

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO EXPERIMENTAL DOS MECANISMOS RESISTENTES DE JUNTAS COM
CHAVE DE CISALHAMENTO EM LIGAÇÕES PILAR-VIGA**

JOSÉ HERBET FALEIROS JUNIOR

SÃO CARLOS

2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO EXPERIMENTAL DOS MECANISMOS RESISTENTES DE JUNTAS COM
CHAVE DE CISALHAMENTO EM LIGAÇÕES PILAR-VIGA**

JOSÉ HERBET FALEIROS JUNIOR

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

SÃO CARLOS

2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese de Doutorado do candidato José Herbet Faleiros Junior, realizada em 06/03/2018:

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
UFSCar

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo
UFSCar

Prof. Dr. Juliano Geraldo Ribeiro Neto
PUC-GO

Prof. Dr. Hudson Chagas dos Santos
UFPI

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Juliano Geraldo Ribeiro Neto, Hudson Chagas dos Santos e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

Não é o crítico que importa, nem aquele que mostra como o homem forte tropeça, ou onde o realizador das proezas poderia ter feito melhor. Todo o crédito pertence ao homem que está de fato na arena; cuja face está arruinada pela poeira e pelo suor e pelo sangue; aquele que luta com valentia; aquele que erra e tenta de novo e de novo; aquele que conhece o grande entusiasmo, a grande devoção e se consome em uma causa justa; aquele que ao menos conhece, ao fim, o triunfo de sua realização, e aquele que na pior das hipóteses, se falhar, ao menos falhará agindo excepcionalmente, de modo que seu lugar não seja nunca junto àquelas almas frias e tímidas que não conhecem nem vitória nem derrota.

Theodore Roosevelt (1858-1919)

AGRADECIMENTOS

A Deus, que sempre está ao meu lado iluminando todos os meus passos, proporcionando momentos de alegrias e dando força para seguir nessa caminhada.

Aos meus pais, José Herbet Faleiros e Arlete Ap. Zampolo Faleiros, que me ensinaram todos os princípios para me tornar um homem honrado, íntegro e de respeito. São pessoas nas quais me espelho e das quais espero um dia ser pelo menos uma parcela do que são. Estão em meu coração e sempre os amarei. Sou imensamente agradecido pelo amor incondicional, dedicação e respeito.

Às minhas irmãs, Andressa e Vanessa, sempre ao meu lado, dando forças, apoiando em cada decisão e sem medir esforços para ajudar em todos os momentos difíceis.

Aos meus sobrinhos e afilhados (Gabriel, Rafaela e Enrico), que no seu jeito puro de criança emanaram energias sempre positivas e incentivadoras para dar forças na sequência do trabalho. Amo vocês.

Aos meus avós (Célio, Maria Terezinha, Romeu e Albertina), pessoas que formaram a base da minha família, ensinando, ajudando, sempre com muito amor.

Aos meus cunhados, que proporcionaram momentos de apoio e distrações, com conversas e brincadeiras.

A minha esposa, que me deu todo apoio, sendo grande incentivadora desse doutorado, com quem pude dividir os problemas e as alegrias. Sempre ao meu lado com um sorriso, dedicação, amor e paciência.

Ao meu padrinho, Marcelo Luís de Sousa, com o qual tive o prazer de conviver e que nos deixou durante a realização do doutorado. Obrigado pelo apoio, orações e momentos de alegrias.

Aos amigos, José André, Manoel e Jeremias, que ajudaram na execução dos modelos de ensaio. Obrigado pela amizade e dedicação na realização desse estudo.

Ao meu orientador, professor Roberto Chust Carvalho, apoiador e incentivador deste estudo. Grande amigo, mentor e companheiro, obrigado pela paciência, ensinamentos e amizade.

Aos professores Marcelo, André, Juliano e Hudson, sou grato pela contribuição e sugestões em prol da melhoria deste trabalho.

À UFSCar, órgão em que pude desenvolver os conceitos de engenharia e pela oportunidade de aprofundamento nos conhecimentos.

RESUMO

FALEIROS JUNIOR, J. H. **Estudo experimental dos mecanismos resistentes das juntas com chave de cisalhamento em ligações pilar-viga.** 194 folhas. Tese (Doutorado em estruturas e construção civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2018.

Neste trabalho são usados modelos de forma exploratória, para examinar o comportamento de ligações pilar-viga semirrígidas com chave de cisalhamento. Esse tipo de ligação é comum no Brasil em estruturas pré-fabricadas de concreto. Assim, a utilização de consolo, chave de cisalhamento entre a face pilar-viga e com a adição de armadura negativa no tirante do capeamento, sendo este na parte superior da viga, dá a ligação um comportamento semirrígido e a possibilidade de transferência de ações verticais aliviando a parcela de esforços no consolo. O trabalho contribui para averiguar a situação estrutural e a representatividade das ligações já executadas no Brasil, uma vez que não existem estudos nem ensaios realizados para constatar a real influência de quanto a chave de cisalhamento auxilia na composição da ligação. O estudo consistiu na confecção de um modelo simples, baseada em experiências executadas de longa data no Brasil para ligações semirrígidas. Através dos ensaios, verificou-se a eficiência da participação da chave de cisalhamento, onde foram considerados modelos de real grandeza. Este estudo serve como base para uma posterior realização da variação da geometria das juntas, bem como a real problemática em vigas com grandes deformações. O estudo foi finalizado isolando a parcela total resistida pela ligação semirrígida, descontando o valor resistido pelo efeito pino da barra de tirante negativo e a parcela de esforços resistida pelo consolo. Dessa maneira, determinou-se que a chave de cisalhamento realmente teve um efeito de alívio de 40,88% da parcela total de esforços.

Palavra-Chave: *ligação semirrígida, chave de cisalhamento, ligação pilar-viga e pré-fabricados.*

ABSTRACT

FALEIROS JUNIOR, J. H. **Experimental study of the resistant mechanisms of the shear key joints in column-beam connections.** 194 pages. Thesis (PhD in Structures and Civil Construction) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2018.

In this dissertation exploratory models are used to examine the behavior of semi - rigid pillar - beam connections with shear key. This type of connection is ordinary in Brazil prefabricated concrete structures. Thus, the use of a solenoid, shear key between the pillar - beam face and the addition of negative reinforcement on the cap rod, being this at the top of the beam, gives the connection a semi - rigid behavior and the possibility of transferring vertical actions relieving the amount of effort in the console. The work contributes to verify the structural situation and the representativeness of the connections already performed in Brazil, since there are no studies or tests carried out to verify the real influence of impact of the shear key assists in the composition of the bond. The study consisted in the creation of a simple model, based on long-term experiments in Brazil for semi-rigid connections. Through the tests, it was verified the efficiency of the participation of the shear key, where they were considered models of real magnitude. This study will serve as a basis for the later realization of joint geometry variation, as well as the real problem in beams with large deformations. The study is finished by isolating the total portion resisted by the semi-rigid connection by discounting the value resisted by the pin effect of the negative rod and the portion of stresses resisted by the console, in this way it was determined that the shear key actually had a relief effect of 40,88% of the total amount of efforts.

Keywords: *semi-rigid connection, shear key, column-beam connection and pre-fabricated.*

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1-1: Consolo sem presença de rugosidades na face do pilar (esquerda) e com presença de rugosidade (direita).</i>	17
<i>Figura 1-2: Exemplo da ligação chave-cisalhamento sem armaduras.</i>	19
<i>Figura 1-3: Exemplo da ligação chave-cisalhamento com adição de armaduras.</i>	20
<i>Figura 1-4: Exemplo dos tipos de rupturas em consolos.</i>	20
<i>Figura 1-5: Seção transversal de vigas de concreto demonstrando a rugosidade.</i>	21
<i>Figura 2-1: Modelo de atrito-cisalhamento idealizado por EL DEBS (2000).</i>	26
<i>Figura 2-2: Esforços transferidos através de atrito ou por barras transversais.</i>	27
<i>Figura 2-3: Esforços gerados em lajes pré-fabricadas pelo diafragma rígido.</i>	27
<i>Figura 2-4: Características da ligação utilizada para os ensaios de TROTTA (2012).</i>	29
<i>Figura 2-5: Sistema de classificação das ligações.</i>	30
<i>Figura 2-6: Modelo de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido.</i>	32
<i>Figura 2-7: Curva momento-rotação para uma ligação.</i>	33
<i>Figura 2-8: Influência na deformabilidade da ligação no comportamento de vigas.</i>	34
<i>Figura 2-9: Influência na deformabilidade da ligação na estabilidade da estrutura.</i>	34
<i>Figura 2-10: Esquema da deformação e das forças de cisalhamento nas paredes estruturais de uma edificação</i>	36
<i>Figura 2-11: Chave de cisalhamento.</i>	38
<i>Figura 2-12: Transferência de esforços em cálices de interfaces internas com chave de cisalhamento.</i>	38
<i>Figura 2-13: Requisitos dimensionais mínimos de acordo com EUROCODE 2.</i>	40
<i>Figura 2-14: Configurações da chave de cisalhamento com o desenvolvimento de fissuras para casos monolíticos (a), cíclico (b) e por compressão (c), retirada da CEB-FIB (2013).</i> ...41	
<i>Figura 2-15: Modelo de transferência de forças de cisalhamento e das falhas típicas de ruptura da interface de ligação.</i>	42
<i>Figura 2-16: Sequência de fissuração em chaves de cisalhamento por KANEKO (1992).</i>	43
<i>Figura 2-17: Curva momento-rotação de uma ligação pilar-viga.</i>	46
<i>Figura 2-18: Medida da rotação da extremidade de uma viga.</i>	46
<i>Figura 2-19: Tipologias 1 e 2 para obtenção da rigidez secante negativa de ligações pilar-viga típica.</i>	47
<i>Figura 2-20: Tipologias 3 e 4 para obtenção da rigidez secante negativa de ligações pilar-viga típica.</i>	47
<i>Figura 2-21: Tipologias 5 e 6 para obtenção da rigidez secante negativa de ligações pilar-viga típica.</i>	48

<i>Figura 2-22: Fator de restrição à rotação.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 2-23: Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 2-24: Classes de ligação semirrígida no comportamento do momento fletor.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 2-25: Flexibilização das ligações ao momento fletor.</i>	<i>51</i>
<i>Figura 3-1: Ruptura por flexão.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 3-2: Ruptura por compressão na flexão.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 3-3: Ruptura por compressão na flexão.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 3-4: Ruptura por cisalhamento.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 3-5: Ruptura por fendilhamento da ancoragem.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 3-6: Ruptura por esmagamento localizado do concreto sob a placa de apoio.</i>	<i>58</i>
<i>Figura 3-7: Ruptura por insuficiência de altura na região da placa de apoio.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3-8: Trajetória das tensões principais em um consolo curto.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3-9: Trajetória das tensões e modelo das bielas tirantes em consolos curtos.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 3-10: Dimensões recomendadas para execução de consolos de concreto.</i>	<i>61</i>
<i>Figura 3-11: Modelo biela-tirante para consolos curtos</i>	<i>63</i>
<i>Figura 3-12: Armadura típica de um consolo curto.</i>	<i>64</i>
<i>Figura 3-13: Detalhamento da posição da armadura de costura.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 3-14: Detalhe da armadura de suspensão.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4-1: Detalhe da geometria da chave de cisalhamento.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 4-2: Modelo geométrico do pilar central.</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4-3: Características geométricas da viga do pórtico.</i>	<i>75</i>
<i>Figura 4-4: Tipologia do consolo para cálculo.</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4-5: Consolo de ensaio com a presença de almofada de elastômero.</i>	<i>80</i>
<i>Figura 4-6: Dimensões da almofada de elastômero.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 4-7: Dimensões do consolo para verificação da biela de compressão.</i>	<i>81</i>
<i>Figura 4-8: Medidas para espraçamento dos esforços para determinação da biela.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 4-9: Biela de compressão sem esforços horizontais.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 4-10: Decomposição dos esforços da biela de compressão sem esforço horizontal.</i>	<i>83</i>
<i>Figura 4-11: Medidas para espraçamento dos esforços para determinação da biela.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 4-12: Modelo para o cálculo da capacidade ao cisalhamento em uma barra inserida em um elemento de concreto.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 4-13: Distribuição dos carregamentos uniformes na viga.</i>	<i>91</i>
<i>Figura 4-14: Reações dos esforços cisalhantes na ligação.</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4-15: Pontos de aplicação de cargas externas no pórtico.</i>	<i>93</i>

<i>Figura 4-16: Projeto executivo para os modelos PR e PE.</i>	99
<i>Figura 4-17: Projeto executivo da viga do modelo PCD.</i>	100
<i>Figura 4-18: Projeto executivo do pilar central do pórtico do modelo PCD.</i>	101
<i>Figura 5-1: Detalhe da confecção da chave de cisalhamento.</i>	103
<i>Figura 5-2: Medidas da chave de cisalhamento executadas nas fôrmas.</i>	103
<i>Figura 5-3: Fôrma madeira para o modelo PCD.</i>	104
<i>Figura 5-4: Fôrma em madeira do pilar 30x30 cm do modelo PR.</i>	104
<i>Figura 5-5: Fôrma em madeira do pilar 12x40 cm do modelo PE.</i>	105
<i>Figura 5-6: Detalhe da pista de concretagem para execução das vigas VR.</i>	105
<i>Figura 5-7: Armadura do pilar do modelo PCD.</i>	106
<i>Figura 5-8: Detalhe da armadura do consolo duplo do modelo PCD.</i>	107
<i>Figura 5-9: Armadura da viga VR para o modelo PCD.</i>	107
<i>Figura 5-10: Estribos externos salientes para segunda etapa de concretagem da VR do modelo PCD.</i>	108
<i>Figura 5-11: Detalhe da armadura dos pilares do modelo PR e PE.</i>	108
<i>Figura 5-12: Foto do strain gage utilizado nos tirantes dos consolos ensaiados.</i>	109
<i>Figura 5-13: Fixação do strain gage nas barras de tirante dos consolos.</i>	110
<i>Figura 5-14: Baías de armazenamento dos agregados finos e graúdos.</i>	111
<i>Figura 5-15: Skips para armazenamento e peso por célula de carga dos agregados.</i>	112
<i>Figura 5-16: Painel da central de concretagem da fábrica.</i>	112
<i>Figura 5-17: Misturador de concreto da fábrica.</i>	113
<i>Figura 5-18: Corpo de prova para controle tecnológico.</i>	114
<i>Figura 5-19: Preparo para a concretagem do modelo PR.</i>	115
<i>Figura 5-20: Preparo para a concretagem do modelo PE.</i>	115
<i>Figura 5-21: Preparo para a concretagem do modelo PCD.</i>	116
<i>Figura 5-22: Preparo para a concretagem de fôrma metálica do modelo PCD.</i>	116
<i>Figura 5-23: Concretagem dos modelos PR e PE.</i>	117
<i>Figura 5-24: Concretagem dos pilares do modelo PCD.</i>	117
<i>Figura 5-25: Concretagem das vigas VR do modelo PCD.</i>	118
<i>Figura 5-26: Processo de acabamento da superfície superior da fôrma do modelo PCD.</i>	118
<i>Figura 5-27: Acabamento rugoso na parte superior da viga VR.</i>	119
<i>Figura 5-28: Pilar do modelo PCD após desforma.</i>	119
<i>Figura 5-29: Processo de acabamento do pilar do modelo PCD.</i>	120
<i>Figura 5-30: Vigas VR do modelo PCD prontas para expedição.</i>	120

