas cíclicas. A viga foi submetida a frequência de aproximadamente 6,65 Hz para simular uma vibração de tráfego sobre uma pista adjacente durante a cura do concreto. Após 48 horas da moldagem, a viga foi inspecionada e não houve problemas na aderência.

A Tabela 3.1 sintetiza os principais resultados de estudos referentes às influências das vibrações nas resistências à compressão e resistência à aderência.

Tabela 3.1 – Estudos de concreto fresco submetidos a vibrações de tráfego.

Referência	Tempo de vibração (h)	PPV (cm/s)	Freq. (Hz)	Resultados
Brandl e Günzler (1989)	0-48; 2-48; 6-48; 8-48; 4-48	2	9	Aumento da resistência de Aderência. Exceto para 4-48 hrs a resistência de aderência diminuiu em 50%.
Fernandes (2011)	0-3 e 3-6	-	-	Não houveram reduções significativas de aderência.
Furr e Ingram (1972)	0-48	-	6,65	Não houve redução na aderência (vibrações em pista adjacente)
Furr e Fouad (1981)	0-24	-	6	Nenhum vazio ao redor dos tarugos ou qualquer tipo de deterioração.
Müller-Rocholz e Weber (1986)	0-30	≤ 5	12	Não houve redução de resistência à compressão.
Harsh e Darwin (1984)	0,17-30	3,6	0,5-4	5-10% redução de aderência aço-concreto para concretos com slump > 19 cm; para outras dosagens não houve redução.
Hong e Park (2015)	De 0-3, 6, 12 e 24	0,3; 0,45; 0,6 e 1.	5	Houve redução de 7,89% de res. de aderência em 12h, mas aumentou em 8,46% em 24h para o VPP de 1,0cm/s.
Silfwerbrand (1992)*	6,3-10,3 3,1-7,1	$\leq 0,7$ $\leq 2,4$	-** -**	Nenhuma deterioração na aderência entre o concreto novo e o antigo e nenhuma fissura.

*Informações descritas por Ansell e Silfwerbrand (2003). ** Informação não disponível.

A partir da Tabela 3.1 é possível verificar que alguns autores não divulgaram alguns dados em suas pesquisas.

Ainda levando em consideração aos trabalhos aqui citados é possível afirmar que os resultados obtidos sobre os efeitos de vibrações sobre a resistências à compressão e a aderência entre o aço e o concreto são variáveis. Isso pode ocorrer devido às características das vibrações consideradas em cada estudo, as variações nas condições de ensaio (por exemplo, vibração em concreto fresco apenas, ou durante um período mais prolongado), assim como a eventual variação estatística nos resultados.

3.2.1. Influências das vibrações relacionadas com fatores característicos das estruturas de concreto armado

A seguir, são descritos alguns estudos obtidos na literatura sobre as influências das vibrações nas propriedades do concreto armado, que podem estar relacionadas com as características do concreto, características das barras e intensidade da exposição às vibrações.

3.2.1.1. Consistência do concreto

Harsh e Darwin (1986) relatam que a consistência do concreto pode influenciar no comportamento à vibração. Em sua pesquisa concluíram que uma vibração com PPV 3,6 cm/s não causou impacto no concreto com 100 mm de slump, porém causou uma redução de 5 a 10% na resistência a compressão se o concreto tiver um slump de 190 mm.

3.2.1.2. Diâmetro da barra

O estudo de Harsh e Darwin (1984) teve como o objetivo de comparar a resistência de aderência entre barras de 16 e 25 mm. As amostras de concreto fresco foram submetidas a vibrações com frequência de 4 Hz com amplitude de 0,05 cm intercalando com uma frequência de 0,5 Hz com amplitude de 0,64 cm. Estas vibrações simulavam a passagem de um caminhão e a resposta ao fluxo de tráfego na ponte, respectivamente. As vibrações foram iniciadas 10

minutos após a mistura do concreto e duraram por 30 horas, com as diferentes vibrações aplicadas de forma intermitente a cada 4 minutos. Os resultados foram que as vibrações de tráfego foram mais prejudiciais à resistência de aderência das barras de 16 mm do que nas barras de 25 mm.

3.2.1.3. Posição da barra

Fernandes *et al.* (2011) verificaram ainda que houve comportamentos mais frágeis quando a barra estava posicionada na horizontal nos blocos vibrados em relação aos blocos não vibrados (ver Figura 3.2 – Gráfico comparativo da evolução da tensão de aderência e deslizamentos da barra durante ensaios de arrancamento em corpos-de-prova vibrados e não vibrados. (a) Blocos com barras posicionadas na horizontal e (b) vertical. Fonte: FERNANDES ET AL. (2011)Figura 3.2-a). No entanto, foi verificado que os blocos não vibrados têm tensão de aderência muito próxima a dos blocos vibrados em situação em que a armadura é posicionada na vertical e, sua capacidade de aderência pode não ter sido afetada significativamente já que os ramos ascendentes e descendentes de deslizamento foram muito similares (ver Figura 3.2-b).

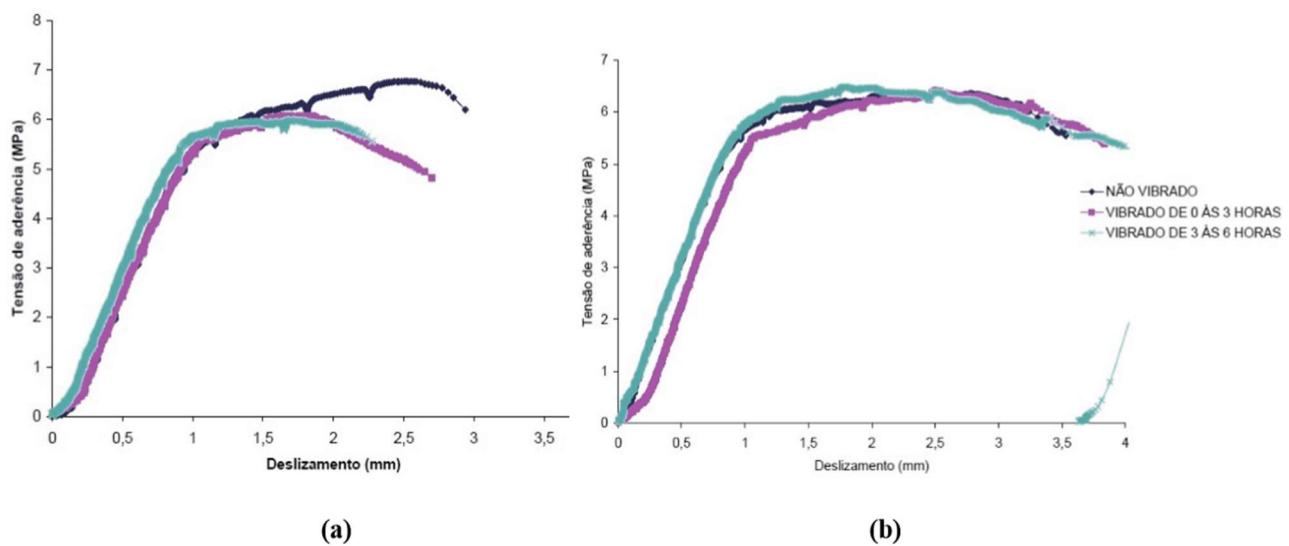


Figura 3.2 – Gráfico comparativo da evolução da tensão de aderência e deslizamentos da barra durante ensaios de arrancamento em corpos-de-prova vibrados e não vibrados. (a) Blocos com barras posicionadas na horizontal e (b) vertical. Fonte: FERNANDES ET AL. (2011)

3.2.1.4. Durabilidade do concreto

O concreto armado no estado fresco é mais suscetível à fissuração devido à resistência ser relativamente pequena. ISSA (1999) propõe em seu estudo que o concreto no estado fresco tem duas origens de fissuras, a primeira estando relacionada com as cargas associadas à construção e vibrações e a segunda tendo a ver com as tensões internas devido ao calor de hidratação e encolhimento.

Cusson e Repette (2000) investigaram os efeitos das vibrações induzidas pelo tráfego no concreto fresco em uma ponte. Os pesquisadores observaram que haviam muitas fissuras transversais geradas em poucos dias após a concretagem de barreiras de proteção da ponte e concluíram que essas fissuras foram causadas pela combinação de gradientes de temperatura e



vibração devido ao tráfego (ver Figura 3.3).

Figura 3.3 – Fissuras transversais no concreto dias após a reabilitação da ponte Vachon. Fonte: CUSSON E REPETTE, 2000.

Cusson *et al.* (2008) publicaram outro estudo com o objetivo de estudar sistemas para inibir a corrosão que atingiu as barreiras de proteção da ponte Vachon. Isso indica que as fissuras permitiram a penetração de agentes agressivos que possam ter originado a corrosão das armaduras, afetando a durabilidade das estruturas que tiveram o concreto fresco exposto a vibrações de tráfego.

Além disso, a presença de fissuras, especialmente as médias e grandes podem afetar negativamente a integridade estrutural, manutenção e a durabilidade do concreto e é recomendado que todas as fissuras com largura de 0,2 mm ou mais devem ser reparadas. (NG. E KWAN, 2007).

3.2.1.5. Tempo de vibração

Bonzel e Schimidt (1980 *apud* Harsh e Darwin, 1984) acreditam que as vibrações podem ter diferentes consequências dependendo da intensidade, duração e o tempo decorrido após a colocação do concreto, podendo causar efeitos prejudiciais no concreto exposto a vibrações de 3 a 14 horas após a preparação do mesmo. Eles contam que durante esse período, as tensões causadas por vibrações com altas intensidades podem exceder a baixa resistência do concreto em fase de cura, causando também prejuízos da resistência.

Já Ansell e Silfwerbrand (2003) concluíram, através de estudos da literatura (HASH AND DARWIN, 1983; BRANDL AND GÜNZLER, 1989; SILFWERBRAND 1992; MÜLLER-ROUCHOLZ AND WEBER, 1986; FURR AND FOUD, 1981), que as vibrações entre 4 e 16h após a colocação do concreto podem ser prejudiciais à aderência entre o aço e o concreto.

3.2.1.6. Fonte de vibração

Cusson e Repette (2000), relataram que pode haver dois tipos de vibrações de tráfego com potencial de gerar grandes tensões no concreto. A primeira pode ser oriunda da passagem dos veículos pesados em pistas adjacentes e a segunda pelo tráfego regular nas pistas durante a reabilitação de uma ponte.

Contudo, um estudo feito por Furr e Fouad (1981) em trinta pontes com relação ao efeitos de vibrações oriundas do tráfego de veículos em pistas adjacentes, não trouxe qualquer evidência de problemas na resistências de compressão e aderência entre o aço e o concreto.

Issa (1999) concorda que o tráfego adjacente não contribua para a redução da resistência à compressão, redução da aderência entre o aço e o concreto e a formação de fissuras, desde que o concreto seja bem proporcionado, bem compactado e de baixa consistência.

A partir dos trabalhos citados neste tópico é possível verificar que a vibração pode ser causadora de diversas alterações indesejadas em propriedades mecânicas de estruturas.

3.3. Limites de vibração

Existem alguns países que já têm limites de vibrações em pontes, como é o caso dos Estados Unidos, através da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), e da Suíça. Além disso, também existem alguns autores que estudaram vibrações em estruturas e recomendam limite de vibrações, porém, são poucos os que estudaram pontes e viadutos (JONES & STOKES, 2004; CALTRANS, 2013).

A seguir são citados estudos que recomendam limites de vibração em pontes.

Segundo o manual sueco de concreto, as medições de vibração de trânsito em pontes geralmente resultam em velocidades máximas de 3 a 3,5 cm/s. O manual também cita que velocidades de vibração de 2 a 2,5 cm/s, na maioria das vezes, não são relevantes se o concreto tiver bem proporcionado (ORIARD, 1982, *apud* ANSELL & SILFWERBRAND, 2003).

Akins e Dixon (1979) recomendam que o concreto até 24 horas de idade, não pode receber PPV superior a 0,5 cm/s; um nível que, segundo os autores citados, tolerável em construções de concreto.

A Caltrans (2013) diz que a Associação de Normalização da Suíça (Swiss Association of Standardization) desenvolveu critérios para limitar as vibrações em diversos tipos de estruturas. Esses critérios eram definidos também por faixas de frequências. Então, se uma ponte é excitada por tráfego com frequência de 10 - 30 Hz, a norma suíça determina que vibrações contínuas devem ser limitadas em 1,20 cm/s.

Apesar de citar vários autores e alguns países, a Caltrans (2013) não possui normas limitando as vibrações em estruturas, mas entende que os limites listados por estes autores citados são válidos e que esses critérios podem ser utilizados para avaliar o potencial de danos das atividades que geram vibrações.

Dowding (1996) recomenda limites para vários tipos e condições de estruturas; e para pontes determina um PPV de no máximo 2 cm/s.

Ansell e Silfwerbrand (2003) acreditam que esses limites impostos de PPV ainda são conservadores e muitas vezes os padrões e diretrizes fornecem pouca informação para pesquisas.

Além dos limites apontados, a literatura (ISSA, 1999; ANSELL E SILFWERBRAND, 2003;) sugere que limitações de velocidade e restrições, quanto à passagem de caminhões pesados durante obras, são fundamentais para reduzir o risco de prejudicar o concreto em fase de cura.

Na Tabela 3.2 - Recomendações de limites máximos de PPV. Fonte: ANSELL E SILFWERBRAND, 2003. Tabela 3.2 está descrito uma compilação dos limites de velocidades de vibração de tráfego em pontes com base em experiências de campo.

Tabela 3.2 - Recomendações de limites máximos de PPV. Fonte: ANSELL E SILFWERBRAND, 2003.

Nomenclatura*	Idade do concreto	PPV máximo (cm/s)	Comentários
Concreto fresco	0 - 3 h	10	Revibração pode aumentar a resistência do concreto.
Concreto jovem	3 - 12 h	3,5	A velocidade do tráfego pesado deve ser limitada.
Concreto com pouca idade	12 - 24 h	5,0	-
Concreto quase endurecido	1 - 2 dias	10	De 0-30h o concreto pode ter a compressão e aderência prejudicados em 5-10% (Harsh e Darwin, 1983).
	2 - 7 dias	17,5	-
Concreto endurecido	7 - 10 dias	22,5	-
	> 10 dias	30	-
Concreto projetado	0 - 1 dia	25	-
	> 1 dia	50	-

*Termos mais utilizados pelos pesquisadores. (Traduzido pela autora)

4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Os ensaios de caracterização dos materiais, das propriedades mecânicas do concreto e os experimentos foram realizados no Laboratório de Ensaios de Estruturas e Materiais (LABEME) - UFPB, em João Pessoa-PB.

4.1. Caracterização dos materiais

Para a composição do concreto foram utilizados os materiais descritos a seguir.

4.1.1. Cimento

Foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI), comercialmente disponível, cujas características são especificadas através da NBR - 5733 (ABNT, 1991). Propriedades físicas e químicas do cimento, ensaiadas segundo as normas brasileiras permitiram obter a caracterização indicada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Caracterização do cimento*.

Propriedade	Resultado	Limites	Norma
Massa específica (g/cm ³)	3,15	-	NBR NM 23
Água de consistência (g)	170	-	NBR NM 43
(%)	34	-	
Tempo de início de Pega (h: min.)	1:59	≥ 1:00	NBR NM 65
Tempo de final de Pega (h: min.)	2:53	≤ 10:00	

*Caracterização completa no Apêndice A.