<i>Figura 5-31: Peças de variados modelos acabadas e prontas para expedição.</i>	121
<i>Figura 5-32: Expedição e transporte das peças em caminhão.</i>	122
<i>Figura 5-33: Chegada das peças e descarregamento no NetPré.</i>	123
<i>Figura 6-1: Modelo de aplicação dos esforços para ensaio da chave de cisalhamento.</i>	126
<i>Figura 6-2: Travamento e confinamento das peças PE e PR do modelo de ensaio.</i>	126
<i>Figura 6-3: Grauteamento da interface do modelo de chave de cisalhamento.</i>	127
<i>Figura 6-4: Nivelamento do graute na face superior do PE.</i>	127
<i>Figura 6-5: Retirada das fôrmas e verificação do preenchimento da junta.</i>	128
<i>Figura 6-6: Pórtico do ensaio PCD com o ponto de aplicação da força externa.</i>	129
<i>Figura 6-7: Apoio extremo com chapas e célula de carga para nivelamento da viga.</i>	130
<i>Figura 6-8: Posicionamento da almofada de elastômero sobre o consolo.</i>	131
<i>Figura 6-9: Posição final da viga de um dos lados do pórtico.</i>	132
<i>Figura 6-10: Inserção de limitadores de juntas no apoio da viga junto ao consolo.</i>	132
<i>Figura 6-11: Fechamento da fôrma lateral e presença de tirantes negativos de continuidade dentro dos estribos.</i>	133
<i>Figura 6-12: Preenchimento com graute no furo do chumbador do consolo.</i>	134
<i>Figura 6-13: Preenchimento da interface pilar-viga.</i>	134
<i>Figura 6-14: Extravasamento do graute através do furo passante.</i>	135
<i>Figura 6-15: Adensamento do concreto através de vibrador por imersão.</i>	136
<i>Figura 6-16: Adensamento e nivelamento da capa de concreto.</i>	136
<i>Figura 6-17: Desempenamento e alisamento do concreto da viga.</i>	137
<i>Figura 6-18: Acabamento da parte superior da viga.</i>	137
<i>Figura 6-19: Cura úmida do concreto com água.</i>	138
<i>Figura 6-20: Peça após repetição do lançamento de água.</i>	138
<i>Figura 6-21: Retirada da fôrma lateral da viga.</i>	139
<i>Figura 6-22: Etapa de concretagem do pórtico finalizada.</i>	139
<i>Figura 6-23: Posicionamento da instrumentação do modelo PR-1.</i>	142
<i>Figura 6-24: Posicionamento da instrumentação do modelo PR-2.</i>	143
<i>Figura 6-25: Posicionamento da instrumentação do modelo PCD-1.</i>	144
<i>Figura 6-26: Instrumentação do modelo PR-1, ensaio de atrito-cisalhamento.</i>	145
<i>Figura 6-27: Instrumentação no apoio articulado.</i>	146
<i>Figura 6-28: Instrumentação na parte superior do pilar central do pórtico.</i>	147
<i>Figura 6-29: Instrumentação lateral do pilar central.</i>	148
<i>Figura 6-30: Instrumentação final do modelo PCD.</i>	149

<i>Figura 7-1: Corpos de prova das massadas de concreto em fábrica.</i>	151
<i>Figura 7-2: Abatimento do concreto através do slump test.</i>	152
<i>Figura 7-3: Corpos de prova referente a cada betonada de concreto moldado no local.</i>	153
<i>Figura 7-4: Corpos de prova de graute de preenchimento da chave de cisalhamento.</i>	154
<i>Figura 7-5: Gráfico de aplicação de força x tempo do modelo PR-1.</i>	155
<i>Figura 7-6: Gráfico de aplicação de força x tempo do modelo PR-2.</i>	155
<i>Figura 7-7: Transdutores elétricos laterais ao modelo PR-2.</i>	156
<i>Figura 7-8: Fissuração no canto inferior esquerdo do modelo PR-2.</i>	157
<i>Figura 7-9: Deslocamento do graute na interface junto ao pilar.</i>	158
<i>Figura 7-10: Fissuras diagonais no modelo PR-1.</i>	159
<i>Figura 7-11: Fissuras diagonais no modelo PR-2.</i>	159
<i>Figura 7-12: Gráfico da força aplicada x deslocamento vertical do PR-1.</i>	160
<i>Figura 7-13: Gráfico da força aplicada x deslocamento vertical do PR-2.</i>	161
<i>Figura 7-14: Gráfico da força aplicada x deslocamento horizontal do PR-1.</i>	161
<i>Figura 7-15: Gráfico da força aplicada x deslocamento horizontal do PR-2.</i>	162
<i>Figura 7-16: Tensão de compressão na biela da chave de cisalhamento.</i>	163
<i>Figura 7-17: Gráfico de aplicação de força x tempo do modelo PCD.</i>	164
<i>Figura 7-18: Aparecimento da primeira fissura na região da chave de cisalhamento.</i>	165
<i>Figura 7-19: Fissuração superior na interface pilar-viga.</i>	166
<i>Figura 7-20: Abertura de fissuras com esforço de 190 kN.</i>	167
<i>Figura 7-21: Fissuras apresentadas na posição da barra passante superior.</i>	168
<i>Figura 7-22: Fissuras com esforços máximos de 530 kN</i>	168
<i>Figura 7-23: Fissuras presentes no consolo a partir de 630 kN.</i>	169
<i>Figura 7-24: Fissuras com esforços de 670 kN.</i>	170
<i>Figura 7-25: Gráfico de aplicação de força x fissuração superior do PCD.</i>	171
<i>Figura 7-26: Gráfico de aplicação de força x reação da célula de carga do PCD.</i>	171
<i>Figura 7-27: Gráfico de aplicação de força x acomodação do apoio externo do PCD.</i>	172
<i>Figura 7-28: Gráfico da força aplicada x deformação do strain gage modelo PCD.</i>	173
<i>Figura 7-29: Medidas da biela de compressão do consolo modelo PCD.</i>	174
<i>Figura 7-30: Parcelas resistentes aos esforços da ligação semirrígida.</i>	175
<i>Figura 7-31: Momento de engastamento perfeito através do FTOOL.</i>	177

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2-1: Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas.....</i>	<i>30</i>
<i>Tabela 2-2: Comprimentos mínimos de embutimentos dos pilares no cálice de fundação. ...</i>	<i>37</i>
<i>Tabela 4-1: Nomenclatura e características dos modelos de ensaio.</i>	<i>72</i>
<i>Tabela 4-2: Valores de C_1 em relação a resistência do concreto f_{cc}.....</i>	<i>89</i>
<i>Tabela 5-1: Referência de peças e datas de fabricação.</i>	<i>110</i>
<i>Tabela 5-2: Traço de concreto utilizado para execução das peças.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 6-1: Equipamentos utilizados nos ensaios.</i>	<i>141</i>
<i>Tabela 6-2: Especificações dos equipamentos utilizados.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabela 7-1: Caracterização dos corpos de prova feitos em fábrica.....</i>	<i>151</i>
<i>Tabela 7-2: Traço do concreto com moldagem no local.</i>	<i>152</i>
<i>Tabela 7-3: Caracterização dos corpos de prova moldados no local.</i>	<i>153</i>
<i>Tabela 7-4: Caracterização dos corpos de prova do graute de preenchimento.....</i>	<i>154</i>

SUMÁRIO

1	Introdução.....	15
1.1	Considerações Gerais.....	15
1.2	Objetivo.....	18
1.3	Justificativa	18
1.4	Metodologia	22
1.5	Apresentação do Trabalho	23
2	Revisão Bibliográfica	25
3	Princípios básicos para cálculo das ligações	52
3.1	Consolos	52
3.1.1	Características e Desempenho	52
3.1.2	Comportamento Estrutural	55
3.1.3	Recomendações da NBR 9062:2017	61
3.2	Ligações Semirrígidas.....	69
3.2.1	Recomendações da NBR 9062:2017	69
3.3	Chave de Cisalhamento	70
4	Projeto dos modelos para ensaio.....	71
4.1	Descrição das peças	71
4.1.1	Modelo de chave cisalhamento – PR e PE	72
4.1.2	Modelo Pilar consolo e chave de cisalhamento (PCD).....	73
4.2	Dimensionamento	75
4.2.1	Consolos	75
4.2.2	Chave de Cisalhamento	87
4.2.3	Efeito pino da ligação semirrígida.....	88
4.2.4	Ligação semirrígida com armadura de continuidade.....	90
4.3	Projeto das peças	98
4.3.1	Modelo de chave de cisalhamento – PR e PE	98
4.3.2	Modelo Pilar consolo e chave de cisalhamento – PCD	98
5	Execução dos Modelos para ensaio	102
5.1	Fôrmas.....	102
5.2	Armaduras	106
5.3	Instrumentação dos tirantes do consolo	109

5.4	Concretagem	110
5.4.1	Central de concretagem	111
5.4.2	Traço do concreto pré-fabricado	113
5.4.3	Controle Tecnológico	114
5.4.4	Concretagem das peças	115
5.5	Aparelhos de apoio	121
5.6	Transporte das peças	121
6	Metodologia dos modelos para ensaio.....	124
6.1	Descrição dos modelos	124
6.1.1	Modelo de chave de cisalhamento – PR e PE	124
6.1.2	Modelo Pilar consolo e chave de cisalhamento – PCD	128
6.2	Instrumentação	140
7	Ensaio e resultados experimentais	150
7.1	Concreto	150
7.2	Graute.....	153
7.3	Ensaio de Cisalhamento Direto	154
7.4	Ensaio do Pórtico com ligação	164
8	Análise dos resultados experimentais.....	179
9	considerações finais	182
	Referências Bibliográficas.....	184

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A evolução dos sistemas construtivos industrializados está diretamente ligada à agilidade e à racionalização das construções. Nos últimos anos houve um crescimento acelerado de construções no Brasil principalmente em razão do incentivo dos governos federais e estaduais, com investimentos na área de moradias e infraestruturas. Embora atualmente o setor construtivo no Brasil se encontre em crise financeira, a necessidade de desenvolvimento de soluções mais técnicas e econômicas tem aumentado, visando à agilidade do sistema como um todo e beneficiando toda a cadeia construtiva.

Nesse panorama destacam-se as construções industrializadas de concreto, alavancadas principalmente pelo setor de construções pré-fabricadas, que aliam racionalização, mecanização e montagem em série, sendo importante para setores que exigem rápida ocupação predial.

As estruturas pré-fabricadas são, essencialmente, constituídas por peças de concreto armado e ou elementos protendidos, que, unidos (montagem), formam a edificação como um todo. As fábricas apresentam uma sistemática de fabricação em série de peças em que são garantidas as condições favoráveis ao trabalho, proteção dos equipamentos, a automação, a reutilização de formas, a especialização dos trabalhos e a velocidade de produção. Dessa maneira, foi desenvolvido um campo particular para construção de edificações, resultando em velocidade de montagem e qualidade do produto.

Para a montagem desses elementos pré-fabricados são necessários sistemas de apoios e ligações que são de extrema importância para as considerações de cálculo da estrutura, influenciando diretamente nos esforços, seções transversais dos elementos, deslocamentos globais, deformações estruturais e tipos de vinculações para a ligação entre as unidades de montagem.

Entre vários tipos de ligações, destacam-se principalmente os consolos, elementos executados juntamente com pilares ou vigas, que servem de apoio para outras peças rotineiramente utilizadas nas estruturas pré-fabricadas para apoio entre dois elementos principais, os pilares e as vigas.

Segundo a NBR 9062:2017, os consolos podem ser classificados de três maneiras distintas para as hipóteses de cálculo: considerando sua geometria, como a altura útil na interface de ligação, a largura de contato e o ponto de aplicação da força. Com essas vertentes, os consolos são classificados pelo tipo de cálculo como consolos em balanço, curtos (biela tirante) ou muito curtos (atrito cisalhamento).

As ligações executadas através de consolos podem ainda ser classificadas de três maneiras distintas, considerando o tipo de vinculação: a) as ligações simplesmente apoiadas ou rotuladas, que permitem a rotação do sistema não impedindo o momento ($M=0$); b) as ligações semirrígidas, que impedem parcialmente a rotação, gerando esforços de momento no ponto de apoio; e c) as ligações rígidas, que proporcionam a continuidade, ou seja, praticamente não há rotação relativa entre o pilar e a viga, também transferindo momento para o ponto de apoio da ligação.

Os consolos são responsáveis pela sustentação dos esforços horizontais e verticais (cisalhamento) gerados por um elemento apoiado (normalmente uma viga) sobre eles. Para o seu cálculo e estudo devem ser consideradas suas dimensões, local de atuação dos esforços e as tensões geradas no concreto. Assim, pode-se considerar que quanto maior os esforços, as dimensões dos consolos também devem ser aumentadas ou mesmo a quantidade de armaduras dos tirantes, considerando apoios simples com transmissão direta de cisalhamento para os consolos.

Os esforços, principalmente o de cisalhamento, gerados por um elemento, podem ser de forma parcial, resistidos por um sistema de ranhuras entre a seção transversal do elemento e a interface de ligação do sistema de apoio. Assim, o consolo seria responsável por resistir somente a uma parcela dos esforços totais de cisalhamento, não sendo necessário o aumento de suas dimensões com esforços mais elevados. Os esforços são impedidos através de uma ligação chamada chave-cisalhamento, que é transmitida diretamente ao pilar aliviando o consolo. Na Figura 1-1, à esquerda, pode ser visto um consolo sem a presença de nichos (rugosidade) e, à direita, um consolo com a presença das rugosidades formando a ligação chave-cisalhamento para a transferência de esforços.

Figura 1-1: Consolo sem presença de rugosidades na face do pilar (esquerda) e com presença de rugosidade (direita).



Fonte: próprio autor.

Um problema decorrente das construções pré-fabricadas é a busca de melhores técnicas para execução de consolos, pois eles aparecem em grande número, principalmente nos pilares, e são de difícil execução, tanto para o posicionamento e furos nas fôrmas quanto na montagem de suas armaduras. A execução de consolos é demasiadamente onerosa ao sistema de pré-fabricação, pois afeta diretamente a produção, a economia de recursos e a logística. Esses elementos são responsáveis por grande parte de retrabalho das unidades construtivas.

O estudo trata de considerações de cálculo para um sistema chave-cisalhamento, permitindo determinar a parcela de sua contribuição para o alívio dos esforços nos consolos. Este estudo se justifica devido à contribuição para diminuição dos consolos ou mesmo sua supressão, fatores de segurança ao colapso e maior rigidez nas ligações, contribuindo para uma melhor realização dos serviços de produção e montagem de peças do sistema e, também, propiciando uma diminuição na taxa de armadura e agilidade no sistema de concretagem.

1.2 OBJETIVO

Este trabalho visa contribuir, através da realização de ensaios experimentais, com estudos analíticos e determinação das considerações a serem empregadas no cálculo de ligações, considerando um sistema de ligação através de chave-cisalhamento. Ênfase especial é dada àqueles em que se considera uma chave-cisalhamento entre as interfaces do pilar e da viga com o intuito de promover o alívio da transmissão dos esforços verticais no consolo, permitindo uma reserva de esforços no dimensionamento ou mesmo sua supressão.

Como objetivo secundário, tem-se o estudo da influência da superfície de apoio do consolo (apoio deformável), dado para o caso específico através de almofada de elastômero, que é a solução mais utilizada nas construções brasileiras. Também se objetiva estudar a influência do graute a ser utilizado no preenchimento, utilizando as características geométricas prescritas pela NBR9062:2017, da rugosidade (extremidade da viga e do pilar) em torno da ligação.

O estudo contribui para o desenvolvimento de ligações que facilitam a execução nas fábricas, a permanência de uma reserva de esforços e a possível supressão dos consolos. Com isso, espera-se uma maior agilidade na fabricação e montagem, gerando economia para o setor e proporcionando soluções mais técnicas e de melhor funcionamento estrutural.

1.3 JUSTIFICATIVA

Em razão da falta de bibliografia brasileira e estudos experimentais sobre as considerações para o dimensionamento do sistema chave-cisalhamento na interface de vigas e pilares, busca-se a determinação da capacidade resistente da ligação. O correto dimensionamento e funcionamento estrutural e as soluções técnicas fabris para a facilitação da execução de ligações resistentes ao cisalhamento devem ser realizados através da capacidade de suporte máxima dessa ligação.

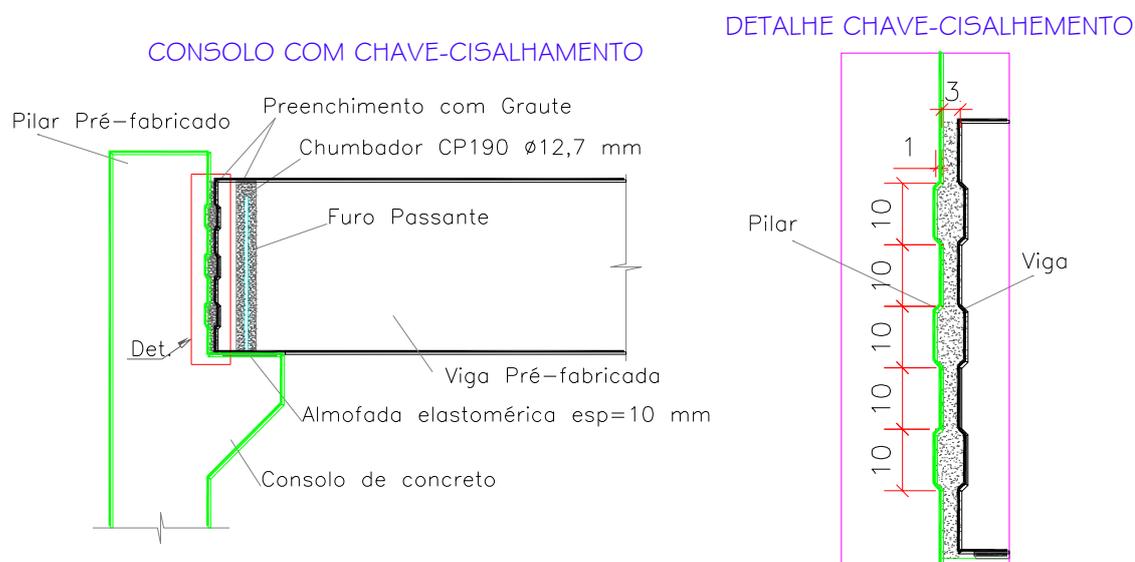
Imagina-se que a rigidez do consolo e do elemento de apoio influencie a capacidade de transmissão de esforços cortantes. Obviamente, as características da chave e a geometria em torno desta, além do tipo de graute utilizado no preenchimento, deve influenciar no comportamento da ligação. Baseado no sucesso

do uso deste tipo de chave na ligação pilar-fundação, alguns projetistas idealizam ligações de viga com pilar, usando, além do consolo, uma chave de cisalhamento entre as faces do pilar e a viga.

Parece razoável imaginar que o comportamento dessa ligação (pilar-viga) deva ser diferente do pilar-fundação, pois neste último há o confinamento de toda a região da chave de cisalhamento através da inserção de concreto na zona de ligação entre pilar e o cálide de fundação. Assim, é preciso desenvolver procedimentos de cálculo que estejam alicerçados em resultados obtidos por ensaios.

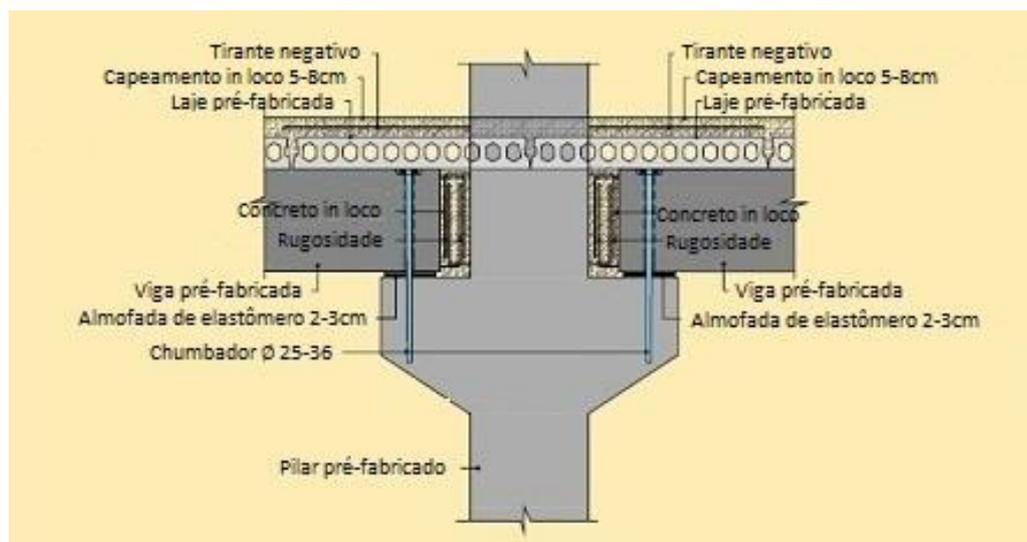
Na Figura 1-2 e na Figura 1-3 são ilustrados dois tipos de ligação utilizados para a consideração de vinculações articuladas e semirrígidas, respectivamente, com a formação da chave de cisalhamento pela interface pilar-viga. No primeiro caso é apresentada uma ligação articulada sem a presença de armaduras externas na zona comprimida. Já para o caso subsequente, nota-se a presença de armaduras junto à interface de ligação já com a presença de tirante negativo passivo na parte superior da ligação, configurando um sistema com vinculação semirrígida e proporcionando o binário de esforços, com transferência de momento para o pilar.

Figura 1-2: Exemplo da ligação chave-cisalhamento sem armaduras.



Fonte: próprio autor.

Figura 1-3: Exemplo da ligação chave-cisalhamento com adição de armaduras.

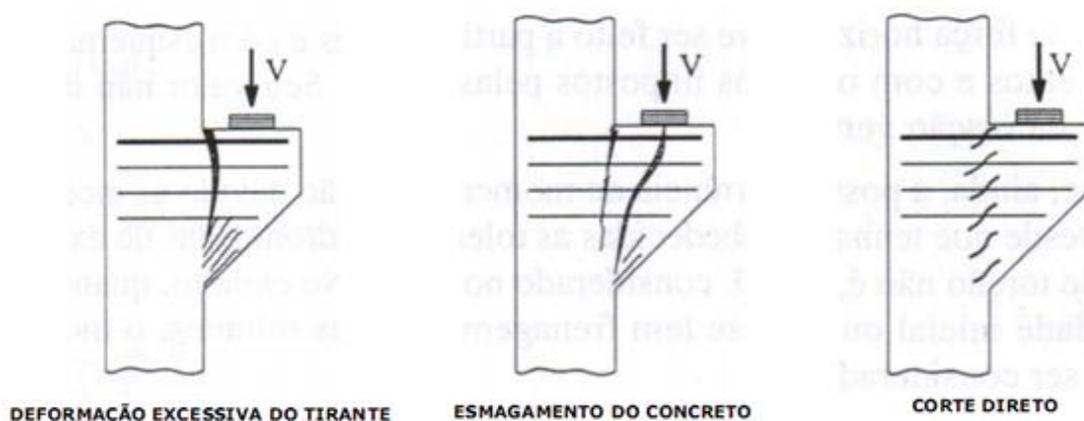


Fonte: FERREIRA (2002), adaptado para o português.

O desenvolvimento do estudo é de forma mais conceitual, o que determina as melhores características geométricas da chave-cisalhamento partindo de estudos já consolidados e desenvolvidos em lajes e fundação de pilar-cálice.

O modelo usualmente utilizado para apoio das peças são os consolos, que apresentam o sistema de ruptura conforme a Figura 1-3. A ruptura é apresentada conforme a NBR 9062:2017, sendo, respectivamente, a ruptura pela deformação excessiva (cálculo como viga em balanço), esmagamento do concreto (cálculo como biela-tirante) e corte direto (cálculo como atrito-cisalhamento).

Figura 1-4: Exemplo dos tipos de rupturas em consolos.



Fonte: CEB – FIB (2013).

Trata-se de um modelo utilizado por várias fábricas no Brasil, sendo constituído de um apoio para a viga (consolo) e uma ligação através de chumbadores considerada biapoiada. As vigas possuem furos passantes que auxiliam na montagem da peça, pois o chumbador serve de guia para o correto posicionamento da viga no pilar e, em sua seção transversal, aparecem ranhuras (também presentes nos pilares). Posteriormente, a montagem, os furos e a interface pilar-viga são preenchidos por graute, finalizando o processo de montagem da ligação.

Na Figura 1-5 pode-se observar duas vigas com a presença de dentes Gerber, onde a da esquerda não apresenta rugosidade em sua seção transversal e a da direita apresenta essa rugosidade. Ao caracterizar o modelo de cálculo para cada uma das vigas especificamente, tem-se, na viga da esquerda, o esforço cisalhante posicionado diretamente nos dois chumbadores de ligação consolo-viga. Já a da direita apresenta uma parcela dos esforços cisalhantes que são resistidos pelo mecanismo da chave de cisalhamento e uma parcela menor dos esforços que são encaminhados para os chumbadores da ligação consolo-viga.

Figura 1-5: Seção transversal de vigas de concreto demonstrando a rugosidade.



Fonte: próprio autor.

A rugosidade é composta de trapézios com base maior de 6 cm, base menor de 4 cm com laterais inclinadas de altura de 1 cm e angulação de 45°, espaçados a cada 10 cm, conforme definido pela NBR 9062:2017. Salienta-se que este sistema é utilizado para a ligação pilar-fundação. A norma em questão cita apenas a configuração para o mecanismo chave de cisalhamento para a ligação pilar-cálice de fundação.

1.4 METODOLOGIA

Na intenção de obter resultados rigorosos e completos são necessárias várias etapas de estudo e metodologias de trabalho, visando ainda estabelecer partes pragmáticas no desenvolvimento e produção. Inicialmente, o trabalho baseia-se na definição do tipo de ligação a ser ensaiada, pesquisando entre vários tipos na literatura que contribuam no processo fabril e apresentem resultados satisfatórios no desempenho estrutural.

A partir dessa definição, foi elaborada uma revisão bibliográfica focada nos modelos analíticos, contribuindo para o dimensionamento e nos estudos experimentais. Com isso, puderam ser executados os ensaios mais adequados para o entendimento do sistema de ruptura e o mecanismo de deformação.

O experimento deve ser realizado após a definição dos tipos de ligações e cálculos analíticos do sistema, de modo a estabelecer uma previsão de como a ligação deve se comportar.

Através do auxílio do laboratório NetPré (Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto), foram executados variados tipos de ensaios para cercar as variáveis que interferem diretamente nos resultados da ligação chave-cisalhamento. Foram calculados consolos curtos como apoio da viga e um conjunto completo com ligação semirrígida contendo rugosidade e tirantes negativos, respectivamente, para caracterizar e isolar as variáveis preponderantes de toda a ligação. Com essa ligação se referindo aos esforços máximos de cisalhamento e carregamentos últimos de consolo, a parcela resistida somente pela rugosidade e, finalmente, o esforço último da ligação completa, assim, pode-se isolar os esforços e definir a parcela real do esforço mobilizado pela chave de cisalhamento.

Os recursos utilizados para os estudos foram o espaço e maquinários do laboratório da UFSCar (NetPré) e as peças de concreto fabricadas especialmente para cada fase de ensaio, sendo que todas as peças foram executadas por uma empresa inserida no mercado de pré-fabricado. Contou-se também com a experiência e conhecimentos dos professores da UFSCar e do corpo técnico executivo da empresa, provendo auxílio em técnicas construtivas e materiais mais utilizados para a execução e montagem das estruturas.

1.5 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho consiste em um estudo experimental para definição da magnitude de esforços mobilizados na chave de cisalhamento entre a interface pilar-viga. Para isso foi necessária a divisão do texto em capítulos relacionando os estudos apresentados de maneira lógica através de uma metodologia. Portanto, cada capítulo apresenta o desenvolvimento e apresentação das parcelas inerentes a cada tratamento do assunto, de modo a concluir considerações sobre a chave de cisalhamento.

No capítulo 1 são apresentados os objetivos e a finalidade do objeto de estudo, bem como as justificativas e a apresentação do que foi desenvolvido.

Já no capítulo 2 foi realizado um vasto estudo para conceituação de toda a chave de cisalhamento, relacionando os assuntos já desenvolvidos. Nesse capítulo foi realizada uma busca por material normativo e publicado, apresentando uma fundamentação teórica e com adaptativas ao modelo relacionado.

Para o capítulo 3 foram estudadas e fundamentadas as partes representativas da ligação ensaiada, como o consolo curto, a ligação semirrígida e a chave de cisalhamento, seguindo as prescrições de norma e as exigências construtivas de modo a evidenciar os processos de rupturas, análises de transmissão de esforços e modelo de cálculo baseado na NBR 9062:2017.

No capítulo 4 foi realizada a descrição dos elementos componentes da ligação total, separando em modelo de chave de cisalhamento (PR E PE), vigas retangulares e pilares para a confecção da ligação final. Foi também realizado todo o dimensionamento dos consolos, chave de cisalhamento, efeito pino e da continuidade da ligação semirrígida, apresentando todos os detalhamentos para a execução de cada peça utilizada no ensaio.

No capítulo 5 foi descrita toda a parte de execução das peças relacionadas ao ensaio. A descrição foi analisada em cada modelo, apresentando o processo de fôrmas e moldagem do concreto, o modelo de armaduras e instrumentação por *strain gages* nos tirantes do consolo. Apresentou-se também a concretagem, traços e moldagem das peças em fábrica. Finalizando o capítulo, foi descrita a parte de transporte das peças.

O capítulo 6 apresentou todo o processo de execução dos modelos de ensaio, descrevendo a montagem, os modelos de apoio, as dificuldades executivas,

a concretagem no local das juntas por graute e da capa superior das vigas com concreto moldado no local. No final do capítulo foi detalhada toda a parte de instrumentação dos modelos ensaiados.

No capítulo 7 são apresentados os ensaios dos modelos, sendo descritos os procedimentos de aplicação de esforços bem como a reunião de todos os resultados experimentais, sendo elaborada uma série de cálculos para determinar as parcelas relacionadas a cada etapa de cargas, verificando o funcionamento da chave de cisalhamento.

No capítulo 8 apresenta-se toda a análise dos resultados obtidos experimentalmente. Faz-se uma verificação das parcelas resistentes e também a avaliação dos modelos e das chaves de cisalhamento. Foi averiguada a real possibilidade de utilização e considerações que podem ser prescritas em projeto foram elaboradas.