4.1.2. Agregado Miúdo

Na fabricação do concreto utilizou-se areia natural extraída do rio Paraíba, proveniente das proximidades da cidade de João Pessoa, para a qual foram feitos os ensaios especificados pelas normas brasileiras. Os resultados das características físicas estão apresentados na Tabela

4.2 e a Figura 4.1, e na Tabela 4.2 foram acrescentados os valores limites recomendados pela norma NBR 7211 (ABNT, 2009).

Tabela 4.2 – Características físicas da areia.

Características analisadas	Resultados	Limites	Norma
Massa unitária (Kg/m ³)	1559,52	-	NBR NM 45/2006
Teor de material pulverulento (%)	0,9	< 3,0	NBR NM 46/2003
Teor de argila (%)	1,0	< 3,0	NBR 7218/2010
Massa específica (g/cm ³)	2,64	-	NBR NM 52/2006
Módulo de finura (%)	3,26	-	NBR NM 248/2003
Diâmetro máximo (mm)	4,75	-	NBR NM 248/2003

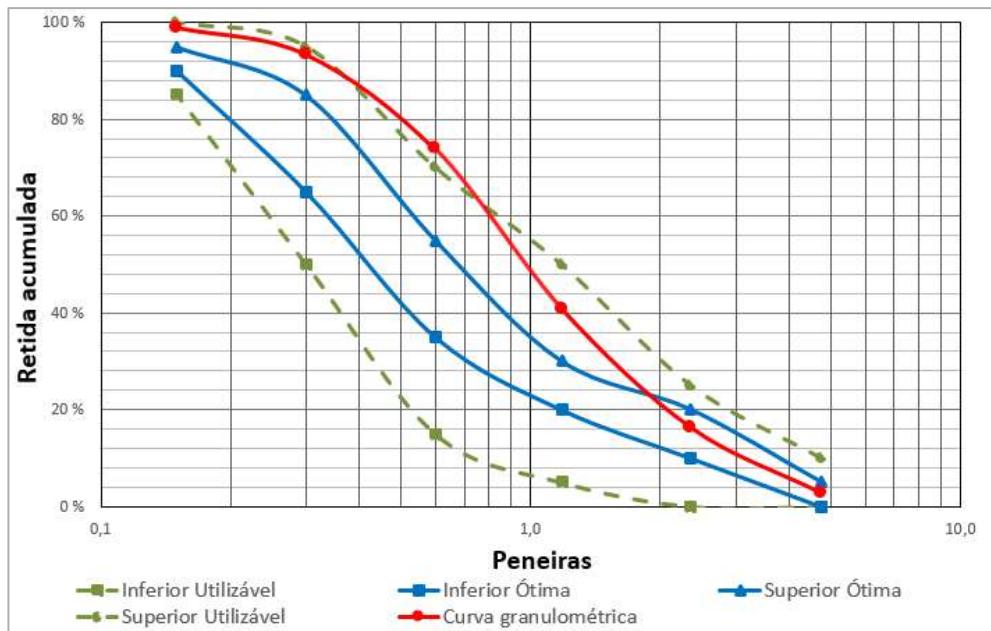


Figura 4.1 – Distribuição granulométrica da areia.

4.1.3. Agregado Graúdo

Como agregado graúdo, empregou-se a brita n° 1, granítica disponível na região da cidade de João Pessoa. A caracterização do agregado graúdo foi conforme as especificações das normas brasileiras. Os resultados das características físicas estão apresentadas na Tabela 4.3 e Figura 4.2; na Tabela 4.3 ainda foram acrescentados os valores limites recomendados pela norma NBR 7211 (ABNT, 2009).

Tabela 4.3 – Características físicas da brita.

Características analisadas	Resultados	Limites	Norma
Massa unitária (Kg/m ³)	1447,62	-	NBR NM 45/2006
Teor de material pulverulento (%)	0,57	< 1,0	NBR NM 46/2003
Teor de argila (%)	0,1	< 3,0	NBR 7218/2010
Massa específica (g/cm ³)	2,82	-	NBR NM 53/2009
Módulo de finura (%)	6,78	-	NBR NM 248/2003
Diâmetro máximo (mm)	19	-	NBR NM 248/2003

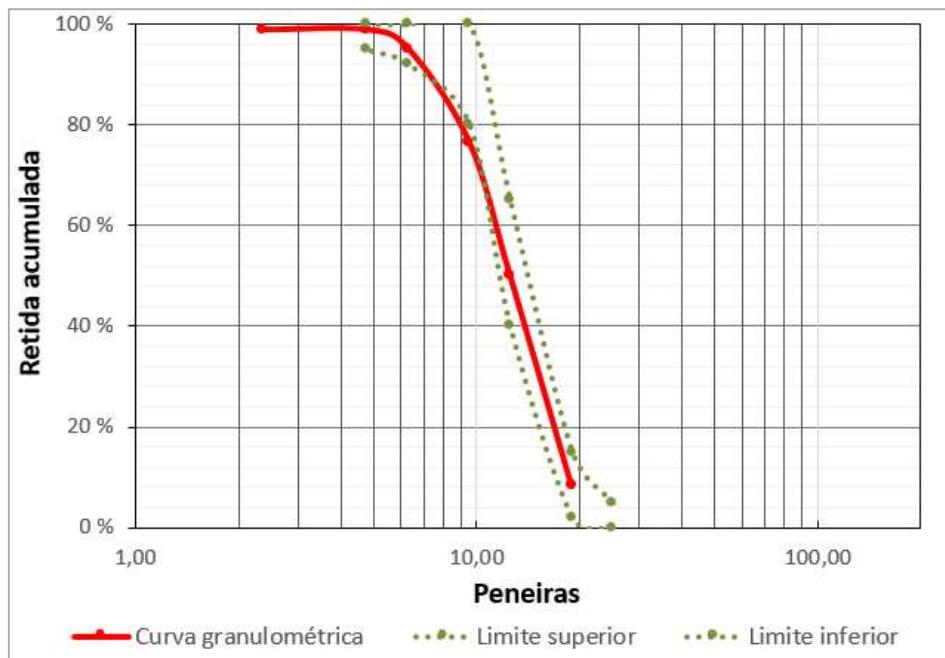


Figura 4.2 – Distribuição granulométrica da brita.

4.1.4. Água

A água utilizada para amassamento da mistura foi água potável da rede de abastecimento público da cidade de João Pessoa – PB.

4.1.5. Aditivo

Foi utilizado aditivo plastificante Bautech N, comercializado na região, com as seguintes características técnicas:

- Densidade: $1,01 \pm 0,03$ g/cm³;
- PH: 4,5 a 5;
- Sólidos: 38 a 40%.
- Dosagem recomendada: entre 0,2 e 0,5% da massa do cimento.

4.1.6. Características do concreto, dosagem e procedimentos de mistura

Foi feito um estudo de dosagem com o objetivo de obter um concreto convencional CC com uma resistência característica f_{ck} de 20 MPa. O traço decorrente foi: 1: 3,45: 3,35:0,70 (Aglomerante, agregado miúdo, agregado graúdo e água) calculado em massa; de aditivo foi adotado 0,2% da massa do cimento.

Os materiais foram misturados na betoneira na seguinte ordem:

- Mistura de parte do agregado graúdo com todo o agregado miúdo e água por 30 segundos;
- Colocação de todo o cimento e posteriormente o resto da brita;
- Adição do plastificante.

4.1.7. Propriedades do concreto fresco

Para a caracterização do concreto no estado fresco, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone de Abrams (Slump Test), de acordo com a norma NBR NM 67 (ABNT, 1998), para a determinação da consistência do concreto. Além disso, foi calculada a densidade do concreto fresco de acordo com a NBR 9833 (ABNT, 2008). Todos os resultados estão descritos na Tabela 4.4, a seguir.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios do concreto no estado fresco.

Propriedade	Resultado
Consistência pelo “slump test” (cm)	10,5
Massa específica aparente (kg/m ³)	1671,43
Teor de ar (%)	0,03

4.1.8. Propriedades do concreto no estado endurecido

4.1.8.1. Resistência à compressão axial

O ensaio de resistência à compressão foi realizado conforme a NBR 5738 (ABNT, 2015) e NBR 5739 (ABNT, 2007), em que foram ensaiados corpos de prova cilíndricos de 10x20 cm (Figura 4.3). A dosagem foi feita para f_{ck} de 20 MPa e apresentou como resultado, a média de 21,5 MPa.



Figura 4.3 – Ensaio de resistência à compressão axial.

4.1.8.2. Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração do concreto foi determinada por meio do ensaio de corpos de prova cilíndricos de 10x20 cm, de acordo com a NBR 7222 (ABNT, 2011) (Figura 4.4). A média dos resultados foi de 2,81 MPa de resistência à tração.



Figura 4.4 – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

4.1.8.3. Módulo de elasticidade

Módulo de elasticidade do concreto foi determinado por meio de ensaios de cinco corpos de prova 10x20 cm, calculado a partir do ensaio de ultrassom, através da NBR 8802 (ABNT, 2013). A média dos resultados do ensaio foi de 15,35 GPa.

4.1.9. Caracterização das barras de aço

Nesta pesquisa foram utilizadas barras de aço da classe CA-50, de seção circular, com resistência característica de escoamento (f_{yk}) de 500 MPa, comercializadas em João Pessoa – PB.

Optou-se pela barra de aço de diâmetro de 20mm (3/4") pois é corrente o uso de barras desse diâmetro em execução de pontes e viadutos. Além disso, foi possível conseguir uma melhor precisão nos ensaios de aderência com a utilização desta barra, decorrente da capacidade e precisão das máquinas de ensaios utilizada.

O ângulo de inclinação das nervuras transversais oblíquas foi determinado através de média de uma série de dez leituras para cada lado da barra. O método é ilustrado na Figura 4.5.



Figura 4.5 – Leitura do ângulo das nervuras.

A distância entre nervuras foi medida em uma série de dez aferições através de um paquímetro digital (ver Figura 4.6).

A altura média entre as nervuras foi obtida através de uma série de dez leituras consecutivas (ver Figura 4.7). A altura da nervura foi aferida por meio de um transdutor de deslocamento.



Figura 4.6 – Leitura do espaçamento médio das nervuras.



Figura 4.7 – Leitura da altura das nervuras.

A caracterização geométrica e a mecânica das barras de aço foram feitas de acordo com a NBR 7480 (ABNT, 2007) e NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013) e estão descritas nas Tabela 4.5 e Tabela 4.6 a seguir.

Tabela 4.5 – Características geométricas da barra de 20 mm.

Propriedade	Resultado	Limites (NBR 7480/07)
Eixo das nervuras transversais oblíquas.	41°	Âng. entre 45° e 75°
Altura média das nervuras transversais oblíquas.	1,1 mm (5,3%)	≥ 4% do diâmetro nominal da barra
Espaçamento médio das nervuras transversais oblíquas.	11,2 mm (56%)	Entre 50 e 80% do diâmetro nominal

Tabela 4.6 – Características mecânicas da barra.

Símb.	Propriedade	Resultado	Limites (NBR 7480/07)
-	Massa nominal (kg/m)	2,500	2,343 a 2,589
f_y	Resistência característica ao escoamento (MPa)	500	500
f_{st}	Limite de resistência (MPa)	≈ 540	540
f_{tu}	Lim. de ruptura (MPa)	733,87	-

4.2. Procedimento experimental

4.2.1. Variáveis dos experimentos

Neste tópico estão descritas todas as variáveis consideradas e o motivo de não utilizar algumas variáveis embasando-se na literatura estudada nesta pesquisa. Ao final deste tópico está relacionado um quadro-resumo com as variáveis em estudo.

Não será abordada a comparação da posição das barras no concreto visto que a barra na posição horizontal tem um desempenho inferior quanto à aderência de acordo com os estudos de Fernandes (2006) e Fernandes *et al.* (2011). Além disso, a posição horizontal das barras no concreto é a esperada quando se faz expansões laterais em tabuleiros de pontes. Por esses motivos foi escolhido a posição das barras como sendo na horizontal.

A variável de tempo para o início de vibração não foi analisada. Levou-se em consideração que não haveria interdição das pontes para reabilitações e alargamentos.

A duração de tempo de vibração dos corpos de prova na literatura é diversa. Vários autores (FURR AND FOUAD, 1981; MULLER-ROUCHOLZ AND WEBER, 1986; HASH AND DARWIN, 1983; BRANDL AND GUNZLER, 1989; SILFWERBRAND, 1992; FERNANDES, 2006; FERNANDES *et al.*, 2011; HONG & PARK, 2015;) estudaram desde 3 horas até 48 horas depois da moldagem do concreto, mas cada autor teve uma programação própria dentro desse intervalo. Neste trabalho, foi levado em consideração a fase de comportamento do concreto em estado fresco. Então, o resultado do ensaio de fim de pega do cimento pelo ensaio de Vicat da NBR 65 (2003), de aproximadamente três horas, foi considerado como o marcador do fim dos ensaios de vibração.

A escolha do cimento CP - V ARI foi devido à necessidade de se obter resistência em menos tempo o que implica diretamente no menor tempo de pega. Este cimento tem bastante uso quando se trata de obras que demandem resistência inicial elevada e rápida desenforma, causando uma economia de custos e sua aplicação foi considerada adequada para obras de reparos em pontes devido a tais características.

A resistência característica a compressão (f_{ck}) escolhida foi de 20 MPa para que o modo de ruína não seja o escoamento do aço quando da realização dos ensaios de arrancamento (descritos adiante), produzindo resultados mais confiáveis.

Para o tempo de vibração estipulado, foi utilizado o PPV dentro do limite estabelecido de até 10 cm/s de acordo com os limites propostos por Ansell e Silfwerbrand (2003) (Tabela 3.1). Levando em consideração que o valor do limite proposto pelos autores citados acima pode ser relativamente alto em relação aos valores da maioria de outros trabalhos aqui citados, também foi incluído um PPV de 5 cm/s, metade do valor inicial, para verificar se existe uma repetibilidade do comportamento.

As frequências de vibração nem sempre são incluídas nos estudos, segundo Ansell e Silfwerbrand (2003). A fim de propor as frequências para utilização nesta pesquisa foi necessário realizar levantamento em relatórios de empresas brasileiras que realizam serviços de análises e soluções de problemas dinâmicos em pontes, pois as frequências são muito variáveis entre as pesquisas (FURR AND FOUAD, 1981; MULLER-ROUCHOLZ AND WEBER, 1986; HASH AND DARWIN, 1983; BRANDL AND GUNZLER, 1989; SILFWERBRAND, 1992; FERNANDES, 2006; FERNANDES *et al.*, 2011; HONG & PARK, 2015;). Neste trabalho foram consideradas frequências naturais das pontes brasileiras, obtidas por meio de relatórios técnicos de LSE (2010) (ver Tabela 4.7).

Tabela 4.7 – Frequências naturais de pontes brasileiras. Fonte: Adaptado de LSE (2010).

Ponte	Km	Rodovia	Frequência fundamental (Hz)
Iriri	121	BR-040	12,5
Escuro	114	BR-040	10,69
Roncador	139	BR-040	9,52
Saracuruna	140	BR-040	6,7
Suruí	126	BR-040	7,41
Inhomirim	132	BR-040	6,25
Figueira	138	BR-040	12,5
Ipiabas	259	BR-393	5,37
Boa esperança	269	BR-393	7,91
Flores	279	BR-393	8,79
Inferno	280	BR-393	8,39

A partir dos dados destas pontes, foi definida uma faixa com frequências entre 5 e 12 Hz para o sinal de varredura empregado na excitação das amostras. É importante salientar que a faixa escolhida para os ensaios deste trabalho não contempla todas as frequências de pontes da literatura, uma vez que estas são variáveis; isso acontece principalmente pelas características estruturais e o vão de cada ponte.