O capítulo 9 apresenta as conclusões finais e considerações para novos estudos, objetivando expandir e difundir o conhecimento e incentivar a pesquisa sobre o assunto relacionado à chave de cisalhamento e ligações semirrígidas.

Constam do trabalho, também, anexos importantes, que conceituam o tipo de graute utilizado, o ensaio da dureza do aparelho de apoio (almofada de elastômero) e o cálculo da viga presente no modelo de pórtico.

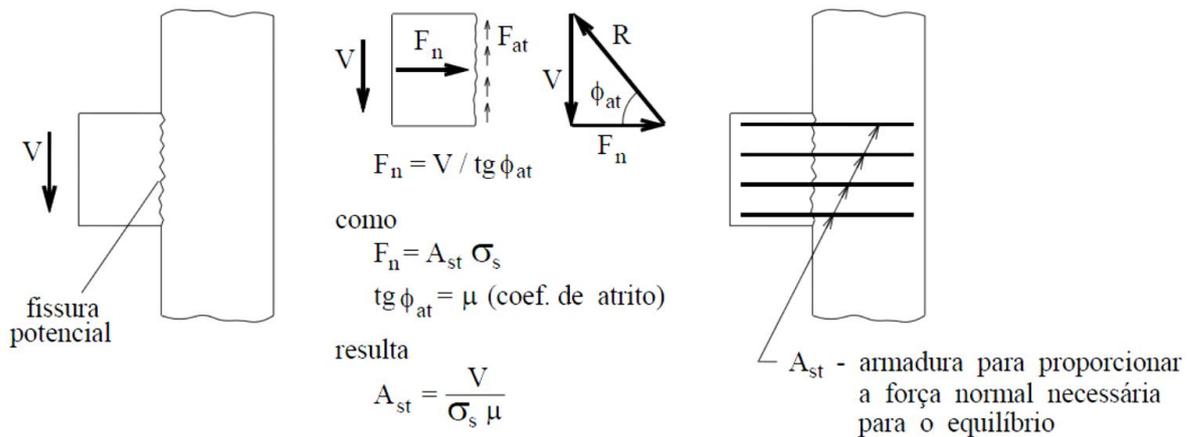
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No intuito de obter um estudo consistente com grande abrangência nas análises teóricas e experimentais sobre o assunto deste trabalho, foram relacionados autores de livros, teses, dissertações, artigos, apostilas e normas nacionais e internacionais. Os tópicos de interesse desta pesquisa se relacionam, principalmente, com estudos de pesquisadores e normas que levantam questões acerca do dimensionamento de ligações utilizando o sistema de atrito-cisalhamento, interfaces de ligações em peças pré-fabricadas ou pré-moldadas, geometria das ligações chave-cisalhamento, modelos de apoios (consolos) e ensaios experimentais com transferência direta de esforços nas ligações em concreto. Como a revisão é apresentada de forma cronológica, podem ocorrer discrepâncias entre os materiais catalogados e as prescrições.

A ligação de estudo deve ser dimensionada para resistir aos esforços de cisalhamento gerados por elementos apoiados sobre as vigas que, por sua vez, transferem as reações para os pilares ou outros elementos estruturais (muros de arrimos, vigas, fundações etc.). O sistema funcionará através de uma chave-cisalhamento gerada pela execução de ranhuras na interface pilar-viga com o posterior grauteamento, até atingir a cura e resistindo à totalidade dos esforços cortantes.

Segundo EL DEBS (2000), as forças de cisalhamento podem ser transferidas por meio de concreto ou mesmo através de armaduras, sendo que a transferência pelo concreto pode ser pela adesão, atrito ou pela chave de cisalhamento. O concreto submetido às tensões de cisalhamento apresenta uma fissura nos planos de tensões e a integridade da ligação separada por essa fissura dar-se-á pela colocação de uma armadura, cruzando a superfície definida pela fissura que apresentará uma força normal pela tendência de separação entre as partes. A força normal mobilizará a força de atrito, de forma a equilibrar a força de cisalhamento atuante, e através da teoria de Coulomb pode-se determinar a armadura necessária à transferência por cisalhamento. Através da Figura 2-1 observa-se a idealização para obtenção da armadura de cisalhamento.

Figura 2-1: Modelo de atrito-cisalhamento idealizado por EL DEBS (2000).



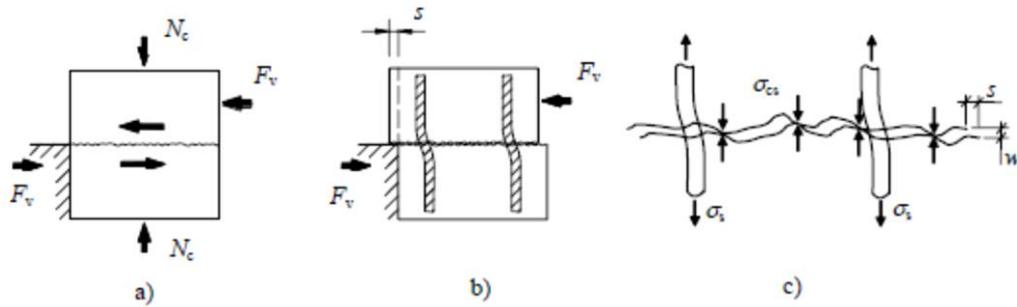
Fonte: EL DEBS (2000).

Considerando o MC-CEB/90, a análise de ligações deve assegurar a rigidez e a estabilidade global das estruturas e ainda se estender às extremidades dos elementos adjacentes a ela, sendo esta a análise da chave de cisalhamento através da interface entre o pilar e a viga. Assim, é necessário prever as acomodações das ligações e as tolerâncias de fabricação e montagem. Neste fato, devem-se estudar as aberturas de montagem para verificar a dimensão mínima de grauteamento da interface citada.

De acordo com a Fédération Internationale du Béton (FIB-2008), a principal tarefa para o projetista é otimizar o tamanho da seção de concreto em relação aos esforços de momento e cisalhamento para, posteriormente, conceber as ligações com materiais e componentes mais adequados às capacidades de cargas resistentes.

A face de uma junta que apresenta rugosidade pode transferir forças de cisalhamento através do atrito, mesmo que ela se apresente fissurada. A condição para essa transferência é de que os esforços de compressão devem atuar em toda a dimensão da interface das peças. Esta situação pode ser exemplificada na Figura 2-2, que mostra as interfaces de peças através de juntas simples com transmissão pelo atrito (a), a transmissão através do auxílio de barras transversais (b) e uma ampliação das imperfeições da superfície de contato entre os elementos ainda com auxílio de barras transversais (c).

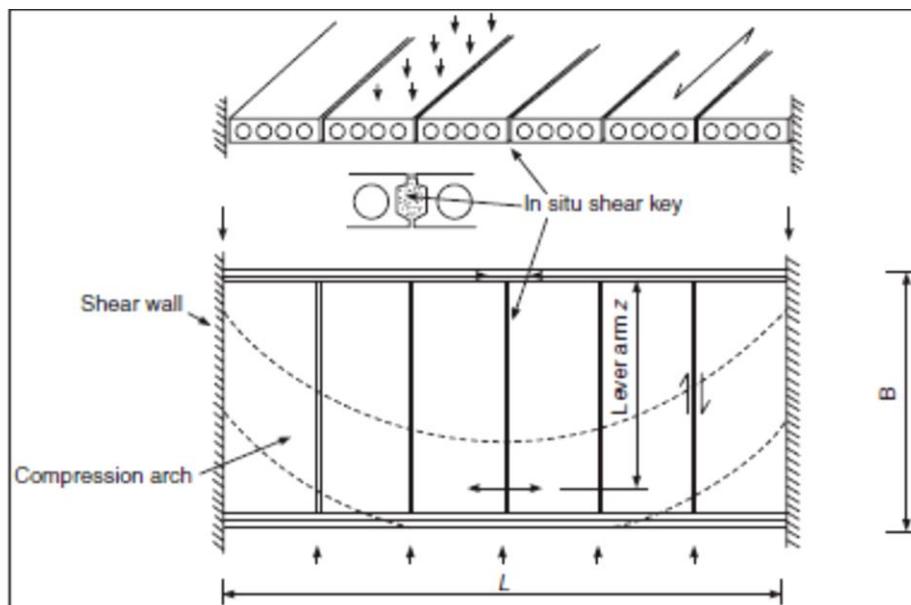
Figura 2-2: Esforços transferidos através de atrito ou por barras transversais.



Fonte: FIB (2008).

De acordo com ELLIOTT (2002), o diafragma rígido de lajes alveolares é mantido através do equilíbrio interno das tensões de compressão nas chavetas. Essas forças podem ser mobilizadas pela adição de uma armadura nas juntas entre as unidades de lajes (chavetas) ou mesmo pelas vigas suporte do pavimento, mas apenas no caso entre lajes e vigas é que se considera uma ligação mecânica. O esquema dos esforços pode ser visto na Figura 2-3, que mostra o diafragma rígido gerado pelas lajes e paredes. A resistência ao cisalhamento é gerada pela combinação entre o travamento dos agregados do concreto, gerados pela força de atrito e pelo efeito pino, através das dobras dos tirantes colocados nas interfaces das regiões dos esforços.

Figura 2-3: Esforços gerados em lajes pré-fabricadas pelo diafragma rígido.



Fonte: ELLIOTT (2002).

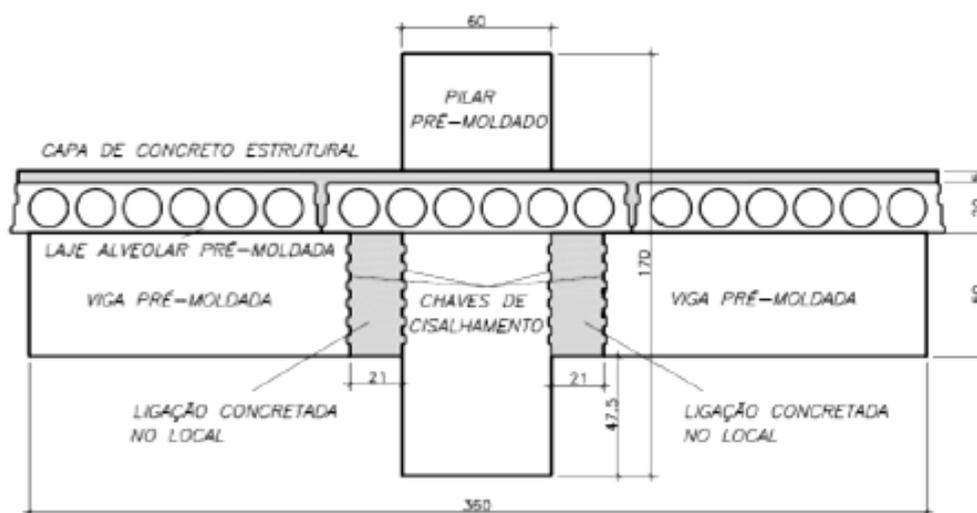
Um ponto essencial a ser considerado pelos apoios das estruturas é o tipo de ligação que deve se formar para a utilização da edificação. Para isso, FERREIRA (1999) estende o conceito de ligações semirrígidas ao relacionar as ligações com deformabilidade à flexão ou mesmo a sua flexibilidade. Assim, ao ser dito que uma ligação é semirrígida, entende-se que o seu comportamento é intermediário às ligações articuladas e perfeitamente engastadas. Com as deformabilidades das ligações nas extremidades da estrutura é modificada a rigidez dos elementos, gerando uma redistribuição dos esforços e deslocamentos ao longo de toda a estrutura. É citado ainda que as principais propriedades das ligações semirrígidas são resistência, rigidez e ductilidade, influenciando diretamente no comportamento local e nos deslocamentos globais da estrutura. Para as ligações semirrígidas são inseridas barras de aço, apresentando um mecanismo de deformação das ligações onde, por meio da ancoragem, faz-se a transmissão dos esforços de forma linear, segundo ENGSTRÖM (1992). Há também o efeito de cisalhamento apresentado em DEI POLI (1992), que estabelece uma relação da distância da borda do concreto em que a barra está inserida até o ponto máximo de embutimento, onde ocorre a formação da rótula plástica no chumbador.

Em OLIVEIRA JUNIOR (2012) são apresentadas ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas com preenchimento de concreto com fibras de aço, apresentando a força máxima de cisalhamento pelo número de chaves através de ensaios. A força máxima se deu pela divisão entre a força máxima obtida pelo número total de chaves. A adição de fibras de aço proporcionou um aumento de 8% no valor total da força máxima por chave e ainda foi comprovado que, com o acréscimo da quantidade de fibras acima de 2% de volume de concreto, não há um ganho significativo de cisalhamento. O motivo pelo qual não houve o aumento da força de cisalhamento pode estar relacionado à incompatibilidade geométrica entre as fibras e a geometria da chave de cisalhamento, sendo que suas dimensões podem ser insuficientes para permitir a adequada distribuição das fibras no concreto de preenchimento.

Já em TROTTA (2012), o estudo das ligações em pré-fabricados entre viga e pilar é baseado em perfis metálicos e soldas, utilizando as geometrias adotadas em OLIVEIRA JUNIOR (2007), conforme apresentado na Figura 2-4. Para a ligação foi utilizado um carregamento máximo de 500 kN aplicados com

carregamentos alternados de curta duração e com controle de deslocamento sobre o pilar. Assim, a ligação resistiu às solicitações de momento positivo com 50% da resistência ao escoamento da cantoneira embutida e à armadura positiva com 38%, ocorrendo a ruptura do sistema de ligação com deslocamento excessivo de 3,63‰ do consolo metálico na região onde não ocorreu a solda.

Figura 2-4: Características da ligação utilizada para os ensaios de TROTTA (2012).



Fonte: TROTTA (2012).

Segundo JEREMIAS JUNIOR (2007), as ligações em elementos pré-fabricados, mais especificamente entre vigas e pilares, afetam diretamente os deslocamentos globais da estrutura. A deslocabilidade de primeira ordem é influenciada pelo comportamento das ligações e, de modo direto, é responsável pela análise de segunda ordem. As deslocabilidades em estruturas pré-fabricadas são mais elevadas quando comparadas com estruturas convencionais de concreto armado devido à diferença dos tipos de ligações e em razão de, no primeiro caso, apresentarem ligações mais deformáveis (articuladas ou semirrígidas) e, no segundo caso, as ligações serem monolíticas (perfeitamente rígidas), possibilitando uma estrutura menos deslocável.

Em FERREIRA (2002) é apresentada uma proposta de classificação das ligações semirrígidas de estruturas pré-moldadas, que são distribuídas em cinco zonas distintas, o que pode ser analisado na Tabela 2-1.