Para a escolha do sinal de excitação senoidal, usualmente utilizado em estudos na literatura (FURR AND FOUAD, 1981; MULLER-ROUCHOLZ AND WEBER, 1986; HASH AND DARWIN, 1983; BRANDL AND GUNZLER, 1989; SILFWERBRAND 1992; FERNANDES, 2006; HONG & PARK, 2015), foi utilizado o valor de 8,5 Hz, ponto médio entre 5 e 12 Hz. A partir daí e visando definir o nível de excitação a ser aplicado, foram feitos testes com o excitador eletrodinâmico utilizado, com uma amostra simulando os sinais com as frequências e PPV's de interesse e, com auxílio de um acelerômetro, os dados foram aquisitados por um programa feito na plataforma do LabVIEW, obtendo-se os sinais ilustrados na Figura 4.8 abaixo.

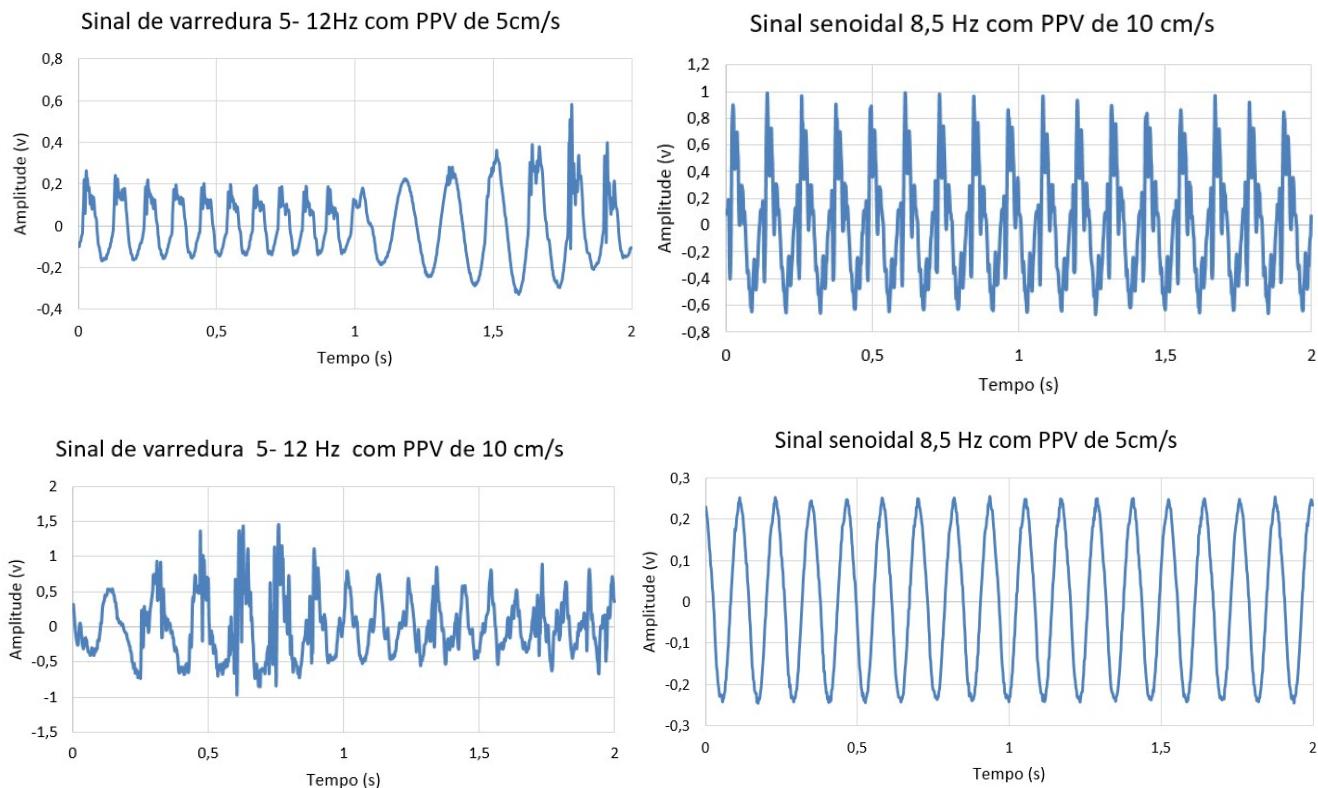


Figura 4.8 – Gráficos dos sinais no domínio no tempo.

O acelerômetro utilizado possui uma constante nominal de 1 V/g, assim os sinais medidos em Volts podem ser convertidos para os valores de pico de aceleração em m/s² multiplicando pela aceleração da gravidade (g).

Amostras foram obtidas com os dois sinais já definidos e a partir dos dados dos sinais obtidos foi feito o cálculo do RMS (Raiz do valor Médio Quadrático) para um conjunto de valores (do sinal). Esta foi a forma encontrada de se poder comparar os tipos de sinais. O RMS é um valor médio usado para sinais oscilatórios, e a fim de se converter para o valor de pico da aceleração divide-se tal valor por 0,707. Utilizando os dados dos gráficos foram calculados os seguintes valores RMS:

- Sinal senoidal 8,5 Hz com PPV de 5 cm/s, com RMS de = 0,17 v;
- Sinal de varredura de 5 a 12 Hz com PPV de 5 cm/s, com RMS de = 0,16 v;
- Sinal senoidal 8,5 Hz com PPV de 10 cm/s, com RMS de = 0,4 v;
- Sinal de varredura de 5 a 12 Hz com PPV de 10 cm/s, com RMS de = 0,42 v.

Os valores obtidos pelo cálculo do RMS possuem a mesma grandeza de acordo com a PPV, ou seja, o sinal senoidal de 8,5 Hz com PPV de 5 cm/s tem aproximadamente o mesmo valor RMS que o sinal de varredura com o PPV de 5 cm/s. E isto se repete para o sinal senoidal e varredura de PPV 10 cm/s. Além disso, o sinal senoidal e o sinal de varredura com PPV de 5 cm/s tem valor de RMS em aproximadamente metade do de PPV de 10 cm/s, ao se comparar com o sinal senoidal e o sinal de varredura com PPV de 10 cm/s. Portanto, assegura-se que os dados podem ser comparados.

Por fim, as combinações utilizadas nos testes, envolvendo sinais senoidal e de varredura, com as PPV's de 5 e 10 cm/s, são mostradas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Variáveis do experimento.

Espécimes	Frequência	PPV	Tempo de vibração (h:min)	Ensaio	Número de réplicas
NV	-	-	0:00	Arrancamento	6
NV	-	-	0:00	Compressão axial	9
SS	8,5 Hz	5 cm/s	3:00	Arrancamento	6
SS	8,5 Hz	5 cm/s	3:00	Compressão axial	9
SV	5 - 12 Hz	5 cm/s	3:00	Arrancamento	6
SV	5 - 12 Hz	5 cm/s	3:00	Compressão axial	9
SS	8,5 Hz	10 cm/s	3:00	Arrancamento	6
SS	8,5 Hz	10 cm/s	3:00	Compressão axial	9
SV	5 - 12 Hz	10 cm/s	3:00	Arrancamento	6
SV	5 - 12 Hz	10 cm/s	3:00	Compressão axial	9

Legenda: **NV** = Não Vibrado; **SS** = Sinal Senoidal ; **SV** = Sinal de Varredura.

4.2.2. Equipamentos e dispositivos utilizados

Neste tópico são descritos os equipamentos e dispositivos construídos e utilizados para os ensaios dinâmicos e de arranque.

4.2.2.1. Dispositivos utilizados nos ensaios dinâmicos

Foi feito um arranjo com os equipamentos disponíveis no LAEDE (Laboratório de Análise Estrutural e Avaliação de Desempenho). A seguir são apresentados os equipamentos utilizados e os dispositivos construídos; e em seguida um diagrama de montagem das aparelhagens.

O transdutor eletrodinâmico (atuador) utilizado nos ensaios de vibração foi o ET-140 da marca Labworks. Possui um suporte com 8 cm de diâmetro com porcas para encaixe de parafusos de 5 mm de diâmetro. A operação do equipamento pode ser na vertical ou na horizontal, porém para a pesquisa foi necessário que estivesse na posição vertical.

Há um sistema de ventilação conectado ao atuador para que o mesmo não fique sob altas temperaturas; este modelo de atuador inclusive tem um sensor para verificar se está sendo resfriado antes de receber os sinais. Caso isso ocorra o atuador não funciona.

O amplificador utilizado foi o modelo PA - 141 da empresa Labworks e o gerador de sinais de modelo 33220A da empresa Agilent, ambos compatíveis com o atuador.

Com o propósito de conseguir colocar os corpos de prova no atuador, foi confeccionada uma forma de madeira maciça com dimensões 60x28x2 cm com furos de 5 mm para parafusá-la ao atuador.

Com a necessidade de reduzir o peso do corpo de prova, quando posta sobre a forma de madeira, foi elaborado um arranjo com molas pendurado a uma barra de ferro (ver Figura 4.9 e Figura 4.10). Este arranjo conseguiu aliviar cerca de 20 kg de peso sobre o atuador, e apenas os 2 kg excedentes eram suportados pelo mesmo. Isso foi necessário devido à limitação de peso que o atuador pode suportar.

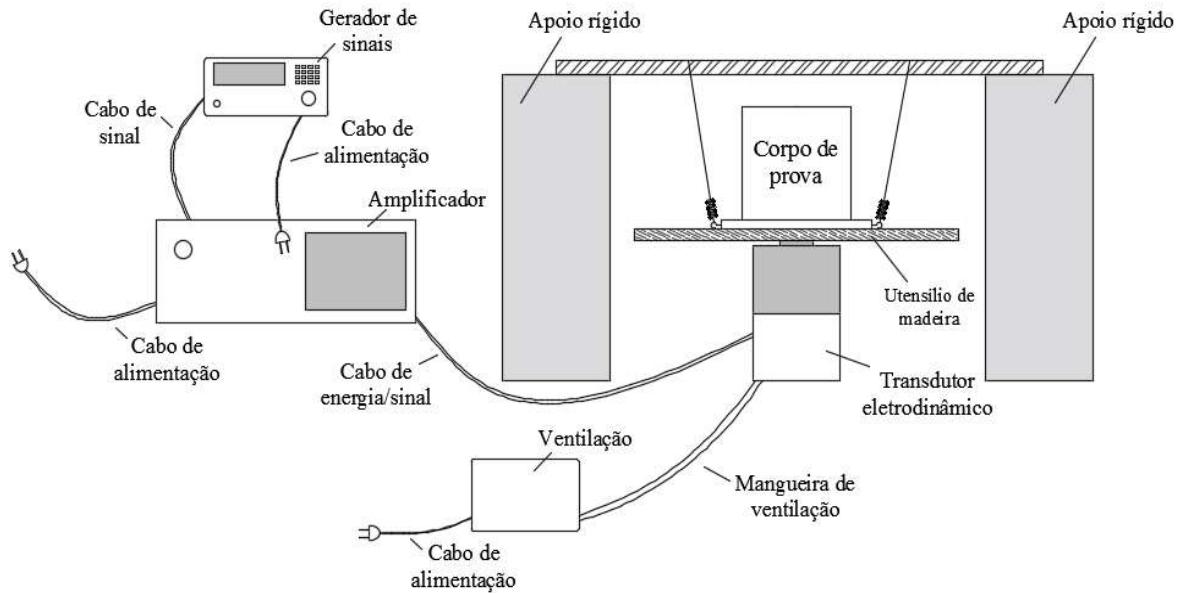


Figura 4.9 – Diagrama de montagem dos equipamentos usados nos ensaios dinâmicos.



Figura 4.10 – Foto da montagem dos equipamentos usados nos ensaios dinâmicos.

4.2.2.2. Dispositivos utilizados no ensaio de arranque

A máquina universal de ensaios com capacidade de 100 t da empresa Contenco - Pavitest Ref. I3058 (ver Figura 4.11), com velocidade de aplicação de força de aproximadamente 2,5 mm/min, foi utilizada para o ensaio de arrancamento.



Figura 4.11 - Máquina universal de ensaios.

O dispositivo utilizado, para adaptar a máquina universal de ensaios, é constituído de duas placas de aço e quatro barras rosqueadas, com o bloco de concreto livre e sem interferências (ver Figura 4.12).

O ensaio é realizado com o corpo de prova em contato com o dispositivo, este sendo preso na garra superior da máquina de ensaios. A barra do bloco passa pela placa inferior através de um furo central e é presa na garra inferior. No ensaio, a garra inferior é que vai puxar a barra, que está presa apenas ao concreto. O deslocamento ocorrido na barra é medido por LVDT's, que são medidores de deslocamentos e estão arranjados no dispositivo e externos ao bloco (ver Figura 4.13).

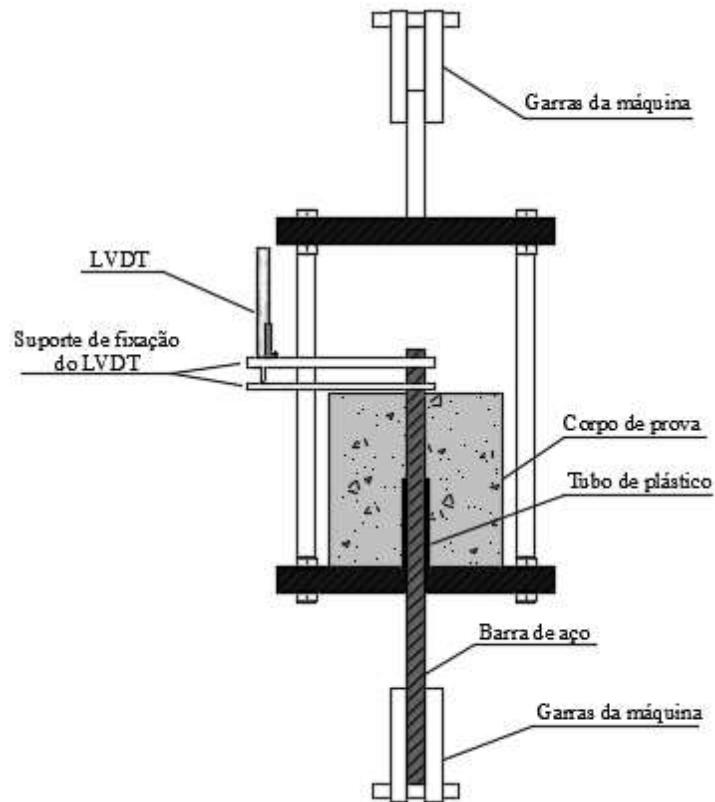


Figura 4.12 – Diagrama do dispositivo e instrumentação do modelo de arrancamento.



Figura 4.13 – Foto do dispositivo e instrumentação do modelo de arrancamento.

4.2.3. Ensaios de resistência à compressão

Os moldes utilizados para os ensaios de resistência à compressão têm 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. O procedimento de moldagem dos corpos de prova foi feito de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015). Antes da utilização, os moldes foram revestidos com óleo mineral.

Após a mistura do concreto, foi feito adensamento manual, em duas camadas com doze golpes e posteriormente o corpo de prova foi rasado com uma régua metálica. A partir daí os corpos de prova foram vibrados no atuador eletrodinâmico, conforme aplicável.

O período de cura inicial dos corpos de prova foi feito durante 24 horas em um local coberto e protegido, depois disso foram desmoldados e deixados em ambiente coberto e livre de intempéries para cura ao ar até o ensaio de compressão aos 28 dias de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007). A preparação dos corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão foi feita, com a colocação de uma camada regularizadora composta por pasta de cimento e água, nas 24 horas anteriores ao ensaio.

4.2.4. Ensaios de arrancamento

Os corpos de prova utilizados para o ensaio de arrancamento obedeceram às recomendações da RILEM/CEB RC 6 (1983). Segundo a norma, para barras cujo diâmetro seja menor ou igual a 20mm, a seção transversal dos blocos é de 200mm, para as barras com diâmetro maior que 20mm, a seção transversal deve ser $10 \times \varnothing$ (ver Figura 4.14).

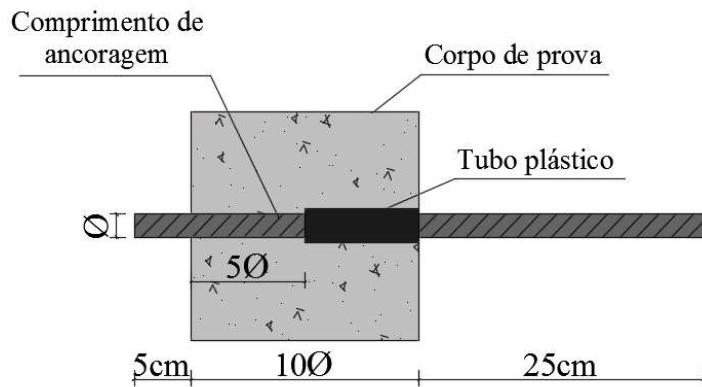


Figura 4.14 – Desenho esquemático do corpo de prova.

Os tubos plásticos (representado na Figura 4.14), foram eletrodutos plásticos rígidos que encontravam-se disponíveis no LABEME. As medidas destes eletrodutos foram 25 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento inserido na forma, além de cerca de 2 cm a mais que serviam de apoio na própria forma.

A limpeza mecânica das barras foi feita com auxílio de um moto esmeril para que as barras ficassem com a coloração uniforme e com brilho, e posteriormente foi passado acetona para remover qualquer tipo de resíduos ou poeiras impregnadas na barra (ver Figura 4.15); esses procedimentos estão citados na ASTM C 234-91a e estão de acordo com os cuidados listados por Helene (1992).



Figura 4.15 – Procedimento de limpeza das barras.

As formas foram fabricadas de madeira compensado naval com espessura de 15mm. Suas laterais e fundo são removíveis para permitir a desmoldagem do bloco com facilidade.

Antes da moldagem dos corpos de prova, as formas foram revestidas com uma película de óleo mineral para facilitar a desmoldagem do bloco. Com as barras e os tubos plásticos já posicionados, iniciava-se a concretagem; e para o adensamento manual foram feitas 3 camadas com 25 golpes em cada, tomando cuidado para não golpear as barras. Na Figura 4.16 são apresentados alguns procedimentos para a moldagem dos corpos de prova para o ensaio de aderência.

A cura inicial dos corpos de prova ocorreu durante 24 horas em um local protegido das intempéries e após este tempo, foram desmoldados e deixados ao ar até completar os 28 dias após a moldagem.

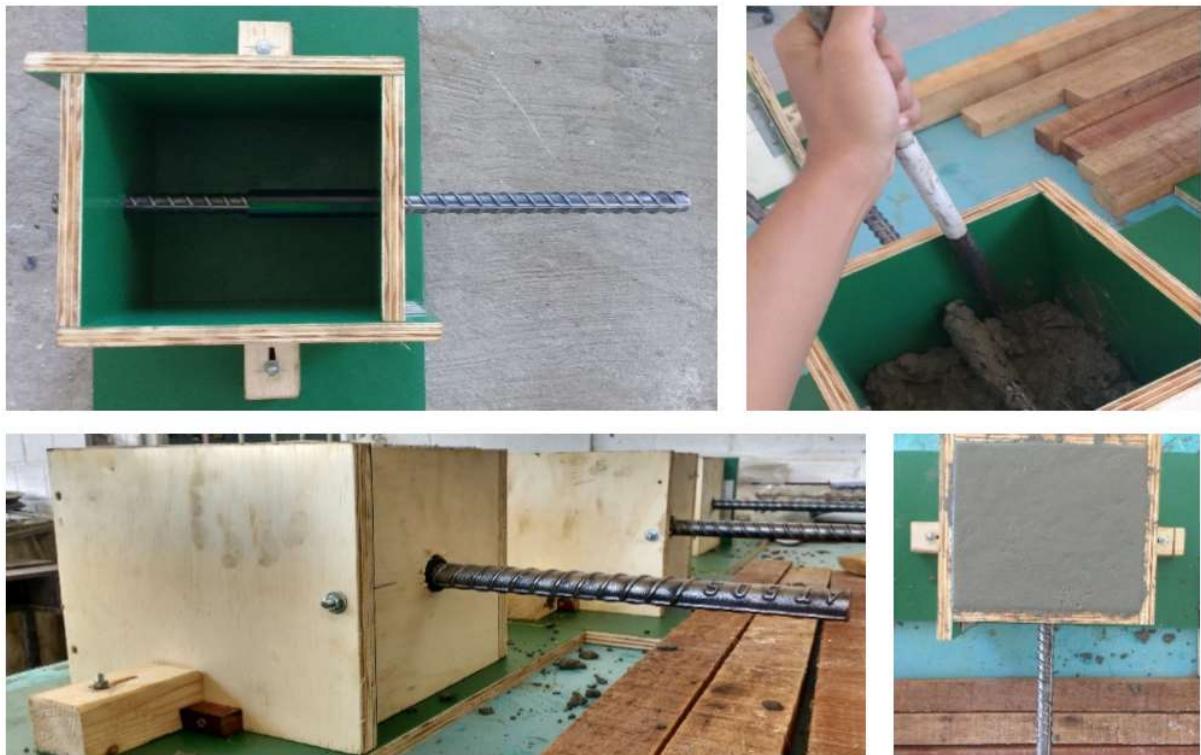


Figura 4.16 – (a) Forma com barra posicionada, (b) colocação do concreto e adensamento das camadas. (c) e (d) Corpos de prova moldados e com acabamento final da face superior.

5. RESULTADOS

5.1. Análise estatística pré-experimental

Com o propósito de conseguir uma maior confiabilidade dos ensaios apresentados nesta pesquisa, foram realizados ensaios pré-experimentais compostos de nove amostras para o ensaio de arrancamento e feitas análises estatísticas comentadas nos subtópicos seguintes.

5.1.1. Teste de normalidade de Shapiro-Wilk

A fim de verificar se os dados coletados do pré-experimento correspondem a uma distribuição normal foi necessário o uso de uma análise de normalidade, e para isso foi escolhido o teste de Shapiro-Wilk (W).

As hipóteses foram: H_0 para amostras que provêm de uma população normal e H_1 para amostras que não provêm de uma população normal. A hipótese nula (H_0) desse teste é aceita se o W calculado for maior que o W_α (valor crítico para o nível de significância), indicando que as amostras são normalmente distribuídas. Isso também acontece com o p -valor, a hipótese nula é aceita somente se o p -valor for maior que o α (nível de significância). Na presente pesquisa o valor de α é 5%, que se relaciona diretamente com o nível de confiança de 95%. Aplicadas as equações da estatística W , os resultados encontrados foram apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Dados do Teste de Shapiro-Wilk.

W calculado	W_α
0,942	> 0,829
p-valor	α
0,4627	> 0,05

A partir da análise da Tabela 5.1, é possível dizer que a hipótese H_0 foi aceita e as amostras provêm de uma população normal com 95% de confiança.

5.1.2. Teste T-student

Para descobrir o n (número de repetições de amostras) dos experimentos foram utilizadas as fórmulas da literatura (Triola, 2009; Morettin e Bussab, 2010) para o intervalo de confiança, a partir de um conjunto de ensaios realizados. Para 95% de confiança, foram necessárias apenas seis amostras por grupo.

Apesar disso e devido a maior facilidade de moldagem, foram consideradas nove amostras de cada grupo para o ensaio de compressão devido à esperada variabilidade, em geral, existente nos resultados deste ensaio.

5.2. Análise visual do concreto

Após os corpos de prova vibrarem por três horas foi notado uma diminuição no volume dos corpos de prova para ambos os ensaios (de compressão e de aderência), pela perda de água decorrente da vibração do concreto na forma.

A parte superior dos corpos de provas vibrados apresentaram sinais de formação de uma camada de pasta, porque em sua superfície formou-se uma fina camada em forma de pó (Figura 5.1).

Nas laterais dos corpos de prova vibrados se formaram “caminhos” de areia visualmente separada dos outros materiais, evidenciando que as vibrações produzem um concreto menos homogêneo (Figura 5.2).



Figura 5.1 – Corpos de prova vibrados com camada superior em forma de pó.



Figura 5.2 – “Caminhos” de areia formados decorrente da vibração do concreto fresco.

Ao serem ensaiados, os corpos de prova vibrados tiveram suas rupturas por fendilhamento e alguns chegaram a se partir, assim pôde-se examinar seu interior (Figura 5.3).

Através da análise visual verificou-se haver indícios de segregação dos materiais nos corpos de prova vibrados. Na parte superior dos corpos de prova formou-se uma região bem definida com acúmulo de pasta. Um pouco mais abaixo formou-se uma região com acúmulo de areia e abaixo as britas envoltas por areia e pasta.



Figura 5.3 – Corpo de prova do ensaio vibrado após a ruptura.

5.3. Resultados dos ensaios de compressão

Com o propósito de analisar estatisticamente a resistência à compressão foi realizado o teste de Análise de Variância (ANOVA), aplicando aos resultados obtidos dos ensaios experimentais, a fim de verificar a influência dos fatores: tipo de sinal e PPV. Esta análise foi realizada através do software Portal Action.

A tabela ANOVA apresenta os seguintes resultados: o tipo de fator, os graus de liberdade, valores das somas dos quadrados, médias quadradas, o valor de teste F calculado (F_{calc}), F crítico (F_c) e o p-valor.

Pode-se denominar um efeito não significativo dos tratamentos se o p-valor for maior que 0,05; isso significa dizer que não se rejeita a hipótese de igualdade entre os grupos (H_0). O p-valor indica o valor mínimo que pode-se rejeitar a hipótese H_0 .

A tabela ANOVA (Tabela 5.2) estabeleceu que existem diferenças entre grupos, porém não se sabe quais grupos são diferentes e quais são semelhantes, por isso, foi realizado o teste de Tukey com o propósito de verificar quais os grupos possuem médias diferentes com nível de confiança de 95%.

Tabela 5.2 – ANOVA para a carga de ruptura de compressão.

Tabela da Anova						
	<i>G.L.</i>	<i>Soma dos Quadrados</i>	<i>Quadrado Médio</i>	F_{calc}	F_c	<i>P-valor</i>
Fator	4	177687391,4	44421847,86	8,4	2,61	5,1058E-05
Resíduos	40	211464493,6	5286612,339	-	-	-

O teste de Tukey demonstra quais grupos possuem diferenças e semelhanças com nível de confiança de 95%. Na Figura 5.4 também foi elaborado um gráfico com média e desvios para complemento das interpretações do teste de Tukey.

Na Tabela 5.3 estão os resultados de todos os grupos de testes de compressão, que são interpretados pelos agrupamentos. Se as letras são iguais, isso implica que não existem diferenças significativas, caso as letras sejam diferentes, existem diferenças significativas entre os grupos. Caso o agrupamento seja “ab”, este não tem diferenças significativas dos grupos “a” e “b”.

Tabela 5.3 – Agrupamento em letras do teste de Tukey para carga de ruptura de compressão.

Agrupamento	
Fator	Grupos
Não vibrado	a
SS 10 cm/s	b
SV 5 cm/s	b
SV 10 cm/s	b
SS 5 cm/s	b

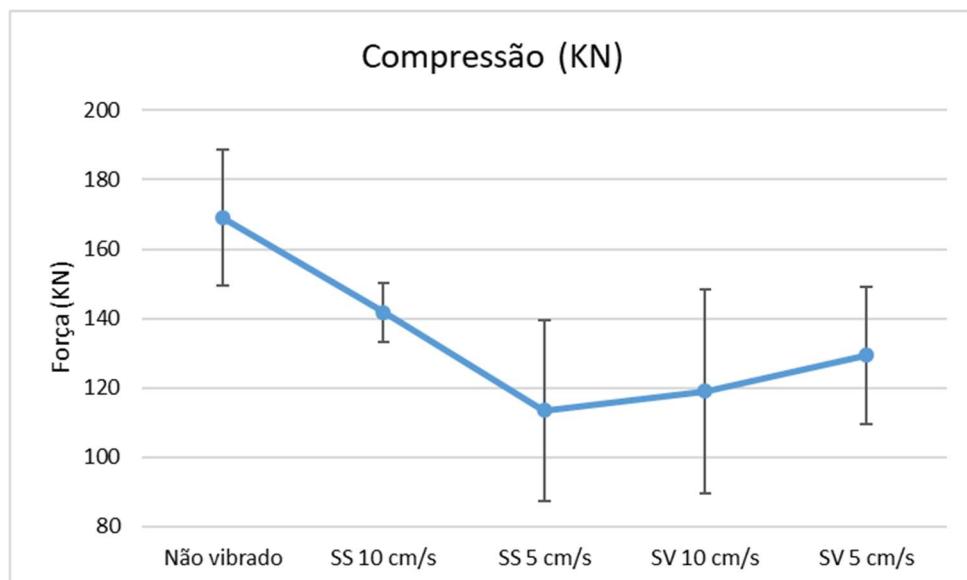


Figura 5.4 – Gráfico com médias e desvios-padrão para carga de ruptura de compressão.

A partir das Tabela 5.3 e Figura 5.4, pode-se obter as seguintes considerações:

Os grupos de corpos de prova vibrados estão no grupo ‘b’ indicando que não há diferenças significativas entre os tipos de sinais e os níveis de PPV.

Os corpos de prova não vibrados estão no grupo ‘a’ enquanto os corpos de prova vibrados estão no grupo ‘b’, mostrando que houve diferenças significativas entre os vibrados e não vibrados. A Figura 5.4 mostra que os corpos de prova vibrados têm resistências à compressão menores do que as resistências à compressão dos corpos de prova não vibrados.

A Tabela 5.4 mostra uma redução da resistência à compressão dos corpos de prova vibrados, comparando-se com os corpos de prova não vibrados.

Tabela 5.4 – Redução das resistências à compressão dos vibrados em relação aos corpos de prova não vibrados.

Grupo	Redução (%)
SS 5 cm/s	33,0
SS 10 cm/s	18,6
SV 5 cm/s	23,3
SV 10 cm/s	29,8

No concreto fresco exposto a uma vibração senoidal (SS 10 cm/s), houve uma redução de pelo menos 18,6% e, caso sejam expostas a vibrações críticas (SS 5cm/s), pode-se chegar a ter uma perda de resistência à compressão em média de 33%, em relação às estruturas não expostas às vibrações.

5.4. Resultados dos ensaios de aderência

5.4.1. Forma de ruptura

Todos os corpos de provas que não vibraram apresentaram ruptura por arrancamento (Figura 5.5). Geralmente este tipo de ruptura indica que as barras estavam suficientemente confinadas pelo concreto (cobrimento $\geq 5\phi$).