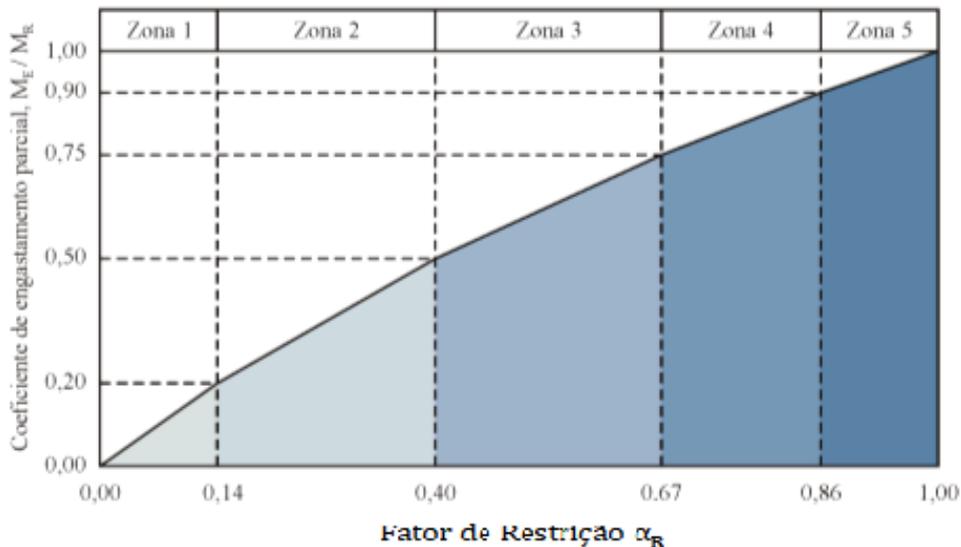
Tabela 2-1: Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas.

Zonas	Fator de Restrição α_R	Engastamento Parcial M_E / M_R	Classificação das Ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_E / M_R < 0,2$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_E / M_R < 0,5$	Semi-Rígidas com Restrição Baixa
Zona III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_E / M_R < 0,75$	Semi-Rígidas com Restrição Média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_E / M_R < 0,9$	Semi-Rígidas com Restrição Alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	$0,9 \leq M_E / M_R < 1$	Perfeitamente Rígidas

Fonte: FERREIRA (2002).

O sistema de ligações baseia-se no fator de restrição, número que relaciona a rigidez da ligação com a rigidez da viga correspondente. Esse fator varia de 0 a 1, sendo o fator 0 articulação perfeita e o fator 1 o engaste perfeito. Varia também no coeficiente de engastamento parcial (M_E/M_R), que é representado pela razão entre o momento fletor de engastamento parcial (M_E) e o momento fletor de engastamento perfeito da ligação (M_R). Para facilitar a visualização é apresentada a Figura 2-5, que apresenta a relação entre os fatores de restrição e o coeficiente de engastamento parcial para determinação da zona de trabalho da ligação.

Figura 2-5: Sistema de classificação das ligações.

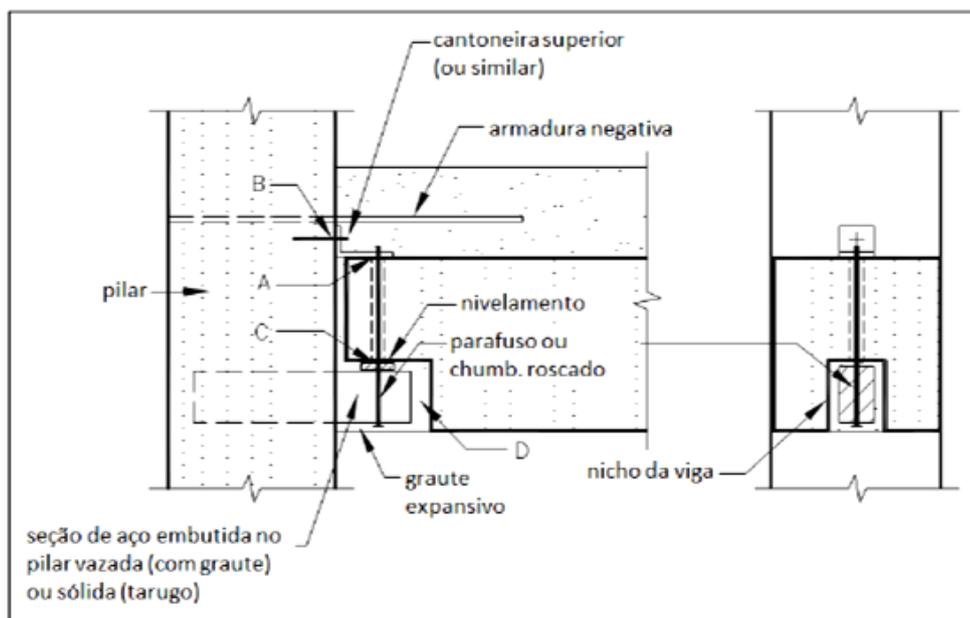


Fonte: FERREIRA (2002). Adaptado.

De acordo com BACHEGA (2013), que apresentou um estudo de consolos metálicos embutidos nas ligações entre viga-pilar de estruturas pré-moldadas de concreto, as ligações podem ser apresentadas como Tipo I e Tipo II. As ligações de Tipo I são definidas como um elemento vertical contínuo ligado a elementos horizontais, que podem ser subdivididos em ligações embutidas e ligações visíveis. Já as ligações Tipo II são obtidas em elementos verticais descontínuos e elementos horizontais contínuos ou mesmo separados por junções, que são as ligações de cabeça de pilares. Para a determinação da tipologia de escolha entre as ligações, ELLIOTT (2002) apresenta os principais fatores de interferência, quais sejam: a estabilidade da estrutura, layout estrutural do pórtico, continuidade de extremidades das vigas, proteção contra incêndios, aparência da ligação e minimização das zonas estruturais, facilidade e economia na fabricação, estabilidade temporária, espaço de acesso, juntas e manuseio.

A análise de ligação executada por BACHEGA (2013) é apresentada na Figura 2-6, onde se pode ver uma ligação viga-pilar por consolo metálico embutido. A ruptura do ensaio se deu através do cisalhamento da chapa de ligação da viga de concreto, sendo que a armadura negativa da ligação contribuiu nesse tipo de ruptura, pois ela contribuiu para a restrição da rotação da viga junto ao apoio, gerando concentração de tensões na capa de concreto da viga. O perfil metálico (apoio da ligação) ficou intacto, não sofrendo consequências de deformações ou cisalhamento, sendo este o ponto mais forte desse tipo de ligação.

Figura 2-6: Modelo de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido.

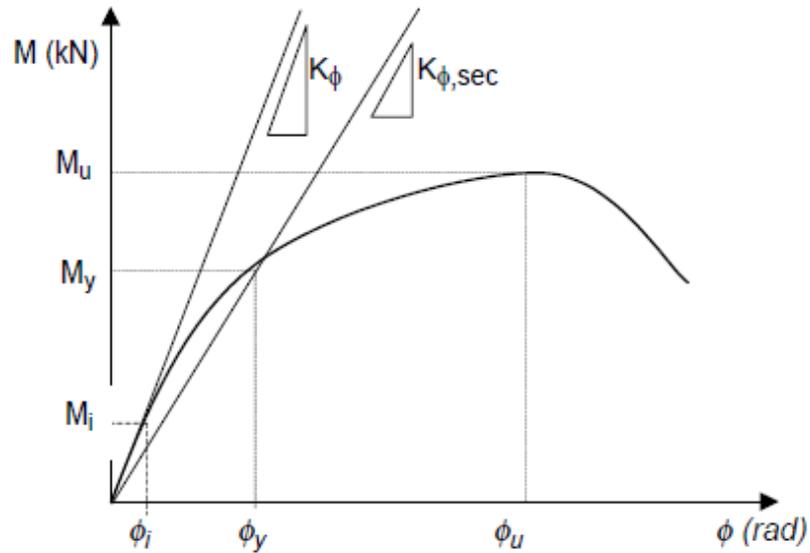


Fonte: BACHEGA (2013).

Um outro tipo de ligação de estudo diretamente ligado à chave de cisalhamento pode ser analisado em ARAUJO (2002), que realizou o estudo de cisalhamento entre vigas e lajes pré-moldadas mediante o preenchimento de nichos de concreto de alto desempenho e conectores de vergalhões de aço dobrados em forma de laço. As vigas são de seção composta tipo "T", biapoiadas e carregadas com forças concentradas no meio do vão. O ensaio mostrou que houve uma redução da rigidez da viga na medida em que se aumentava o espaçamento entre os nichos de concretagem. Ainda, apresentou maior acúmulo de fissuras inclinadas junto às extremidades dos nichos de concretagem, havendo maior concentração de tensões nessa região.

De acordo com GÖRGUN (1997), para as ligações através de chumbadores ou grauteadas, onde se tem ações iniciais baixas aumentando o valor incremental das cargas, a rotação da ligação associada ao momento tende a aumentar. A classificação das ligações é apresentada de acordo com sua rigidez e estabelecida através da função do diagrama $M-\phi$, mostrada sob a Figura 2-7, sendo que a rigidez $K\phi$ da ligação é definida pelo gradiente da curva $M-\phi$.

Figura 2-7: Curva momento-rotação para uma ligação.



Fonte: GÖRGÜN (1997).

A definição da rigidez é dada por um valor adimensional que é a relação entre a rigidez da ligação pela rigidez do elemento (viga) ao qual está conectada, assim:

$$K_S = \frac{K_\phi \times l}{4 \times E_C \times I}$$

onde:

E_C = módulo de elasticidade do concreto;

I = momento de inércia da viga;

l = vão efetivo da viga.

Ainda, a rigidez da ligação é dada por:

$$K_\phi = \frac{M}{\phi}$$

onde:

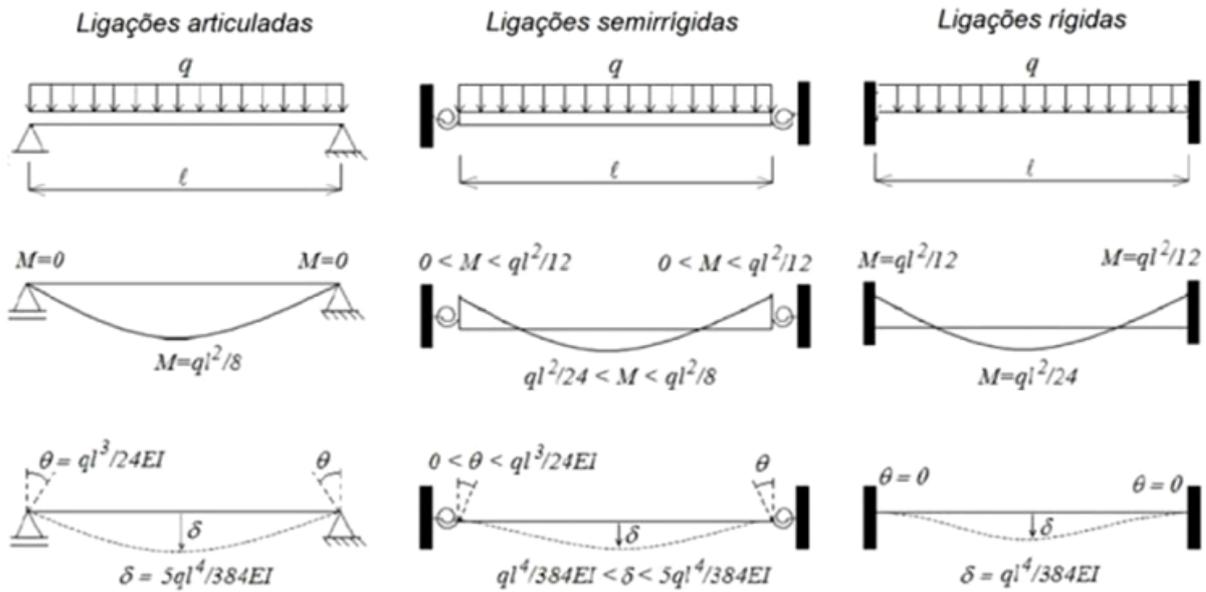
M = momento fletor interno a ligação;

ϕ = rotação da ligação associada ao momento M .

As ligações em elementos pré-moldados devem ser entendidas como uma parte conjuntural da estrutura e não apenas como um elemento de apoio de outras peças. As ligações são pontos de concentração de tensões, onde podem ocorrer deformações e deslocamentos que influenciaram diretamente nos cálculos

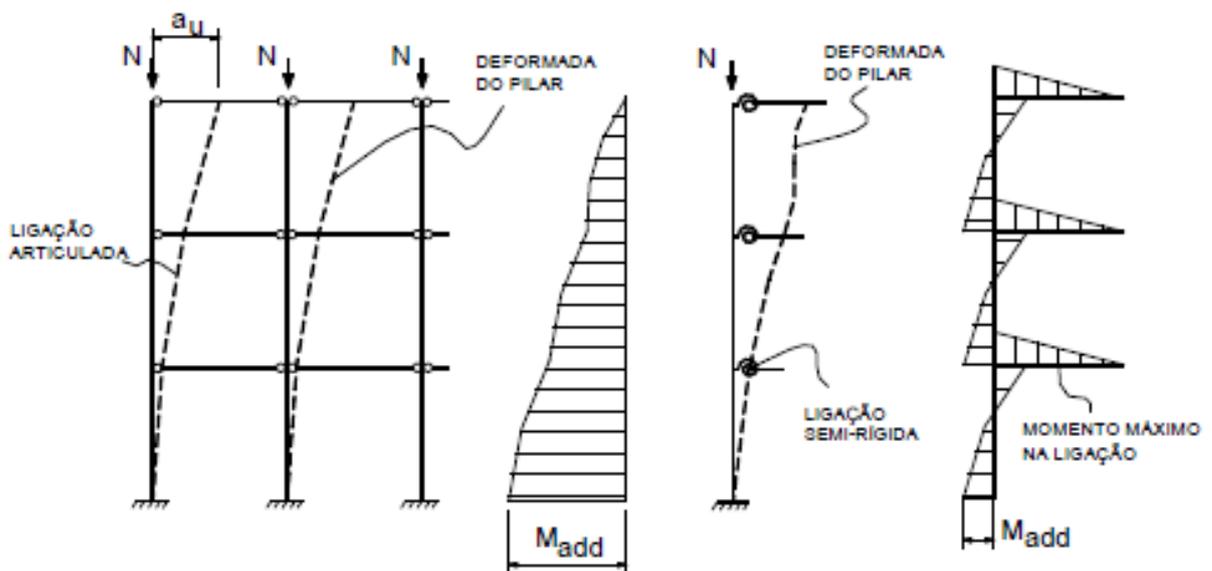
gerais, podendo ser de grande influência na estrutura. Assim, a ligação entre pilar e viga pode ser representada pela Figura 2-8, que apresenta os tipos de ligações de forma local, e na Figura 2-9, que demonstra a sua influência nos nós da estrutura globalmente.

Figura 2-8: Influência na deformabilidade da ligação no comportamento de vigas.



Fonte: FERREIRA (2013).

Figura 2-9: Influência na deformabilidade da ligação na estabilidade da estrutura.

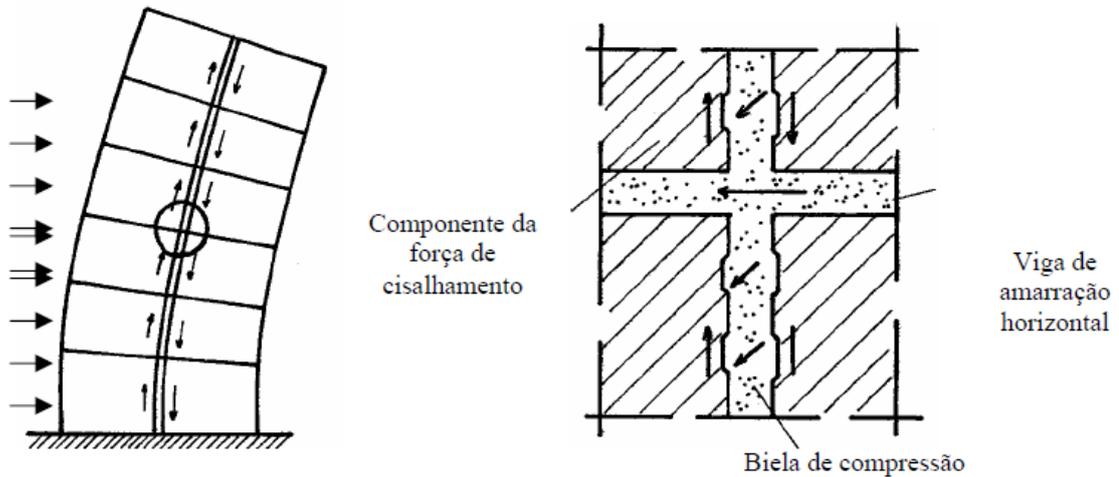


Fonte: ELLIOTT (1992).

VAN ACKER (2002) analisa que o propósito principal das ligações em pré-moldados é a união adequada dos elementos, considerando as transferências de forças locais e a necessidade de continuidade e ductilidade das ligações para se ter a integridade da estrutura global. Pode-se conseguir essas ligações por uma rede tridimensional de tirantes, que consiste em armaduras contínuas ou barras rosqueadas posicionadas dentro da faixa de concreto de preenchimento nas três direções (verticais, horizontais e longitudinais). Ele ainda afirma ainda que as estruturas pré-moldadas são mais suscetíveis aos efeitos das ações quando comparadas com estruturas tradicionais, devido à presença de juntas e de ligações entre os elementos estruturais que as compõem. Ainda especifica que uma ligação deve ser projetada para resistir às forças que serão mobilizadas durante toda sua vida útil e considerar critérios relacionados ao comportamento estrutural, tolerâncias dimensionais, resistência ao fogo, durabilidade e manutenção.

Um efeito do funcionamento da chave de cisalhamento em paredes de edificações em pré-moldados é apresentado em VAN ACKER (2002). Segundo o autor, o efeito da chave de cisalhamento nas juntas verticais e horizontais de painéis faz com que uma parede global no plano considerado passe a funcionar como uma única parede composta, apresentando um funcionamento de haste de grande rigidez em balanço, ou mesmo como uma parede de contraventamento. As ligações entre os painéis fazem a transferência de forças de cisalhamento, de tração e compressão, formando um diafragma responsável pela distribuição das forças horizontais entre os componentes para estabilização dos elementos. A deformação e o esquema das forças podem ser analisados na Figura 2-10.

Figura 2-10: Esquema da deformação e das forças de cisalhamento nas paredes estruturais de uma edificação



Fonte: VAN ACKER (2002).

Conforme a NBR 6118:2014, sob o item 22.5.1, a situação onde devem ser efetuados os cálculos considerando o fator de atrito-cisalhamento são nos chamados consolos muito curtos, desde que este seja analisado de acordo com experimentos ou derivado de modelos amplamente comprovados. São citados alguns aspectos fundamentais para comportamento adequado de um consolo funcionando como biela-tirante. Assim, apresenta-se:

- a) ancoragem adequada do tirante, abraçando a biela logo abaixo do aparelho de apoio;
- b) a taxa de armadura considerada no cálculo do tirante deve ser limitada superiormente para garantir o escoamento da armadura antes da ruptura do concreto;
- c) verificação da resistência à compressão da biela ou do cisalhamento equivalente na face do pilar, garantindo que a ruptura frágil da biela seja afastada;
- d) considerar as forças horizontais para o dimensionamento e o seu efeito desfavorável à inclinação da resultante de cálculo, verificando os valores mínimos apresentados na NBR 9062:2017;
- e) em casos de forças horizontais, verticais ou excentricidade de carga vertical na largura do consolo existe uma torção, sendo seu comportamento estrutural como o da biela-tirante fora do plano médio do consolo.

Na sequência, a NBR 6118:2014 cita que os consolos muito curtos têm comportamento parecidos como os consolos curtos, mas não se deve esquecer de que os consolos muito curtos trabalham como atrito-cisalhamento, sendo a biela encurtada no plano do consolo, aumentando a importância da armadura de costura e passando a agir ativamente na resistência ao cisalhamento, pois o plano de corte apresenta-se na face de contato entre o pilar e o consolo.

A NBR 9062:2017, sob o item 7.7.2.1, apresenta um engastamento mínimo (embutimento) dos pilares nos cálices de fundação, a ser considerado para superfícies de contato lisas ou rugosas, ou seja, contato entre as faces dos pilares e as paredes do cálice de fundação totalmente lisas ou rugosas. Define também para o caso de que essas interfaces possuam a chave de cisalhamento, conforme apresentado na Tabela 2-2.

Tabela 2-2: Comprimentos mínimos de embutimentos dos pilares no cálice de fundação.

Interfaces	$\frac{M_d}{N_d h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d h} \geq 2$
Lisas ou rugosas	1,5 h	2,0 h
Com chaves de cisalhamento	1,2 h	1,6 h
NOTA 1 <i>h</i> é a dimensão da seção transversal do pilar, paralela ao plano de ação do momento M_d .		
NOTA 2 Interpolare valores intermediários da relação $M_d/(N_d h)$		

onde:

h = dimensão paralela ao plano de ação do momento M_d ;

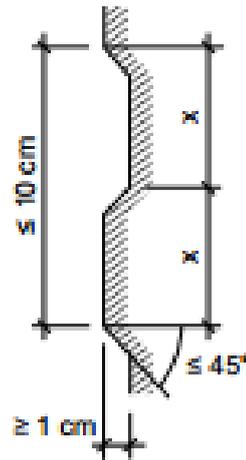
N_d = força normal de cálculo atuante no pilar;

M_d = momento de cálculo atuante no pilar.

Fonte: NBR 9062:2017

Ainda, a NBR 9062:2017 apresenta uma rugosidade estipulada como superfície de contato para a configuração de chave de cisalhamento através de reentrâncias executadas a partir de trapézios, conforme estipulada na Figura 2-11.

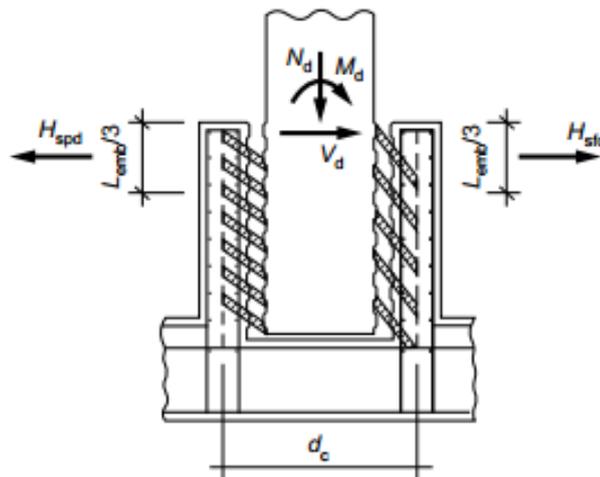
Figura 2-11: Chave de cisalhamento.



Fonte: NBR 9062:2017.

Para as chaves de cisalhamento a norma cita que as tensões de cisalhamento entre o pilar e a parede interna do cálice de fundação são transferidas ao longo do comprimento de embutimento, conforme demonstrado na Figura 2-12.

Figura 2-12: Transferência de esforços em cálices de interfaces internas com chave de cisalhamento.



Fonte: ABNT NBR906:2016.

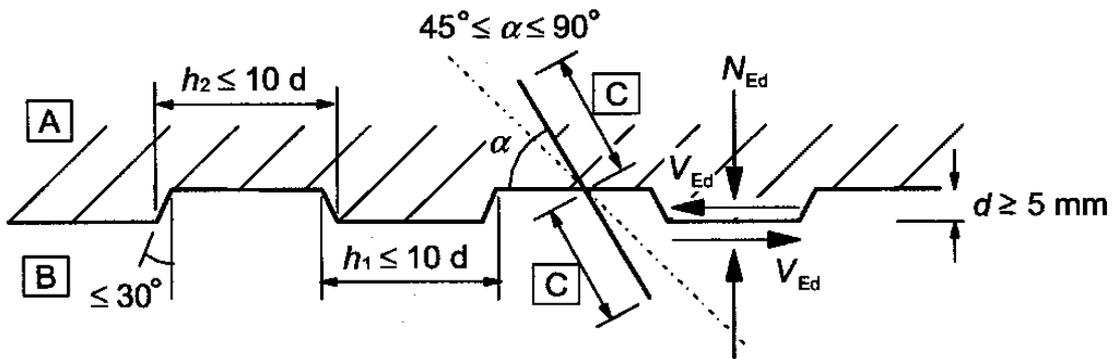
Segundo a CEB – FIB (2013), as forças de cisalhamento podem ser transferidas através de superfícies compostas de dentes ou conectores, formando a chave de cisalhamento. Essas chaves são responsáveis por funcionar como um bloqueio mecânico que impede um deslizamento significativo ao longo das juntas, o

que é pré-requisito para seu correto funcionamento. Geralmente são utilizados reforços do tipo laço no início e fim das juntas de cisalhamento, podendo também ser colocadas malhas ao longo de toda a junta. Outro item decorre sobre o assunto de transferências de força de cisalhamento através do atrito, devido ao fator áspero das superfícies.

Em juntas horizontais de paredes pré-moldadas aparecem tensões de compressão nas articulações (ligações), onde, por meio da resistência de arranchamento das barras de reforço transversais, ocorre um deslizamento ao longo da junta. Essa separação resulta em tensões nas barras de tração, que devem ser equilibradas por forças de compressão de mesma magnitude. A capacidade da força de cisalhamento aumenta ao longo da junta com a elevação da taxa de armaduras transversais e, também, com o aumento do coeficiente de atrito a fim de melhorar a rugosidade da seção. As juntas apresentam comportamento rígido até o ponto em que a chave de cisalhamento apresenta esforços superiores aos resistidos pelo graute de preenchimento causando a fissuração ou mesmo o esmagamento à compressão, diminuindo o fator de chave de cisalhamento em razão do atrito, principalmente.

A CEB – FIB (2013) ainda cita que a resistência ao cisalhamento também é dada através de uma junta executada com argamassa (graute) realizada no local (*in loco*). Nesse caso, a chave de cisalhamento trabalhará como uma chave mecânica, evitando deslizamentos nas juntas, e para que isso funcione de forma significativa, as chaves de cisalhamento devem respeitar determinados requisitos mínimos como o comprimento, profundidade e inclinação das rugosidades. Essas dimensões mínimas podem ser analisadas através do EUROCODE 2 parte 1-1 e apresentadas pela Figura 2-13.

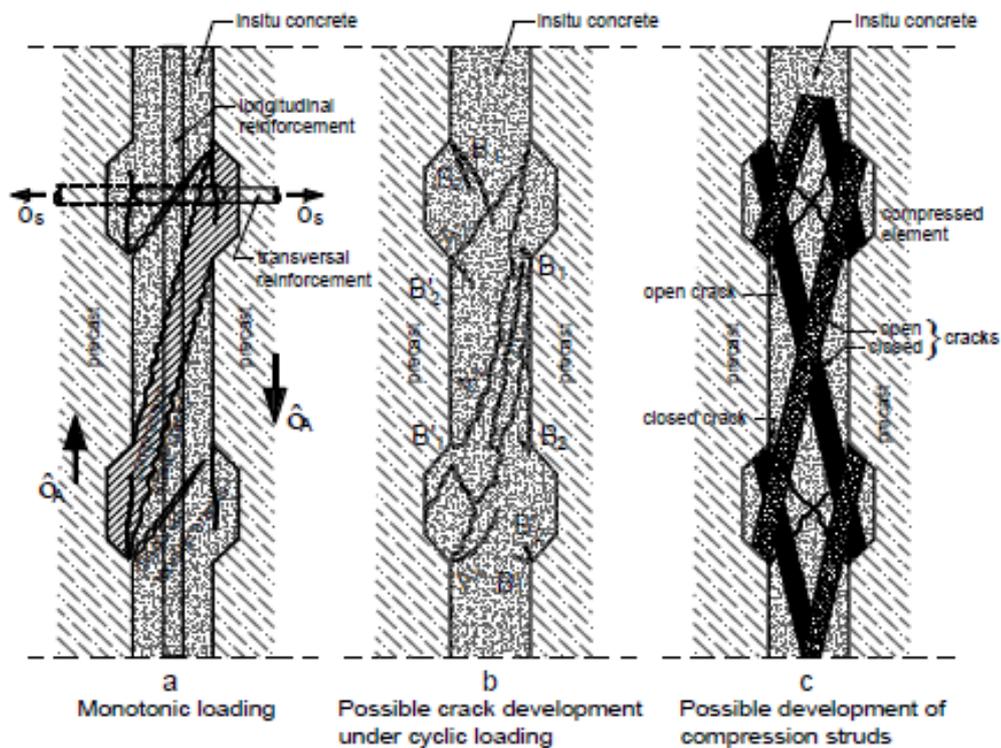
Figura 2-13: Requisitos dimensionais mínimos de acordo com EUROCODE 2.



Fonte: EUROCODE 2 (2013).

A CEB – FIB (2013) mostra um modelo simplificado (Figura 2-14) com a transferência das forças de cisalhamento através das juntas (articulações), apresentando um mecanismo de transferência direta e mobilizando a compressão diagonal entre os dentes (rugosidades), o atrito e o efeito pino, devido aos deslocamentos nas interfaces do concreto pré-moldado e o realizado no local. A chave de cisalhamento funciona como uma restrição ao deslocamento, sendo que sua capacidade máxima está diretamente relacionada à fissuração e ao esmagamento do graute ou argamassa executada posteriormente.

Figura 2-14: Configurações da chave de cisalhamento com o desenvolvimento de fissuras para casos monolíticos (a), cíclico (b) e por compressão (c), retirada da CEB-FIB (2013).

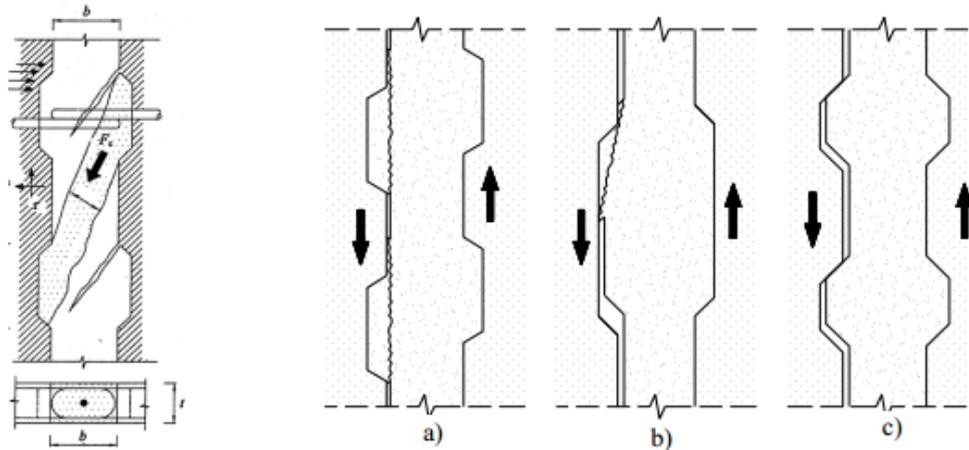


Fonte: CEB – FIB (2013)

Ainda segundo a CEB – FIB (2013), uma ligação através de rugosidades (chave de cisalhamento) tem um comportamento rígido até que o efeito do cisalhamento seja prejudicado por fissuração ou esmagamento localizado do material de preenchimento na região mais solicitada.