Os corpos de prova que vibraram tiveram ruptura por fendilhamento (Figura 5.6) já que foi observado uma irradiação de trincas a partir do centro de onde a barra está ancorada para as extremidades do bloco.



Figura 5.5 – Ruptura por arrancamento (neste caso a barra foi puxada até 3 cm para fora do corpo de prova de concreto, por segurança o LVDT foi retirado).



Figura 5.6 – Ruptura por fendilhamento.

Apesar dos corpos de prova não vibrados terem uma resistência à compressão maiores, essa resistência à compressão não foi possivelmente suficiente na região da barra o que causou a destruição do concreto das nervuras e o consequente arrancamento da barra. O fendilhamento dos corpos de prova vibrados aconteceu devido a resistência à compressão na região da barra ser possivelmente mais elevada que o caso anterior, porém surgem pressões internas que posteriormente criam intensas fissurações no concreto.

5.4.2. Resultados experimentais *versus* normativos

A comparação foi feita utilizando-se as normas ACI 318 (1983) e NBR 6118 (2014), comparando com a tensão última de aderência (τ_b) e também a tensão correspondente ao deslizamento de 0,1 mm, valor proposto por Leonhardt e Mönning (1977), e estão apresentados na Tabela 5.5 e Figura 5.7.

Tabela 5.5 – Tensões de aderência experimental e normativos.

Modelo	Resultados (MPa)				
	Não vibrados	SS 10 cm/s	SS 5 cm/s	SV 10 cm/s	SV 5 cm/s
τ_b - experimental	14,02	16,86	16,83	17,58	18,67
f_{bd} ($s = 0,1\text{mm}$)*	4,80	4,47	8,45	11,00	10,15
f_{bd} - NBR 6118:2014	2,17	1,90	1,66	1,72	1,82
u - ACI 318:1963**	2,20	1,99	1,80	1,85	1,93

* Calculado com a força de tração dos experimentos para deslizamento de 0,1 mm de acordo com Leonhardt e Mönnig (1977).

** Apesar da expressão estar desatualizada, ela foi utilizada apenas para comparação.

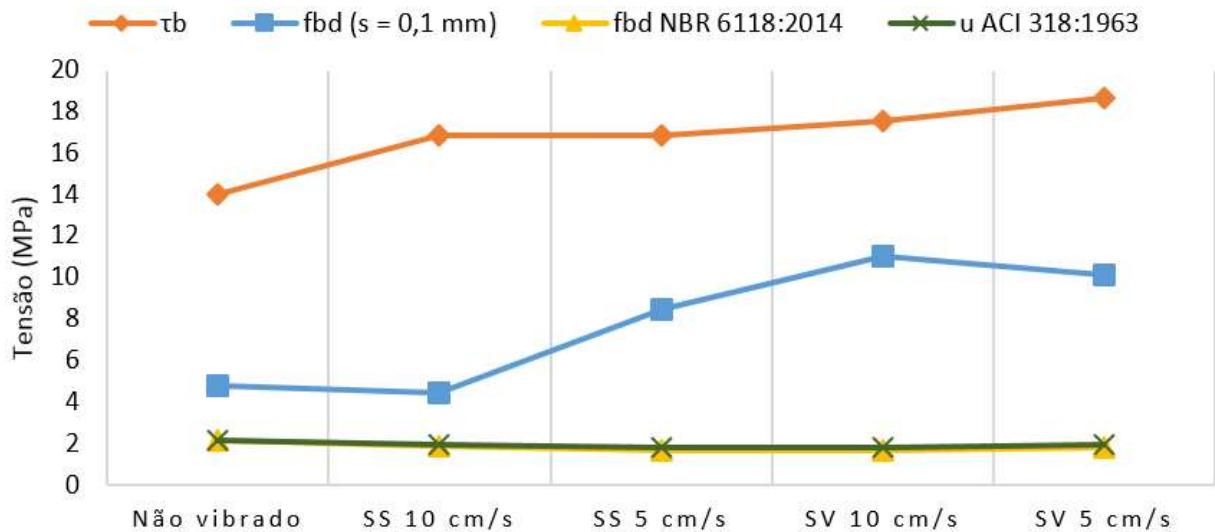


Figura 5.7 – Comparaçāo entre os resultados experimentais e normativos.

A partir da Tabela 5.5 e a Figura 5.7, e levando em consideração os valores calculados para os corpos de prova não vibrados, é possível concluir que:

- Os resultados dos cálculos da norma internacional possuem valores similares aos valores de cálculos da norma brasileira;
- Comparando a norma brasileira com a média experimental f_{bd} ($s = 0,1\text{mm}$) foi observado que a f_{bd} ($s = 0,1\text{mm}$) mostrou-se 121,2% superior;
- O cálculo de f_{bd} ($s = 0,1\text{mm}$) se mostrou a favor da segurança para o cálculo de aderência quando comparado à tensão última de aderência (τ_b), já que este último apresentou uma tensão de aderência 192,1% superior.

Ao comparar a norma brasileira com a tensão última de aderência (τ_b) é observado que a margem de segurança é bem maior, chegando a 419,25%. Portanto pode-se considerar que as

normas ACI 318 (1983) e a NBR 6118 (2014) oferecem fatores de segurança conservativos para cálculos em projetos.

5.4.3. Análise estatística da resistência à aderência

A análise estatística dos ensaios de aderência também foi feita com base no teste da ANOVA e teste de Tukey, para verificar possíveis influências do tipo de sinal e do PPV.

Na Tabela 5.6, é possível verificar que o p-valor é menor que 0,05, indicando que se pode rejeitar a H_0 , ou seja, há diferenças significativas entre grupos.

Tabela 5.6 – ANOVA para a força de tração dos ensaios de aderência.

<i>Tabela da Anova</i>						
<i>G.L.</i>	<i>Soma dos Quadrados</i>	<i>Quadrado Médio</i>	<i>F_{calc}</i>	<i>F_c</i>	<i>P-valor</i>	
Fator	4	29269718,67	7317429,667	6,25457	2,76	0,0012
Resíduos	25	29248333,5	1169933,34	-	-	-

A Figura 5.8 contém um gráfico para complementar com as médias e desvios-padrão da força de arrancamento para auxiliar a interpretação do teste de Tukey.

Tabela 5.7 – Agrupamento em letras do teste de Tukey para a resistência de aderência.

<i>Agrupamento</i>	
<i>Fator</i>	<i>Grupos</i>
SV 5 cm/s	a
SV 10 cm/s	a
SS 10 cm/s	ab
SS 5 cm/s	ab
Não Vibrado	b

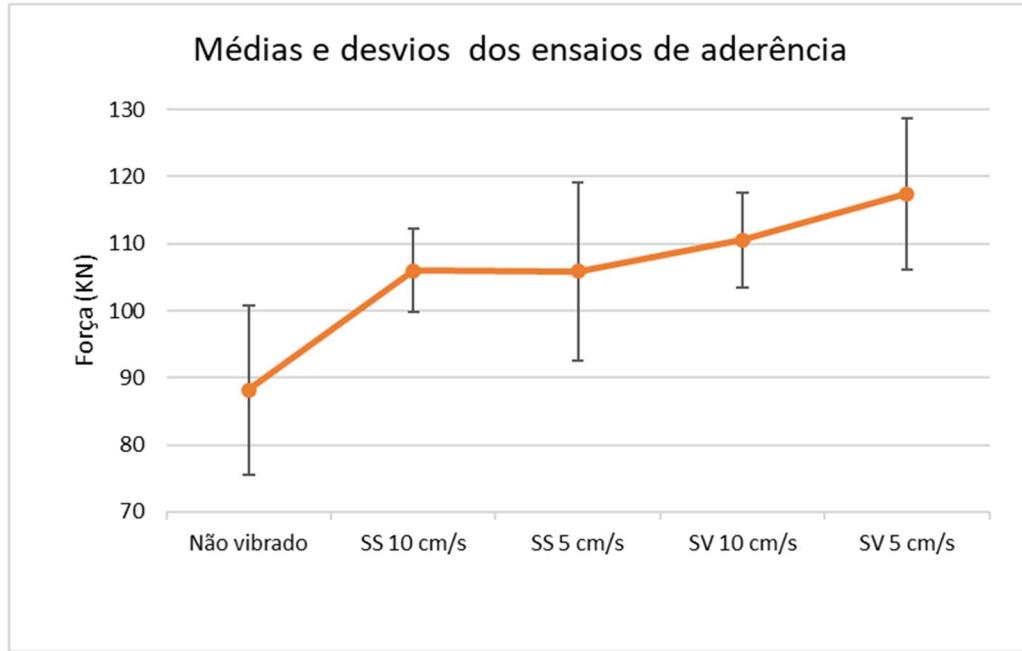


Figura 5.8 – Gráfico com médias e desvios-padrão para força de tração para o ensaio de aderência.

A partir da Tabela 5.7 e Figura 5.8, pode-se concluir que:

- Os corpos de prova vibrados com o Sinal de Varredura (SV) de PPV 5 e 10 cm/s estão nos grupos ‘a’ (mesmo grupo), então é possível verificar que não possuem diferenças significativas entre as médias, isso quer dizer que, não há diferenças entre os níveis de PPV para este tipo de sinal;
- Os corpos de prova vibrados com o Sinal Senoidal (SS) de 5 e 10 cm/s estão nos grupos ‘ab’ (do mesmo grupo); por isso é possível verificar que não há diferenças significativas entre as médias, ou seja, não há diferenças entre os níveis de PPV para este tipo de sinal;
- Os corpos de prova Não Vibrados (NV) comparados com SS 5 cm/s e 10 cm/s não possuem diferenças significativas pelo teste de Tukey. Mas ao comparar os corpos de prova NV com os SV com PPV de 5cm/s e 10 cm/s é possível notar, pelo teste de Tukey, que a resistência de aderência é maior quando se usa um sinal de varredura, nos dois níveis de PPV aplicados.

O teste de Tukey compara as médias e os desvios. Quando os desvios são grandes como no caso dos apresentados na Figura 5.8, as comparações podem não ser conclusivas, como é o caso da comparação entre os corpos-de-prova NV com os SS com PPV de 5 e 10 cm/s, onde não identificaram diferenças significativas. Porém, na análise da Tabela 5.8 pode-se perceber

um acréscimo da resistência de aderência, em média, dos corpos de prova vibrados com o SS com PPV de 5 e 10 cm/s comparando-se com os corpos de prova não vibrados.

Tabela 5.8 – Acréscimo das resistências de aderência dos corpos de prova vibrados em relação aos corpos de prova não vibrados.

Grupo	Acréscimo (%)
SS 5 cm/s	20,1
SS 10 cm/s	20,3
SV 5 cm/s	33,2
SV 10 cm/s	25,4

Estes resultados revelam que estruturas vibradas com sinal senoidal representam um acréscimo de cerca de 20,1% e 20,3%, com PPVs de 5 cm/s e 10 cm/s, respectivamente, representando poucas diferenças entre os níveis. Já as vibrações compatíveis com vibrações em forma de sinal de varredura podem ter um aumento da aderência entre o aço e o concreto, de pelo menos 25,4% para o PPV de 10 cm/s e até 33,2% para um PPV de 5 cm/s, quando comparados com estruturas que não estão submetidas a vibrações.

Estes aumentos da resistência de aderência para os corpos de prova vibrados podem estar relacionados com a diminuição da porosidade do concreto próximo à barra

5.5. Análise da tensão última de aderência *versus* resistência à compressão

Uma análise dos efeitos das vibrações feita simultaneamente com base nos resultados dos ensaios de aderência e ensaios de compressão está apresentada nas Figura 5.9 e Figura 5.10.

A Figura 5.9 mostra um aumento na aderência dos corpos de prova vibrados, apesar da redução da resistência à compressão, diferente dos corpos de prova não vibrados, que possuem uma maior resistência à compressão, porém uma menor resistência de aderência.

Figura 5.9 – Gráfico comparativo entre aderência e compressão.

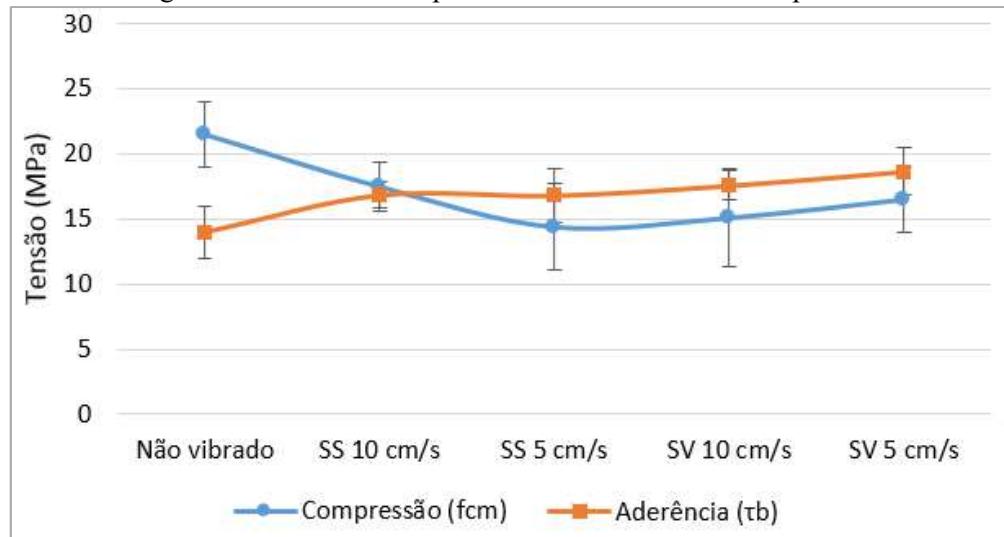
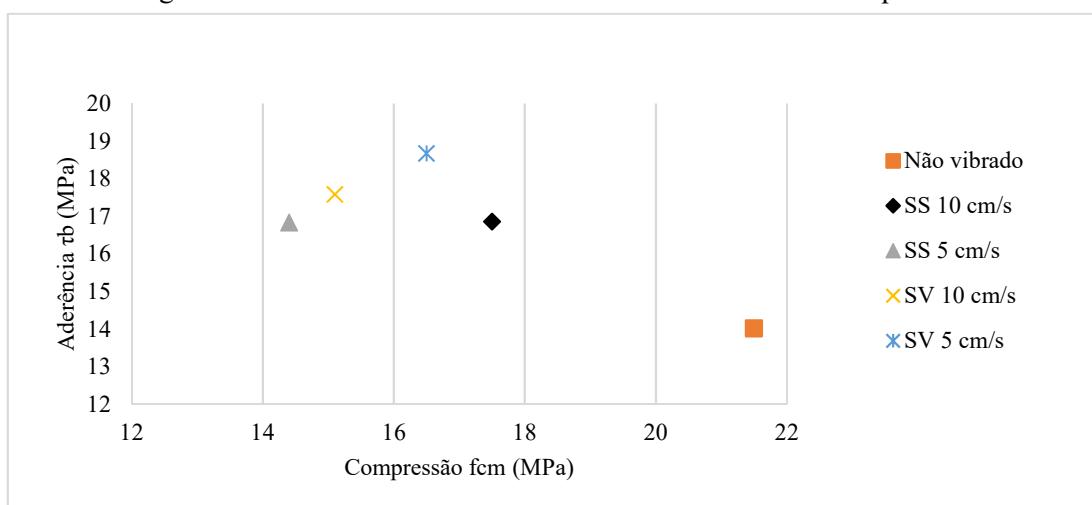


Figura 5.10 – Médias e desvios das tensões de aderência e compressão.



Na Figura 5.10 é possível observar as representações das médias das tensões médias de compressão e aderência.

Ainda levando em consideração a Figura 5.10, é possível perceber que nos corpos de prova vibrados com Sinal Senoidal com PPV de 10 cm/s possuem as médias de tensões de aderência e compressão similares.

5.6. Procedimento investigativo a fim de identificar diferenças significativas na constituição do material

No caso do ensaio de aderência, foram levantadas uma hipótese para explicar os fenômenos da alteração da resistência de aderência. A hipótese está relacionada com a diminuição dos poros na constituição do concreto próximo a barra, nos corpos de prova vibrados, o que podem causar um aumento significativo na resistência de aderência, então foi feita uma análise de poros do concreto, que está descrito no próximo tópico.

Foi feito também um ensaio para verificar se houve realmente a segregação do concreto, já que foi uma evidência visual no momento das rupturas dos corpos de prova.

A seguir estão descritos os procedimentos experimentais, os resultados obtidos e uma análise estatística para verificar a representabilidade das respostas.

5.6.1. Análise de poros do concreto

As amostras foram investigadas a fim de verificar se haveria diferenças significativas entre os corpos de prova vibrados e não vibrados, bem como se haveria diferenças significativas nas regiões próximas à barra comparando-se com as regiões próximas à superfície do corpo de prova que pudesse indicar alguma alteração nas quantidades de poros do concreto.

A partir dos corpos de prova não vibrados ensaiados pelo teste de aderência, foram retiradas amostras das regiões próximas a superfície e amostras das regiões próximas à barra, desta mesma forma, foram retiradas as amostras dos corpos de prova vibrados, completando um total de 15 amostras para análise, mostrado na Tabela 1.1. Os corpos de prova vibrados escolhidos para analisar foram os do grupo SV com PPV de 5cm/s, por terem tido resultados bastante diferentes quando comparados com os não vibrados.

Na Tabela 5.9 a seguir, os corpos de prova Não Vibrados são representados por NV, os vibrados com Sinal de Varredura representados por SV, “M” são as amostras retiradas da região do meio do corpo de prova próximo à barra e “C” são as amostras retiradas da região de cima do corpo de prova.

Tabela 5.9 - Amostras para análise de poros.

Amostras	Quantidade
NV-M	4
NV-C	3
SV-M	4
SV-C	4

As amostras foram cortadas com uma máquina de corte estacionária com água corrente para diminuir o atrito entre as superfícies da máquina e o concreto (Figura 5.11-a). As amostras foram deixadas em temperatura ambiente para secagem (Figura 5.11-b) e posteriormente foram observadas em Microscópio eletrônico de marca Zeiss de modelo Stemi 508, com câmera acoplada da marca Zeiss modelo Axiocam 105 color; e as imagens foram gravadas com auxílio do software Zen 2 lite da mesma marca, como mostra a Figura 5.12.



Figura 5.11 - Máquina de corte (a) e amostras já cortadas e preparadas (b).



Figura 5.12 - Microscópio eletrônico Stemi 508 e Axiocam 105 color.

A fim de analisar objetivamente as observações feitas, foi calculado o quantitativo de poros por mm^2 de amostra analisada em laboratório e foram analisados estatisticamente por meio da ANOVA para verificar se houveram diferenças significativas entre os grupos. Os resultados da ANOVA com nível de confiança de 95% estão apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Resultados da ANOVA para análises dos poros por mm^2 .

<i>Tabela da Anova</i>						
<i>G.L.</i>	<i>Soma dos Quadrados</i>	<i>Quadrado Médio</i>	<i>F_{calc}</i>	<i>F_c</i>	<i>P.valor</i>	
Fator	3	5,22918E-07	1,74306E-07	0,835	3,59	0,502399394
Resíduos	11	2,297E-06	2,08819E-07			

Na Tabela 5.10, é possível verificar que o p-valor é maior que 0,05 (5% de nível de significância), indicando que deve-se aceitar a H_0 , ou seja, não há diferenças significativas nas quantidades de poros por mm^2 entre as amostras vibradas e não vibradas, bem como não houveram diferenças significativas nas quantidades de poros por mm^2 entre as regiões do meio e de cima dos corpos de prova.

5.6.2. Análise de densidade do concreto

A fim de verificar se houve segregação no concreto que foi vibrado, foi elaborado uma análise das densidades do concreto vibrado, em comparação com o concreto não vibrado. As amostras foram secas, pesadas (Figura 5.13-a) e medidas com o auxílio de um paquímetro (Figura 5.13-b).

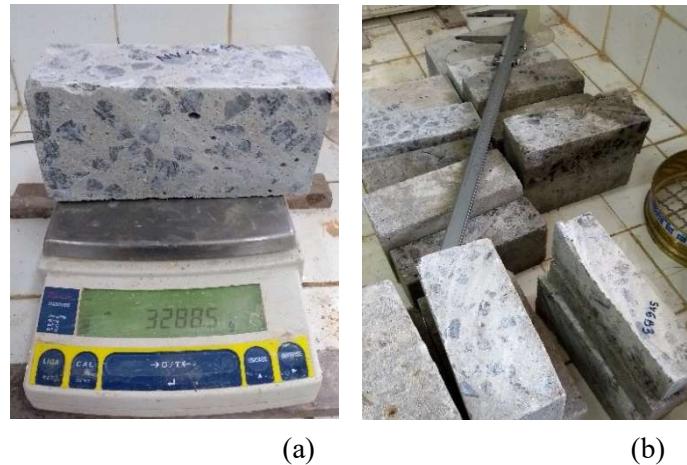


Figura 5.13 - Corpos de prova pesados (a) e medidos (b).

Nesta análise foram criadas amostras a partir dos corpos de prova do ensaio de aderência, fazendo cortes com o propósito de separar amostras das regiões superiores e inferiores dos corpos de prova vibrados, com o objetivo de comparar com os corpos de prova não vibrados.

Foram cortadas 19 amostras, como mostra a Tabela 5.11. Para comparar com os corpos de prova não vibrados, escolheu-se também os corpos de prova vibrados do grupo SV com PPV de 5cm/s.

Na Tabela 5.11, os corpos de prova Não Vibrados são representados por NV, os vibrados com Sinal de Varredura representados por SV, “B” são as amostras retiradas da parte debaixo do corpo de prova e “C” são as amostras retiradas da região de cima do corpo de prova.

Tabela 5.11 - Amostras para análise da densidade do concreto.

Amostras	Quantidade
NV-B	5
NV-C	5
SV-B	4
SV-C	5

Após estes procedimentos, foi feita a análise estatística utilizando a ANOVA com um nível de confiança de 95%, obtendo-se os resultados apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Resultados da ANOVA para análises da densidade do concreto.

<i>Tabela da Anova</i>					
	<i>G.L.</i>	<i>Soma dos Quadrados</i>	<i>Quadrado Médio</i>	<i>Fcalc</i>	<i>Fc</i>
Fator	3	0,018088526	0,006029509	1,999	3,24
Resíduos	16	0,04824925	0,003015578		0,154709314

Na Tabela 5.12, é possível verificar que o p-valor é maior que 0,05 (5% do nível de significância), indicando que deve-se aceitar a H_0 , ou seja, não há diferenças significativas nas densidades entre o concreto vibrado e o concreto não vibrado, bem como não houveram diferenças nas regiões de cima e debaixo dos corpo de provas.

Estes resultados indicam a necessidade de análises mais aprofundadas para explicar a diferença de comportamento observada entre corpos de prova vibrados e não vibrados, no que diz respeito ao padrão de fissuração e diferenças relativas ao comportamento das resistências de aderência e de compressão.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresenta as conclusões do trabalho, bem como as sugestões para pesquisas futuras, tendo como objetivo uma maior compreensão do fenômeno de aderência entre o aço e o concreto submetido às vibrações de tráfego.

6.1. Considerações finais

A partir dos resultados deste trabalho, são destacadas algumas conclusões.

Os ensaios de compressão trouxeram as seguintes conclusões:

- As resistências à compressão do concreto exposto às vibrações foram menores do que o esperado em relação a resistência à compressão média (f_{cm}). Essas reduções foram de pelo 18,6% (com sinal senoidal de 10 cm/s) e até 33% (com sinal senoidal de 5 cm/s) quando comparados com os corpos de prova não vibrados;
- Os testes de Tukey indicaram que não houve influências significativas entre os níveis de PPV aplicados para os dois tipos de sinais;
- Não foram encontradas diferenças estatisticamente significativas entre os tipos de sinais utilizados neste trabalho, porém os corpos de prova vibrados tiveram diferenças significativas ao serem comparados aos corpos de prova não vibrados;
- Os limites propostos por Ansell e Silfwerbrand (2003), apresentados na Tabela 3.1 da pág. 43, descrevem que um PPV de 10 cm/s não irá causar danos ao concreto. Porém nos resultados experimentais da resistência à compressão dos corpos de prova vibrados para PPV de 10 cm/s e de 5 cm/s houveram reduções, então observa-se que estes limites ainda são altos; considera-se que seja pelas frequências e tempos de vibrações escolhidos neste trabalho.

Os ensaios de aderência trouxeram as seguintes conclusões:

- As resistências de aderência dos corpos de prova vibrados tiveram aumentos de pelo menos 20,1% (com sinal senoidal de 5 cm/s) chegando até 33,2% (com sinal de varredura de 5cm/s), ao se comparar com os corpos de prova não vibrados;
- Os testes de Tukey indicaram que não houve diferenças significativas entre os níveis de PPV aplicados para os dois tipos de sinais;
- Não foram encontradas diferenças estatisticamente significativas entre os tipos de sinais utilizados neste trabalho;
- Contudo, o sinal de varredura com os dois níveis de vibração resultou em tensão de aderência maior do que os corpos de prova não vibrados;
- Notou-se que existiram dois tipos de rupturas bastante definidas. No concreto vibrado houve rupturas em forma de fendilhamento do concreto, enquanto os concretos não vibrados tiveram rupturas por arrancamento da barra.

As análises visuais do concreto vibrado indicam que houve segregação do concreto, tanto pela formação de camada de pasta seguido de areia, quanto o fenômeno de exsudação da água. Porém, as análises das densidades do concreto vibrado e não vibrado demonstraram que não houve diferenças significativas nas densidades, não existindo provas de que houve segregação no concreto vibrado. Outra alternativa foi verificar se houve diminuição da quantidade de poros no concreto. Nas análises destas amostras, observou-se que não houve nenhuma diferença estatisticamente significativa na quantidade de poros do concreto vibrados e não vibrado.

A justificativa mais provável para o concreto vibrado apresentar resistência de aderência maior, pode ser explicada pelo afinamento da zona de transição do concreto, em que as nervuras retiveram menos água na parte inferior da barra, diminuindo a zona de transição e aumentando a ligação entre a pasta e as barras, dificultando destruição das nervuras, e levando os corpos de prova vibrados a terem uma ruptura por fendilhamento.

Por fim, não se recomenda a exposição do concreto fresco a vibrações de tráfego com as variáveis apresentadas neste trabalho, pois podem trazer reduções não desprezíveis na resistência à compressão do concreto.

6.2. Pesquisas futuras

Como propostas para trabalhos futuros, se propõem:

- Verificar se outros tipos de sinais vibratórios influenciam o concreto armado;
- Verificar se o tipo de sinal vibratório influencia em outros tipos de concreto (auto adensáveis, concreto com incorporação de resíduos, etc);
- Investigar os mecanismos que levam ao aumento da resistência de aderência de corpos de prova submetidos a vibrações;
- Investigar os mecanismos que levam à redução da resistência à compressão de corpos de prova submetidos a vibrações;
- Investigar os mecanismos que fizeram com que o concreto vibrado apresentasse ruptura por fendilhamento, enquanto o concreto não vibrado apresentasse ruptura por arrancamento;
- Avaliar o efeito das vibrações em concreto jovem, após o final do tempo de pega.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- _____. **NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, ABNT, 2013: versão corrigida 2015.
- _____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, ABNT, 2013.
- _____. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, ABNT, 1991.
- _____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, ABNT, 2015: versão corrigida: 2016.
- _____. **NBR 5739**: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.
- _____. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.
- _____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, ABNT, 2003: versão corrigida 2006.
- _____. **NBR NM 46**: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro, ABNT, 2001: versão corrigida 2003.
- _____. **NBR NM 45**: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, ABNT, 2006.
- _____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, ABNT, 2009.
- _____. **NBR NM 65**: Cimento Portland - Determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.
- _____. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, ABNT, 1998.
- _____. **NBR 7218**: Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.
- _____. **NBR 9833**: Concreto fresco — Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, ABNT, 2008: versão corrigida 2009.
- _____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2011.

_____. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

_____. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, ABNT, 2005: versão corrigida 2009.

_____. **NBR 8802**: Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, ABNT, 2013.

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Abstract of: state of the art report: **Bond Under Cyclic Loads**, v.88, nº 6, (1991).

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08** Building Code Requirements for Structural Concrete. 505 p. (2008).

AGÊNCIA CÂMARA NOTÍCIAS. **Acostamento em rodovia federal pode se tornar exigência legal**. Disponível em: <<http://www2.camara.leg.br/camaranoticias/noticias/TRANSPORTE-E-TRANSITO/480490-ACOSTAMENTO-EM-RODOVIA-FEDERAL-PODE-SE-TORNAR-EXIGENCIA-LEGAL.html>> Acesso em: 17/07/2017 (Publ., 2015).

AL-JAHDALI, F. A.; WAFA, F. F.; SHIHATA, S. A. **Development length for straight deformed bars in high-strength concrete** (SP-149). Special Publication (ACI), Vol. 149, Octubre, 1994.

ANSELL, A; SILFWERBRAND, J. **The vibration resistance of Young and early-age concrete**. Structural Concrete Journal of the Fib. Vol. 4 No 3, pp. 125-134, September. 2003.

ASTM. American Society For Testing And Materials. **Standard Test Method for Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developed with Reinforcing Steel**. Annual Book of ASTM Standards. Vol. 04.02. C 234-91a. pp. 148-152, 1991.

BRANDL, H. and GÜNZLER, J. **Einfluss von Erschütterungen im frühen Erhärtingsstadium von Beton auf den Haftverbund mit Stahl**. Bauplanung-Bautechnik, 1989, 43, 13–16 (em alemão).

BRETTMANN. B.B.; DARWIN, D.; DONAHEY, R.C. **Bond of reinforcement to superplasticized concrete**. Journal of the American concrete Institute, Detroit, v.83, n.1, pps. 98-107, Jan./Feb. 1986.

CÂMARA DOS DEPUTADOS. **PL 8071/2014**. Disponível em: <<http://www.camara.gov.br/proposicoesWeb/fichadetramitacao?idProposicao=737767>> Acesso em 17/07/2017 (Publ., 2015).

CÂMARA DOS DEPUTADOS. Regulamentação sobre obras de pavimentação rodoviária. Disponível em: <<http://www2.camara.leg.br/a-camara/documentos-e-pesquisa/estudos-e-notas-tecnicas/areas-da-conle/tema14/2008-10869.pdf>> Acesso: 17/07/2017 (Publ., 2008).

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003. 3ed. São Paulo: EdUFSCar, 2007.

CARVALHO, G. V. C.; PIMENTEL, L. L. Revisão de literatura sobre métodos de cálculo da aderência entre concreto e aço. Anais do III Encontro de Iniciação em Desenvolvimento Tecnológico e Inovação – ISSN 2237-0420. PUC-Campinas, 2013.