São analisados três tipos de rupturas localizadas a partir da Figura 2-15, demonstrando que o efeito cisalhante da ligação diminui através da degradação da chave de cisalhamento. A ruptura será causada pela fricção associada a um deslizamento (cisalhamento), ocasionando, assim, a ruptura da interface.

Figura 2-15: Modelo de transferência de forças de cisalhamento e das falhas típicas de ruptura da interface de ligação.



Fonte: CEB – FIB (2013).

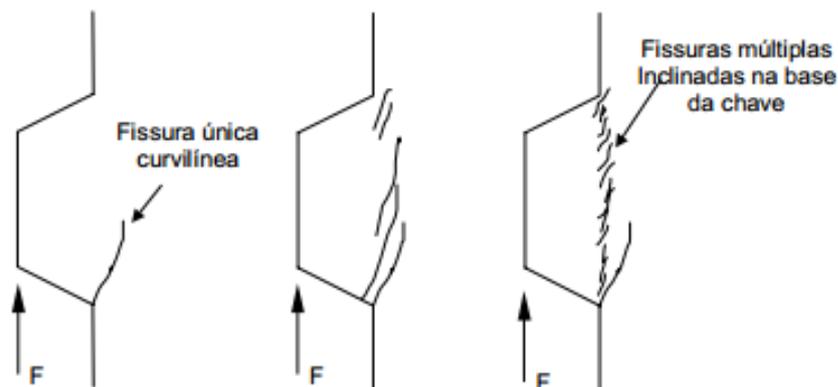
O item a) da Figura 2-15 apresenta a ruptura da ligação através do deslizamento da interface de ligação dos entalhes, sendo a falha localizada pelo cisalhamento no apoio do enchimento. No item b), a falha se deve ao esmagamento das bielas comprimidas do concreto, localizadas com uma inclinação na região do enchimento. Já no item c) há uma abertura na junta, ou seja, a falha se apresenta pelo deslizamento entre o enchimento e a rugosidade.

Segundo KANEKO (1992), o modelo mecânico para dimensionamento e análise das chaves de cisalhamento em juntas de concreto simples se deve à teoria da mecânica da fratura elástica linear em conjunto com a teoria de bielas tirantes. Assim, é mostrada na Figura 2-16 a sequência de fissuração idealizada para uma chave de cisalhamento quando solicitada até a ruptura. Nas primeiras etapas de carregamento há a presença de uma elevada concentração de tensões de tração no canto inferior direito da chave de cisalhamento. As tensões, ao ultrapassarem a resistência à tração do concreto, provocam a formação de uma fissura inclinada e curvilínea que se propaga por toda extensão da rugosidade com o aumento da força F . Para um correspondente valor de carregamento, a fissura penetra em uma região de baixas concentrações de tensões e cessa sua propagação.

Com a fissuração, a rugosidade sofre uma deformação discreta que altera o comportamento das tensões ao longo de toda a base da ligação, provocando uma rotação dos eixos principais de tensão e gerando tensões elevadas, responsáveis pela formação das fissuras normais à direção da tensão principal de tração. O aumento da força aplicada faz com que os eixos principais de tensões sofram

rotação para garantir o equilíbrio de forças e, assim, as fissuras que aparecem seguindo a direção da tensão principal de tração também sofrem rotações, formando as bielas de compressão situadas entre as fissuras paralelas. A resistência da chave de cisalhamento passa a ser garantida pelas bielas de compressão, que estão distribuídas de maneira uniforme ao longo de toda a base do enchimento. É admitido que não haja a transferência de esforços de cisalhamento entre as superfícies das fissuras; assim, a ruptura da chave de cisalhamento deve-se somente pelo esmagamento das bielas de compressão.

Figura 2-16: Sequência de fissuração em chaves de cisalhamento por KANEKO (1992).



Fonte: ARAUJO (2002).

PAJARI (2009), em testes realizados pelo Centro VTT na Finlândia – *Technical Research of Finland*, recomenda a utilização da seguinte formulação para prever a resistência das juntas de cisalhamento em extremidades de placas preenchidas de argamassa, aplicando-se carregamento vertical:

$$N_{Rd} = 0,5 \times f_{cd} \times b_j \times L_j$$

onde:

f_{cd} = resistência do concreto ou da argamassa da junta (a que for menor);

L_j = comprimento da junta;

b_j = a menor largura da junta na direção transversal.

De acordo com o EUROCODE 8, a resistência ao cisalhamento das articulações pode ser verificada por:

$$V_{Rdj} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{sy} \leq 0,5 \times \left[0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \times f_{cd}$$

Sendo os fatores c e μ :

$$c_{mon} = 0,25 \text{ a } 0,50$$

$$\mu = 0,50 \text{ a } 0,90$$

Para ambos os casos, é importante notar a dependência da rugosidade da interface (suave, lisa, áspera e recuada).

Em casos de ações sísmicas, deve ainda ser considerada para o valor V_{Rdj} a parcela referente aos sismos ($0,50 \times c_{mon}$), calculada a partir do valor mínimo de compressão permanente atuando ao longo da junta e a ação mais desfavorável da componente vertical de carga sísmica.

Em ARAUJO (2002) foi estudado o cisalhamento entre vigas e lajes pré-moldadas com preenchimento de nichos, onde são realizadas análises e ensaios para a determinação de parcela de esforços que as ligações por chave de cisalhamento auxiliam na junção entre os elementos citados. A ligação apresentada foi através de conectores de aço (vergalhões) trabalhando conjuntamente ao concreto de preenchimento dos nichos. Com ensaios de cisalhamento direto, a ligação através de chave de cisalhamento teve um aumento de resistência de 250% quando comparada à ligação com superfície plana, sendo que a resistência do concreto de preenchimento e a adição de fibras tiveram total interferência na resistência da ligação.

É importante o entendimento a priori da diferença entre junta e ligação. Segundo a FIB (2008), junta é a interface entre dois ou mais elementos estruturais e ligação é uma montagem que utiliza dispositivos mecânicos, podendo compreender uma ou mais juntas e partes de elementos adjacentes, concebida para resistir à ação de forças e/ou momentos. Para um projeto de ligação, relaciona-se a função dos elementos estruturais e a junta que porventura eles apresentem. Deve-se levar em conta para seu cálculo, além dos esforços, as considerações dos mecanismos

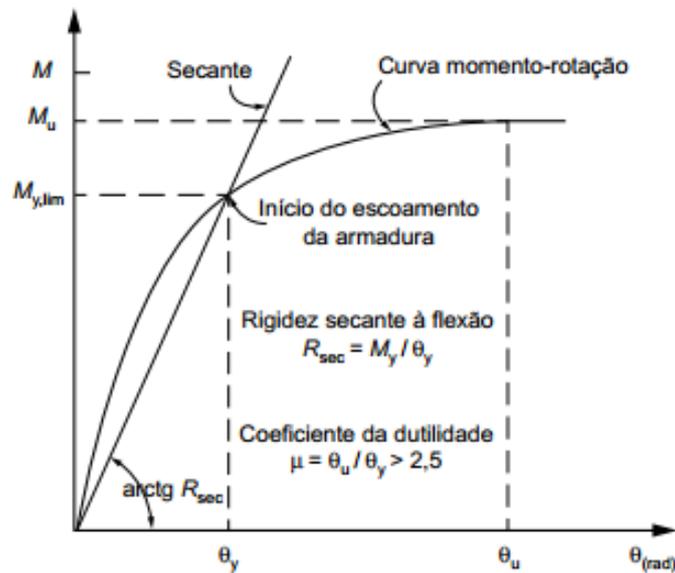
de transmissão de esforços, as interfaces entre os elementos, os efeitos temporários, as condições de incêndio, a durabilidade e a imprecisão construtiva.

Ao se considerar os efeitos da chave-cisalhamento nas ligações, nota-se a necessidade de torná-las semirrígidas, influenciando diretamente as condições de deslocamentos globais e os esforços relacionados a toda edificação, com novas redistribuições de esforços, quando comparados às estruturas articuladas. Este conceito foi totalmente incorporado nas estruturas pré-moldadas devido à necessidade de ligações e montagem dos elementos, contribuindo para o aumento da rigidez dos pórticos, a diminuição dos elementos (principalmente em altura), a distribuição dos momentos para as vigas e lajes, e reduzindo, desta maneira, os momentos dos pilares, também contribuindo para o aumento a resistência ao colapso progressivo.

A parte principal de análise são as ligações do tipo pilar-viga que variam a complexidade das ligações, o comportamento estrutural e ainda o custo total, gerando um fator econômico nas estruturas pré-moldadas.

Nesse contexto pode-se citar a NBR 9062:2017, que trata da rigidez secante e o momento fletor de uma ligação pilar-viga. A rigidez é definida pela relação momento-rotação da ligação, apresentada na Figura 2-17, que trata de uma curvatura não linear, mas que pode ser analisada de maneira linear através da reta da rigidez secante (R_{sec}), permitindo notar que a ligação antes da plastificação já se apresenta com características não lineares.

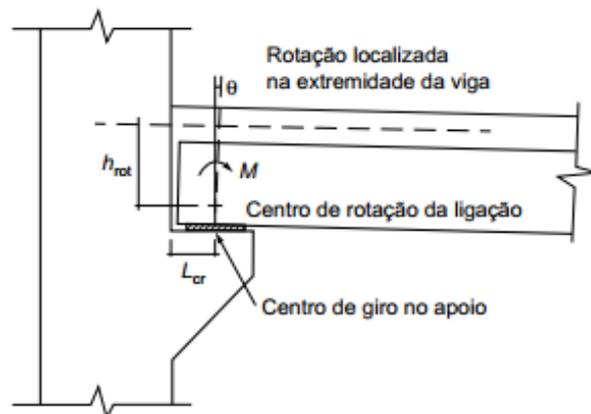
Figura 2-17: Curva momento-rotação de uma ligação pilar-viga.



Fonte: NBR 9062:2017.

A rotação localizada na região da ligação na extremidade da viga, associada à rigidez secante, deve ser medida no centro de giro no apoio, conforme visto na Figura 2-18.

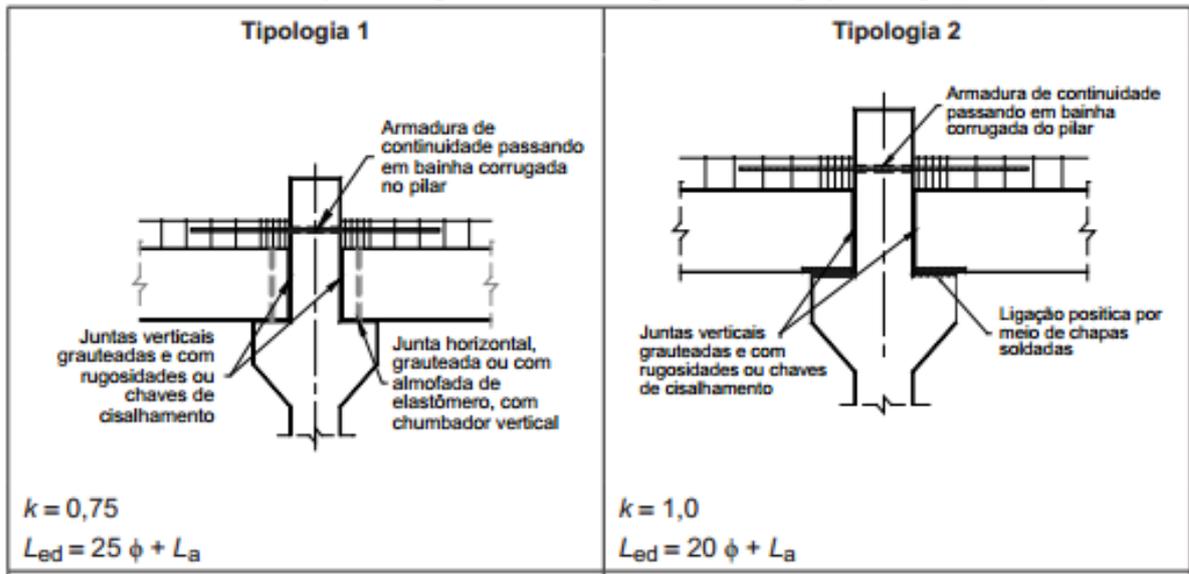
Figura 2-18: Medida da rotação da extremidade de uma viga.



Fonte: NBR 9062:2017.

A mesma norma ainda apresenta tipologias diferenciadas para obtenção da rigidez secante negativa para as ligações. As primeiras duas tipologias são mostradas na Figura 2-19 de maneira cruciforme. A principal diferença entre as duas é o elemento de apoio no consolo, sendo respectivamente executado com almofadas de elastômero e com chapas metálicas soldadas.

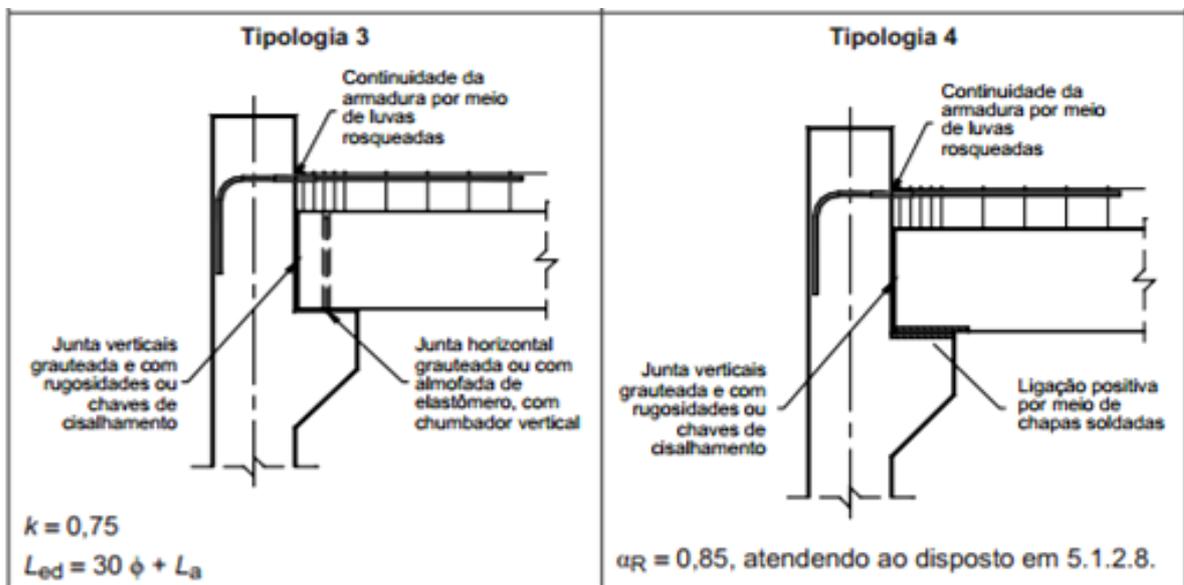
Figura 2-19: Tipologias 1 e 2 para obtenção da rigidez secante negativa de ligações pilar-viga típica.



Fonte: NBR 9062:2017.