CALTRANS - California Department of Transportation Division of Environmental Transportation and Construction Vibration Guidance Manual. Technical Report Documentation. 2013.

CHAPMAN, R.; SHAH, S. Early-age bond strength in reinforced concrete. ACI Materials Journal, v. 84, n. 6 (Nov-Dec), pp. 501-510, 1987.

CORREIA, V. C. Estudo da influência do uso de fibras de aço e de estribos no comportamento da ancoragem de barras. 148p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - USP, São Carlos, 2012.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. Prestressed concrete structures. Response Publications, Canada - 1997.

CUSSON, D.; REPETTE, W.L. (2000). Early-Age Cracking in Reconstructed Concrete Bridge Barrier Walls. ACI Materials Journal, V.97, No. 4, July-August, pp. 438-446.

CUSSON, D.; QUIAN, S.; CHAGNON, N.; BALDOCK, B. Corrosion-inhibiting systems for durable concrete bridges. I: Five-year field performance evaluation. Journal of materials in civil engineering, ASCE, 2008.

DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Normas para o projeto das estradas de rodagem. Serviço de publicação. Rio de Janeiro, 1973.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. DNIT 151/2010 - ES: Pavimentação – Acostamentos – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de projeto e práticas operacionais para segurança nas rodovias. Rio de Janeiro, 2010. 280p. (IPR- Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publ., 741)

DORIA, M. R; SALES, A .T. C; ANDRADE, N. F. de. Aderência aço-concreto e entre concretos de diferentes idades em recuperação de estruturas. Revista IBRACON de estruturas e materiais. Vol. 8, N. 5, p. 604-624. 2015.

DOWDING, C. H. Construction Vibrations. Prentice Hall, Upper Saddle River, 1996.

DUMÊT, T. B. (2003). **Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço.** 330p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003;

FERNANDES, J. F. **Aderência do aço ao concreto com cimento de alta resistência inicial submetido às vibrações do tráfego de veículos nas primeiras idades.** VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, Brasil, junho, 2006.

FERNANDES, J. F.; ALMEIDA, P. A. O. **Estado da Arte do Concreto nas Primeiras Idades Sujeito a Vibrações Induzidas pelo Tráfego de Veículos.** V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, Brasil, junho, 2003.

FERNANDES, J. F; BITTENCOURT, T. N; HELENE, P. **Concreto submetido à vibrações nas primeiras idades.** Revista IBRACON de estruturas e materiais. Vol. 4, N 4,p. 592-609. 2011.

FIB - FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Structural concrete – Textbook on behaviour, design and performance. v. 3, 1999.

FIB - INTERNACIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Bulletin 10: Bond of reinforcement in concrete.** Prepared by Task Group Bond Models, former CEB task group 2,5; 2000.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnicas de armar as estruturas de concreto.** 1^a edição. São Paulo: Pini, 1995.

FURR, H. L. and FOUAD, F. H. **Bridge Slab Concrete Placed Adjacent to Moving Live Loads.** Texas Transportation Institute, Texas A&M University System College STATION, 1981.

FURR, H. L. and INGRAM, L. **Concrete Overlays for Bridge Deck Repair.** Highway Research Record No. 400. Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington DC, 1972, pp. 93–102.

HAMAD, B. S. **Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries.** ACI Structural Journal, Michigan, v.92, n.1, p. 3-13, 1995.

HARSH, S; DARWIN, D. **Effect of Traffic-induced Vibration on Bridge Deck Repairs.** Center for Research, University of Kansas, Lawrence, 1983.

HARSH, S. and DARWIN, D. **Traffic-induced Vibrations and Bridge Deck Repairs.** Concrete International, 5, 36–42, 1986.

HELENE, P. **Manutenção para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto.** Pini, 2^aed. São Paulo, 1992.

HONG, Sungnam; PARK, Sun-Kyu. **Effect of vehicle-induced vibrations on early-age concrete during bridge widening.** Construction and Building Materials 77, p 179-186. Elsevier, 2015.

HULSHIZER; A. J. and Desai, A. J. **Shock Vibration Effects on Freshly Placed Concrete.** Journal of Construction Engineering and Management, 1984, 110, 266–285.

ISSA, Mohsen A. **Investigation of cracking in concrete bridge decks at early ages.** Jornal Bridge Engineering, 1999, 4(2): 116-124.

JONES & STOKES. **Transportation- and construction-induced vibration guidance manual.** June. (J&S 02-039.) Sacramento, CA. Prepared for California Department of Transportation, Noise, Vibration, and Hazardous Waste Management Office, Sacramento, CA. 2004.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto:** Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado. (Tradução: João Merino). Interciência, v. 1, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1977.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto:** Princípios Básicos sobre a aramação de estruturas de concreto armado. (Tradução: João Merino) Rio de Janeiro, Interciência, Vol 3, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1978.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Estructuras de hormigón armado,** Tomo I: bases para el dimensionado de estructuras de hormigón armado. Editora El Ateneo, Buenos Aires, Argentina, 1993.

LSE. **Critérios de otimização de projetos de pontes a partir de espectros de aceleração induzidas por veículos nos tabuleiros.** Relatório técnico de empresa. São Paulo, 2010.

LUCHI, L. A. R e. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras.** Tese de doutorado. EPUSP - São Paulo, 2006. 257p.

MORETTIN, P. A. & BUSSAB, W. O. **Estatística Básica.** 6a ed. São Paulo: Saraiva, 2010.

MÜLLER-ROCHHOLZ, J. F. W. e WEBER, J. W. **Traffic Vibration of a Bridge Deck and Hardening of Lightweight Concrete.** Concrete International, 1986, 11, 23–26.

NATIONAL INSTRUMENTS. **Swept-Sine Fundamentals.** Disponível em: <http://zone.ni.com/reference/en-XX/help/372416A-01/svtconcepts/swept_sine_overview/> Acesso: 22/08/2017.

NG P. L.; KWAN, A. K. H. **Effects of traffic vibration on curing concrete stitch: Part II - Cracking, debonding and strength reduction.** Elsevier: Engineering structures, p. 2881-2892, 2007.

O GLOBO. **Especialista diz que acidentes na ponte aumentaram com o fim do acostamento.** Disponível em: <<https://oglobo.globo.com/rio/especialista-diz-que-acidentes-na-ponte-aumentaram-com-fim-do-acostamento-3009837>> Acesso em: 16/07/2017 (Publ., 2011).

PINI. **Empresa aplica protensão transversal para alargar pontes e viadutos.** Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/31/artigo296599-1.aspx>> Acesso em: 16/07/2017 (Publ., 2013).

REYES, F. E. G. **Análise da aderência entre barras de aço e concretos (cc, caa e caafa), sob influência de ações monotônicas e cíclicas.** 215p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - USP, São Carlos, 2009.

RIBEIRO, J. L. D., **Análise Experimental dos fatores que influenciam a aderência em barras nervuradas.** Porto Alegre 1985. 180pps. Tese (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul -RS.

RILEM-FIP-CEB, **Essai portant sur l'adherence des armatures du beton.** 1. Essai par flexion (7-II-28D). 2. Essai par traction (7-II-128), Recommandations Provisoires. Matériaux et Constructions, v. 6, n. 32, p. 96–105, 1973.

RILEM/CEB/FIP, **Bond Test for Reinforced Steel L Beam Test.** Recommendation RC 5. International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, 1978.

RILEM-FIP-CEB, **Bond test for reinforcing steel: Beam test, recommendation RC 5,** Concrete Reinforcement Technology. Paris, France, 1983.

SILVA, P. F da; BRITO, M. A; SANTOS, I. C; SILVA, R. S. Y. C; SOBRINHO, B. E. **Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes.** Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. 2014.

SILFWERBRAND, J. **The Influence of Traffic-induced Vibrations on the Bond Between Old and New Concrete.** Department of Structural Mechanics and Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Bulletin 1992, No. 158, 1992.

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K. B. **Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete.** ACI Materials journal, v 86, No 2, p 217-222, Mar/April, 1989.

SOROUSHIAN, P. et al. **Bond of deformed bars to concrete: effects of confinement and strength of concrete.** ACI Materials journal, v 88, No 3, p 227-232, May/Jun, 1991.

TRIOLA, Mario F. **Estadística.** 10a ed. Pearson Educación, p. 904. México, 2009.

APÊNDICE

Apêndice A - Caracterização do cimento

Tabela A.1 - Caracterização química e física do cimento.

Propriedade	Resultado	Limites	Norma
Resíduos Insolúveis (% da massa)	0,87	$\leq 1,0$	NBR NM 15
Perda ao fogo (% da massa)	3,00	$\leq 4,5$	NBR NM 18
Óxido de magnésio - MgO (%)	1,13	$\leq 6,5$	Não aplicável
Trióxido de enxofre (para C ₃ A do clínquer > 8%)	3,21	$\leq 4,5$	Não aplicável
Anidrido Carbônico - CO ₂ (%)	2,43	$\leq 3,0$	Não aplicável
Massa específica (g/cm ³)	3,15	-	NBR NM 23
Água de consistência (g)	170	-	NBR NM 43
Índice de finura Peneira 75 µm (%)	3,26	$\leq 6,0$	NBR 11579
Área específica Blaine (cm ² /g)	4843,59	≥ 3000	NBR 16372
Tempo de início de Pega (h: min.)	1:59	$\geq 1:00$	NBR NM 65
Tempo de final de Pega (h: min.)	2:53	$\leq 10:00$	
Expansibilidade a quente (mm)	0,0	$\leq 5,0$	NBR 11582
Resistência à compressão 1 dia (MPa) desv. 1,86	29,1	≥ 14	
3 dias (MPa) desv. 1,93	42,3	≥ 24	
7 dias (MPa) desv. 2,52	47,2	≥ 34	NBR 7215

Apêndice B - Curvas de tensão de aderência versus deslizamento

Nas Figuras a seguir encontram-se as curvas de aderência dos corpos de prova, com a legenda: D - deslizamento e F - fendilhamento.

Figura B.1– Corpos de prova não vibrados.

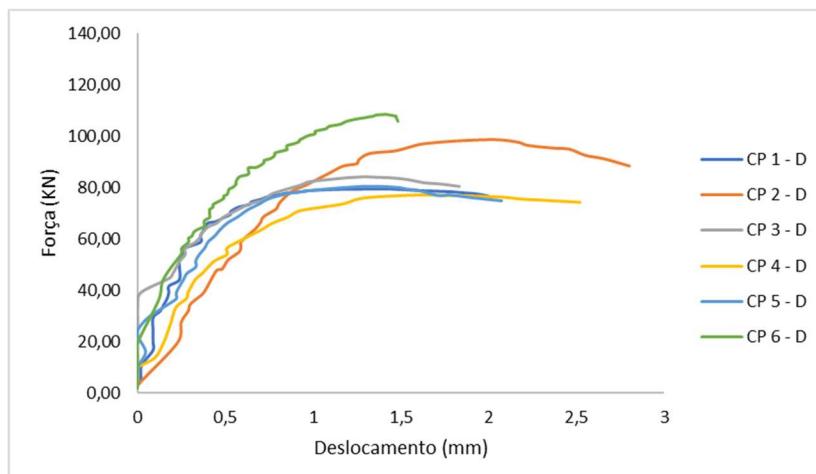


Figura B.2 – Sinal Senoidal 8,5 Hz com PPV de 10 cm/s.

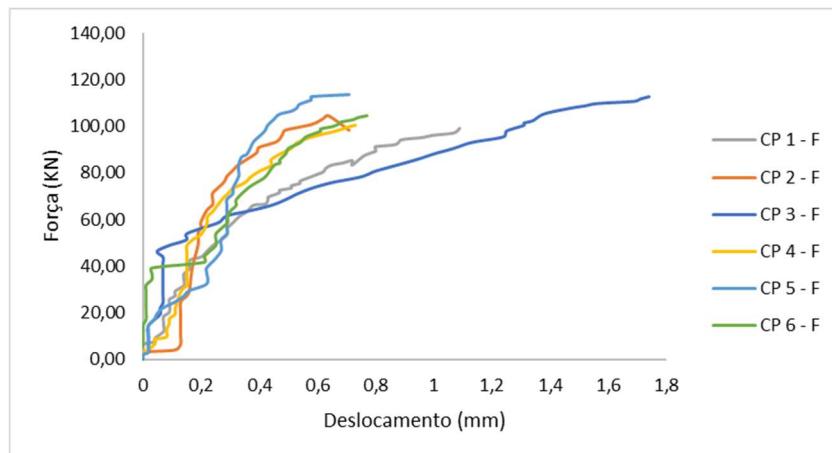


Figura B.3 – Sinal Senoidal 8,5 Hz com PPV de 5 cm/s.

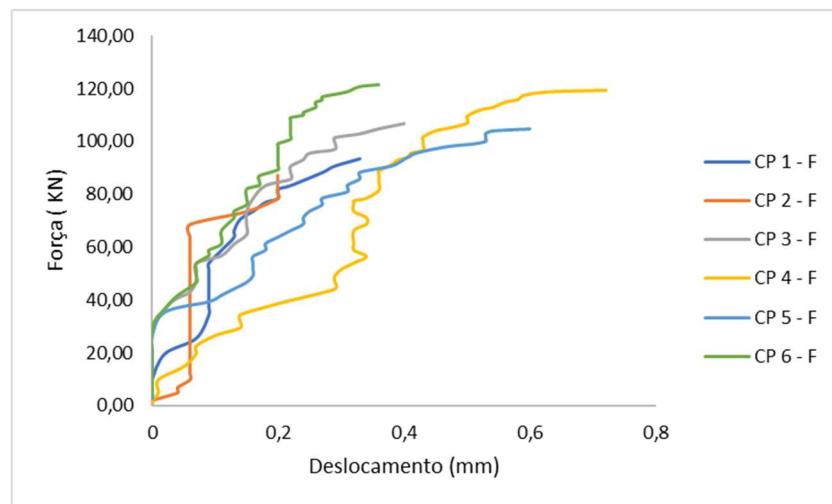


Figura B.4 – Sinal de Varredura 5 - 12 Hz com PPV de 10 cm/s.

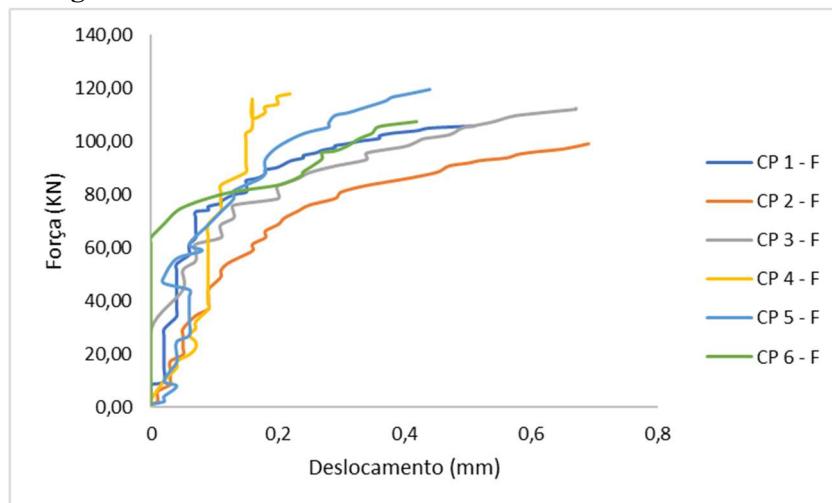
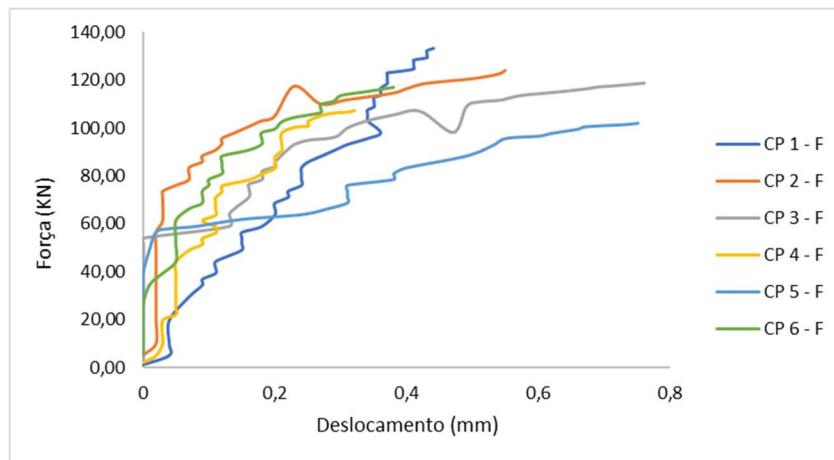


Figura B.5 – Sinal de Varredura 5 - 12 Hz com PPV de 5 cm/s.

Apêndice C - Valores dos ensaios de aderência e compressão

As médias, os desvios-padrão e o coeficiente de variação são apresentados na Tabela C.1. Na Tabela C.2 e C3, estão os resultados de cada amostra para a resistência à compressão e aderência, respectivamente.

Tabela C.1 – Médias, desvios e coeficiente de variação dos ensaios de aderência e compressão.

Grupo	Compressão (f_c)			Aderência (τ_b)		
	Média (kN)	Desvio-padrão (kN)	Coeficiente de variação (%)	Média (kN)	Desvio-padrão (kN)	Coeficiente de variação (%)
Não vibrado	168,93	19,63	11,62	88,16	12,62	14,31
SS 10 cm/s	141,75	8,44	5,95	106,03	6,26	5,90
SS 5 cm/s	113,47	26,07	22,98	105,85	13,30	12,57
SV 10 cm/s	119,03	29,45	24,74	110,55	7,12	6,44
SV 5 cm/s	129,31	19,77	15,29	117,45	11,26	9,59

Tabela C.2 - Valores das amostras do ensaio resistência à compressão.

Grupo	Força (kN)								
Não vibrado	134,18	151,13	157,39	161,44	192,28	190,31	168,73	182,47	182,47
SS 10 cm/s	137,34	147,15	103,99	135,38	141,26	147,15	143,23	127,53	155,00
SS 5 cm/s	124,23	143,06	84,27	76,93	130,74	120,51	125,21	137,45	78,85
SV 10 cm/s	88,29	74,56	94,18	145,19	149,11	117,72	160,88	125,57	115,76
SV 5 cm/s	138,20	152,39	164,18	111,61	126,73	115,86	102,43	120,90	131,54

Tabela C.3 - Valores das amostras do ensaio de resistência à aderência.

Grupo	Força (KN)					
Não vibrado	79,65	98,62	84,31	77,19	80,51	108,67
SS 10 cm/s	99,23	104,23	113,05	100,68	114,20	104,77
SS 5 cm/s	93,53	88,44	107,56	119,31	104,77	121,48
SV 10 cm/s	105,70	99,65	112,47	117,75	120,38	107,37
SV 5 cm/s	133,55	124,17	119,04	108,03	102,02	117,88

Apêndice D - Teste de Tukey

As seguir estão listadas outras tabelas de dados geradas pelo teste de Tukey para a força de aderência e compressão do concreto.

O teste de Tukey avalia a igualdade entre os grupos de amostras, então é um teste de hipóteses. Ao analisar as Tabelas D.1 e D.2 é possível observar que a hipótese de igualdade é rejeitada entre os grupos quando se tem o p-valor < 0,05 (nível de significância).

Uma outra forma de se avaliar se existe ou não a igualdade entre os grupos é com a utilização dos intervalos de confiança, representados nos gráficos das Figuras D.1 e D.2. A explicação é simples, caso o valor “zero” pertencer ao intervalo de confiança aceita-se a Hipótese de igualdade (H0) entre os grupos, caso não pertença, rejeita-se a H0.

Tabela D.1 – Resultado das comparações múltiplas do teste de Tukey para força de aderência.

Níveis	Comparações Múltiplas			
	Centro	Limite Inferior	Limite Superior	P-valor
SS 10 cm/s-Não Vibrado	1821,66667	-12,35656754	3655,689901	0,052185
SS 5 cm/s-Não Vibrado	1803,33333	-30,68990088	3637,356568	0,055587
SV 10 cm/s-Não Vibrado	2283,16667	449,1434325	4117,189901	0,009558
SV 5 cm/s-Não Vibrado	2986	1151,976766	4820,023234	0,000578
SS 5 cm/s-SS 10 cm/s	-18,333333	-1852,356568	1815,689901	1
SV 10 cm/s-SS 10 cm/s	461,5	-1372,523234	2295,523234	0,94515
SV 5 cm/s-SS 10 cm/s	1164,33333	-669,6899009	2998,356568	0,361415
SV 10 cm/s-SS 5 cm/s	479,833333	-1354,189901	2313,856568	0,937314
SV 5 cm/s-SS 5 cm/s	1182,66667	-651,3565675	3016,689901	0,346344
SV 5 cm/s-SV 10 cm/s	702,833333	-1131,189901	2536,856568	0,791711

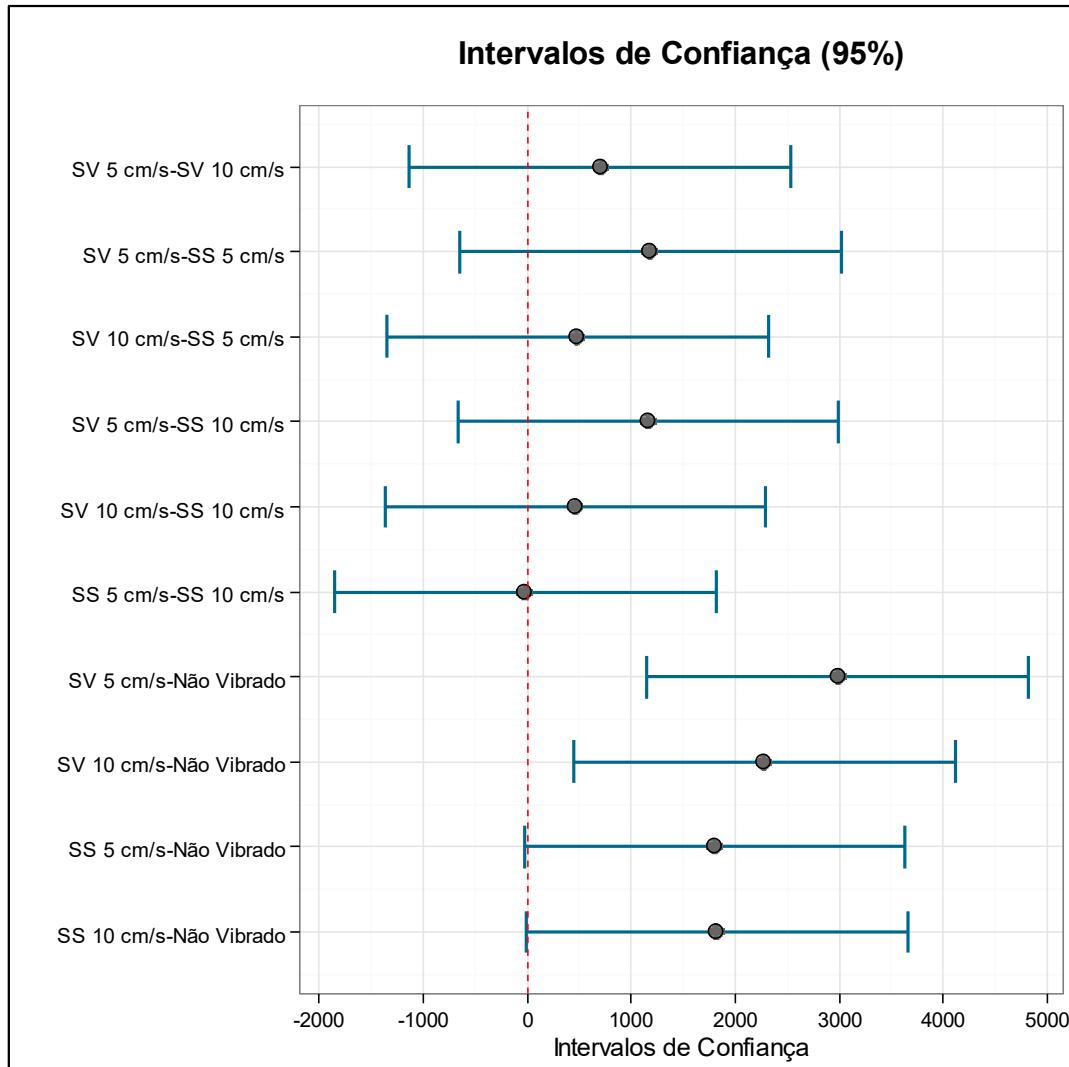


Figura D.1 – Resultado dos intervalos de confiança do teste de Tukey para aderência.

Tabela D.2 – Resultado das comparações múltiplas do teste de Tukey para compressão.

Níveis	Comparações Múltiplas			
	Centro	Limite Inferior	Limite Superior	P-valor
SS 10 cm/s-Não vibrado	-3198,33333	-6294,002631	-102,6640361	0,039849441
SS 5 cm/s-Não vibrado	-5653,66667	-8749,335964	-2557,997369	5,60608E-05
SV 10 cm/s-Não vibrado	-5087,22222	-8182,891519	-1991,552925	0,000289108
SV 5 cm/s-Não vibrado	-4038,66667	-7134,335964	-942,9973694	0,005148202
SS 5 cm/s-SS 10 cm/s	-2455,33333	-5551,002631	640,3359639	0,177533721
SV 10 cm/s-SS 10 cm/s	-1888,88889	-4984,558186	1206,780408	0,420421722
SV 5 cm/s-SS 10 cm/s	-840,33333	-3936,002631	2255,335964	0,936249673
SV 10 cm/s-SS 5 cm/s	566,444444	-2529,224853	3662,113742	0,984544913
SV 5 cm/s-SS 5 cm/s	1615	-1480,669297	4710,669297	0,57477973
SV 5 cm/s-SV 10 cm/s	1048,55556	-2047,113742	4144,224853	0,868080329

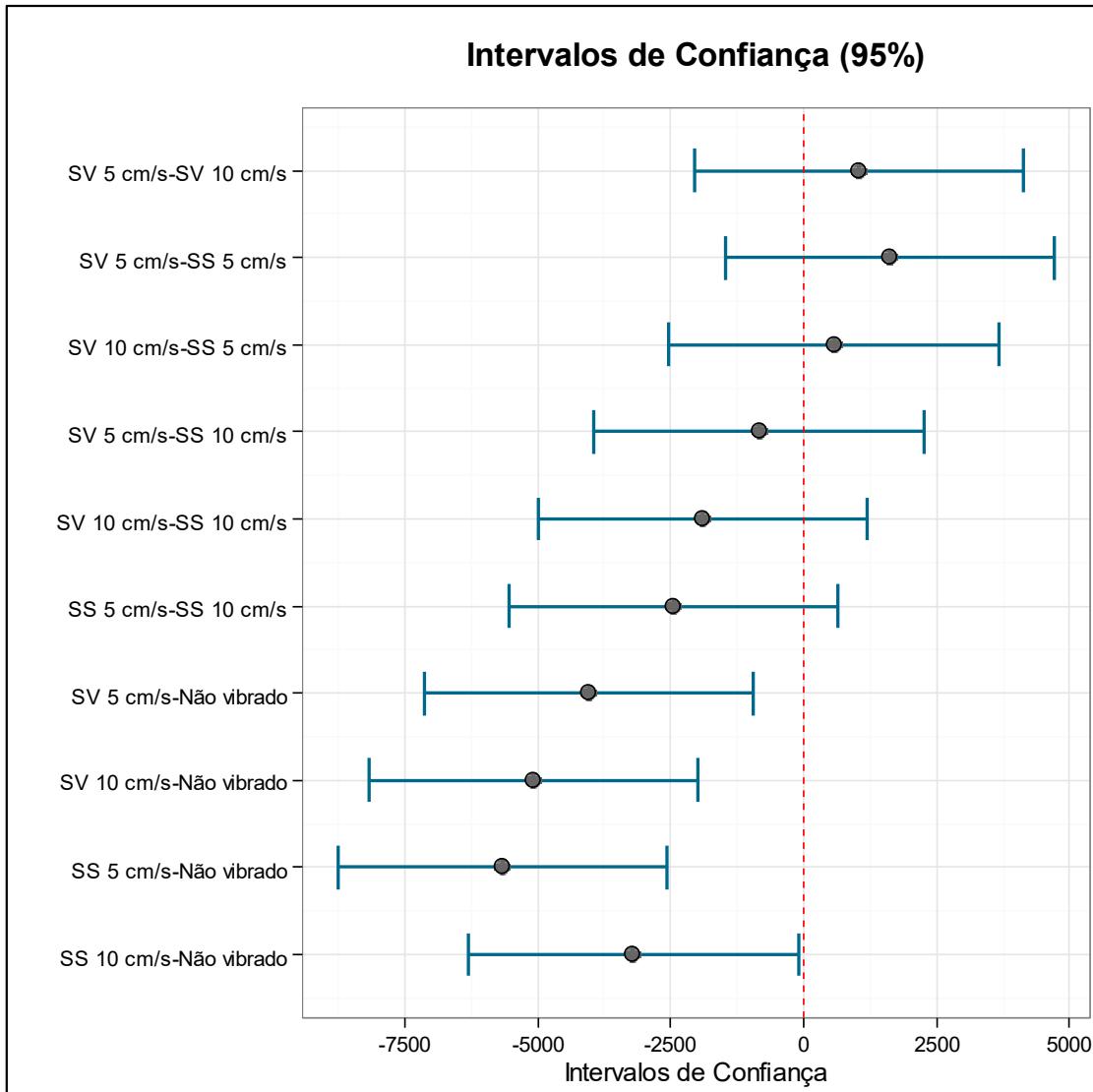


Figura D.2 – Resultado dos intervalos de confiança do teste de Tukey para compressão.

Apêndice E - Resultados dos ensaios investigativos.

Tabela E.1 – Resultado das medidas dos poros por mm^2 dos concretos vibrados e não vibrados.

Grupos	Poros/ mm^2
NV-c	0,000971251
NV-c	0,001359751
NV-c	0,001748252
NV-m	0,001942502
NV-m	0,001262626
NV-m	0,000971251
NV-m	0,001262626
SV-c	0,000582751

SV-c	0,001359751
SV-c	0,001748252
SV-c	0,001845377
SV-m	0,0003885
SV-m	0,001359751
SV-m	0,000971251
SV-m	0,001068376

Tabela E.2 – Resultado das densidades do concreto vibrado e não vibrado.

Grupos	Densidade (g/ cm³)
NV-B	2,26
NV-B	2,16
NV-B	2,31
NV-B	2,22
NV-B	2,28
NV-C	2,24
NV-C	2,16
NV-C	2,28
NV-C	2,16
NV-C	2,22
SV-B	2,32
SV-B	2,29
SV-B	2,27
SV-B	2,33
SV-B	2,30
SV-C	2,17
SV-C	2,24
SV-C	2,25
SV-C	2,36