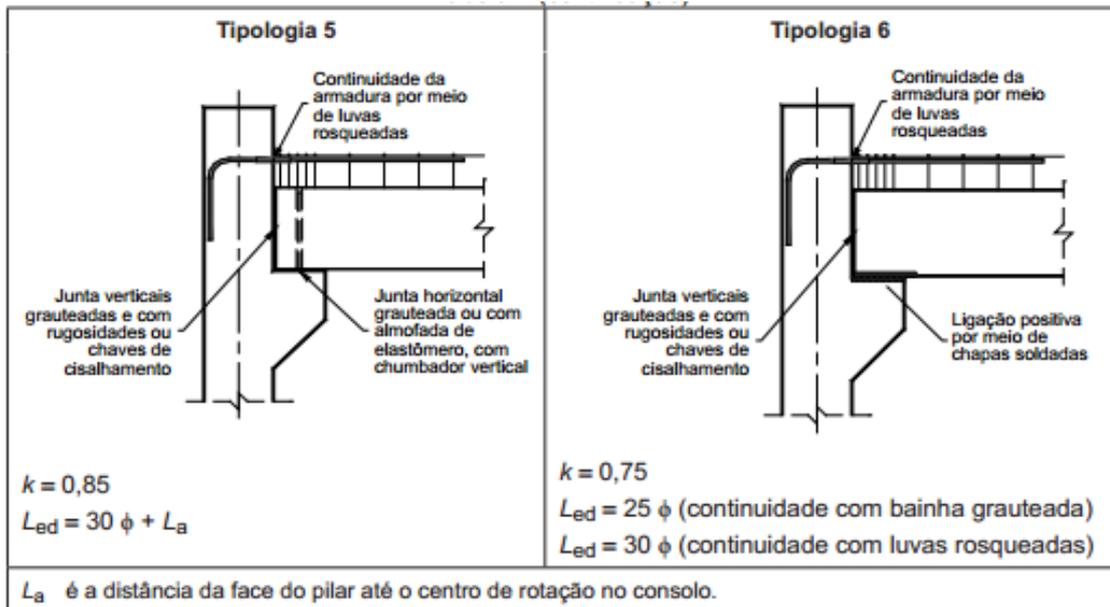
Na sequência, a norma especifica mais quatro tipologias, mas apenas com uma viga, apresentando uma situação de pilares de canto. Podem ser vistas na Figura 2-20 e Figura 2-21 as tipologias 3, 4, 5 e 6, que se diferenciam entre si também pelo tipo de apoio entre consolo e viga.

Figura 2-20: Tipologias 3 e 4 para obtenção da rigidez secante negativa de ligações pilar-viga típica.



Fonte: NBR 9062:2017.

Figura 2-21: Tipologias 5 e 6 para obtenção da rigidez secante negativa de ligações pilar-viga típica.



Fonte: NBR 9062:2017.

Para o cálculo da rigidez secante à flexão negativa nas ligações pilar-viga com armadura de continuidade, a NBR 9062:2017 prescreve que a solidarização da seção composta entre a ligação deve ser executada por bainhas corrugadas que atravessam todo o pilar e que são posteriormente preenchidas com graute ou, no caso de pilares de canto, executadas com luvas prensadas. As rotações nas ligações são decorrentes do mecanismo de deformação que ocorrem tanto na interface pilar-viga quanto na zona de transição na extremidade da viga, que compreende o trecho entre a face do pilar e o centro de giro no apoio da viga. Assim, a norma estabelece a seguinte equação:

$$R_{sec} = k \times \frac{A_s \times E_s \times d^2}{L_{ed}}$$

Onde:

R_{sec} = rigidez secante à flexão negativa;

k = coeficiente de ajustamento da rigidez secante;

A_s = armadura de continuidade negativa;

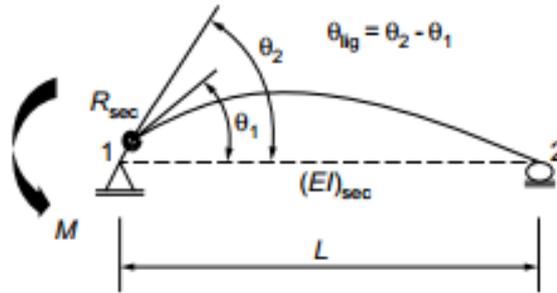
E_s = módulo de elasticidade do aço;

d = altura útil da seção resistente na ligação negativa;

L_{ed} = comprimento efetivo da deformação por alongamento da armadura de continuidade.

Outro fator importante, segundo a NBR 9062:2017, é o estudo do fator de restrição à rotação (α_R), que pode ser definido pela rotação θ_1 da extremidade do elemento (para o caso da viga) em relação à rotação combinada θ_2 do elemento (viga) e da ligação. Essa análise pode ser mais bem visualizada na Figura 2-22.

Figura 2-22: Fator de restrição à rotação.



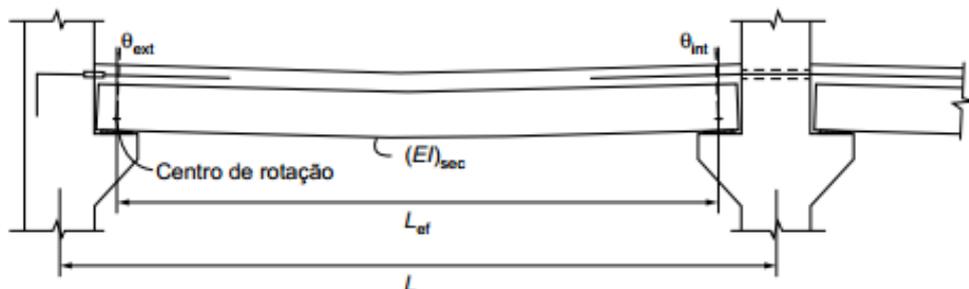
Fonte: NBR 9062:2017.

Assim, o fator de restrição à rotação pode ser dado em função do fator de rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez da viga, segundo a seguinte expressão:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3 \times (E \times I)_{sec}}{R_{sec} \times L_{ef}} \right]^{-1}$$

O limite do valor de restrição para ligações semirrígidas também é estipulado pela norma, dado pelo intervalo $0,15 \leq \alpha_R < 0,85$. Assim, pode-se analisar na Figura 2-23 o comprimento efetivo da viga para o cálculo do valor de restrição.

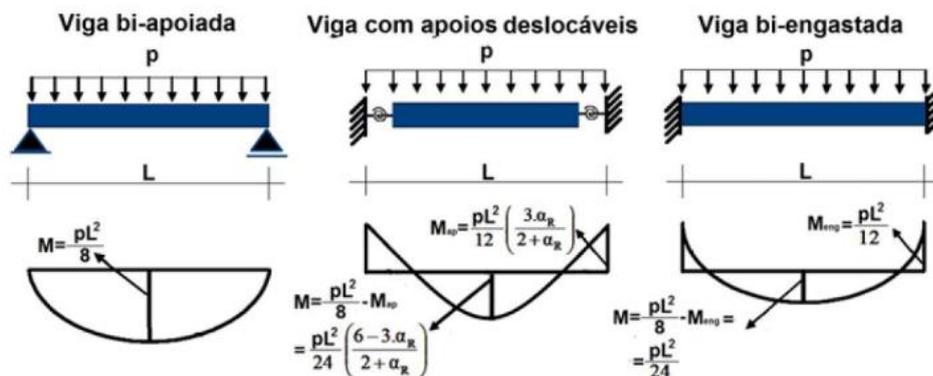
Figura 2-23: Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição.



Fonte: NBR 9062:2017.

Pelo valor calculado da restrição à rotação das ligações semirrígidas, pode ainda ser calculada a porcentagem de engastamento de uma ligação, dada através da relação entre o momento na ligação semirrígida da viga com semirrigidez nas duas extremidades (M_{SR}) com o momento de engastamento perfeito (M_{EP}), como demonstrado na Figura 2-24.

Figura 2-24: Classes de ligação semirrígida no comportamento do momento fletor.



Fonte: KATAOKA (2006).

Assim, o valor para determinar o engastamento parcial de uma ligação (γ_{EP}) é dado por:

$$\gamma_p = \frac{M_{SR}}{M_{EP}} = \frac{\frac{P \times l^2}{12} \times \left(\frac{3 \times \alpha_R}{2 + \alpha_R} \right)}{\frac{P \times l^2}{12}} \rightarrow \therefore \gamma_p = \frac{3 \times \alpha_R}{2 + \alpha_R}$$

Para comparação de um ponto que alia a deformabilidade e a rigidez de uma ligação, EL DEBS (2008) relaciona o momento fletor resistido em um ponto definido com a angulação que nele se associa, sendo também apresentado como gradiente da curvatura momento rotação para zonas fissuradas. Este é apresentado como:

$$R_m = \frac{M}{\phi}$$

Onde:

R_m = rigidez da ligação no ponto definido;

M = momento fletor da ligação;

ϕ = rotação da ligação no ponto definido.

Ainda segundo o autor, todas as ligações após a fissuração, engastadas (rígidas) ou articuladas (biapoiadas), se comportam como uma ligação semirrígida. Para isso, dimensiona-se o grau de flexibilização das ligações (λ_m) que influenciam diretamente na redistribuição de esforços estruturais.

Na Figura 2-25 é mostrada a relação inversa entre a rigidez à rotação da ligação com a sua rotação associada, dada pela equação:

$$\lambda_m = \frac{\phi}{M}$$

Figura 2-25: Flexibilização das ligações ao momento fletor.



Fonte: EL DEBS (2008).

Em HADADE (2017) foram ensaiadas algumas tipologias de ligações viga-pilar com a presença de armadura negativa de continuidade. Foram ensaiadas ligações com rugosidades presentes somente na interface do pilar, porém, sem presença de rugosidade nas vigas. Assim, neste estudo não há como avaliar a influência da rugosidade na parcela de esforços verticais e o quanto ela pode ser satisfatória. O estudo em questão apresentou fatores dos diferentes tipos de ligações como a rigidez, a resistência à flexão e a ductilidade, comparando variados tipos.

3 PRINCÍPIOS BÁSICOS PARA CÁLCULO DAS LIGAÇÕES

Para o cálculo e o dimensionamento estrutural das ligações é necessário fazer a divisão das partes constituintes, quais sejam: o consolo, as ligações semirrígidas e a chave de cisalhamento.

3.1 CONSOLOS

Um elemento muito particular e de extrema importância em relação ao comportamento estrutural para as ligações em pré-moldados é o consolo. Esse elemento é um dos responsáveis pela diferenciação dos sistemas em pré-moldados e do sistema construtivo moldado no local, já que o ponto básico são as ligações.

Grande parte das estruturas pré-moldadas apresentam ligações por consolos. Devido ao elevado tipo de utilização foram definidos modelos diferenciados para cálculo de acordo com o tipo de ruptura apresentada e a relação do ponto de aplicação das cargas e sua altura útil.

3.1.1 Características e Desempenho

Em uma edificação moldada no local, todas as ligações são executadas de forma monolítica, definindo um sistema de ligações engastadas ou rígidas, com transferência total dos esforços verticais, horizontais e de momento vinculados às suas deformações. Já numa edificação no sistema estrutural em pré-moldado, as ligações podem ser definidas como simplesmente apoiadas ou mesmo semirrígidas, sendo necessário que haja uma situação de ligação transitória até a total consolidação da ligação, que normalmente é executada no próprio canteiro de obras após a montagem dos elementos relacionados. Assim, esse tipo de ligação transfere de forma parcial os esforços estruturais, proporcionando uma estrutura mais flexível, ou seja, com deformações globais maiores quando comparadas com o sistema estrutural moldado no local.

As ligações em pré-moldados são executadas ponto a ponto, o que acarreta um processo mais oneroso, com maiores custos, maiores dificuldades de

execução (principalmente em alturas) e que influenciam diretamente no comportamento estrutural e na transmissão de esforços. Para isso, pode-se definir alguns tipos de execução que geram diferentes definições quanto aos elementos ligados.

Define-se os tipos de ligações em pré-moldados de acordo com os tipos de elementos que se interligam ou mesmo se apoiam. Exemplos dessas ligações são: ligações pilar-viga, viga-viga e de topo.

Ligações do tipo pilar-viga ocorrem quando o elemento pilar segue de forma contínua na estrutura e uma viga é apoiada na face do pilar pela sua extremidade.

Ligações do tipo viga-viga ocorrem quando uma viga é apoiada sobre a outra, sendo uma na extremidade e a outra no desenvolvimento da sua longitudinal, podendo ser de topo ou por consolos laterais.

Ligações de topo ocorrem quando o pilar se apresenta descontínuo da estrutura, sendo que os componentes horizontais (normalmente vigas) são contínuos ou mesmo separados por ligações entre eles.

Para um estipulado desempenho estrutural, as ligações de forma geral, devem atender todas as condições de serviço e de cálculo. Na montagem dos elementos em pré-moldados, todas as ligações devem atender as solicitações de projeto, sendo elas transitórias ou definitivas, para consolidar a união entre os elementos da edificação, pois as ligações projetadas definiram a composição da modelagem estrutural, o comportamento da estabilidade global e o desempenho estrutural. Esses são fatores importantes para uma boa concepção estrutural e para precaver futuras patologias.

Segundo EL DEBS (2000), o detalhamento e definição das ligações no sistema em pré-moldados constitui a parte mais importante do projeto, tanto para a parte de execução da ligação quanto para o comportamento estrutural. Ainda define que as estruturas em pré-moldados são caracterizadas por apresentarem facilidade de execução dos seus elementos, sendo que a maior complicação é o fato de ser necessário fazer a execução das ligações.

Dessa maneira o PCI (2004) define critérios de projeto para as ligações estruturais, sendo estas compostas pela facilidade de construção (execução), resistência, rigidez, ductibilidade, durabilidade e resistência a incêndio.

Já para o manual da FIB (2013), os requisitos básicos para as ligações pré-moldadas são o desempenho estrutural e o tipo de método construtivo. Define-se, com isso, uma filosofia de projeto relacionada a vários fatores.

Estruturas do tipo esqueleto ou aporticadas devem apresentar fundações mais resistentes à flexão, quando comparadas a estruturas contraventadas nas duas direções através de painéis, por exemplo, pois melhoram as condições de distribuição de esforços.

A quantidade e posições dos elementos estruturais, tais como pilares, paredes de contraventamento, núcleos rígidos e vigas, definem o arranjo de estrutura, que pode definir o tipo de ligação a ser utilizado na edificação.

Outro ponto importante é a continuidade nas extremidades dos elementos viga e lajes, pois assim são definidos os esforços de flexão, possibilitando a transferência de momentos para os pilares e tornando as ligações mais rígidas. Essa configuração é bastante usual em estruturas não contraventadas, pois necessitam de ligações semirrígidas para apresentarem menores deformações e diminuição na altura útil das vias e lajes.

Quanto à exposição ao incêndio, é necessária uma prevenção para os apoios e armaduras, pois a resistência do aço é diminuída quando exposta ao fogo, sendo que pode ocorrer a perda de resistência da armadura bem como o derretimento do aparelho de apoio (geralmente de elastômero).

Para a parte estética das ligações que podem ser executadas de maneiras aparentes ou embutidas, é necessário que sejam projetadas de maneira que as ligações embutidas sejam harmônicas à estrutura, enquanto as ligações aparentes não expressam grandes preocupações.

Uma parte de importância estrutural é quanto ao comprimento dos elementos a serem definidos na concepção de projeto, já que a acessibilidade (logística) do canteiro de obra influencia diretamente na quantidade de ligações e seu tipo devido à restrição das movimentações e transporte para cada edificação. Outro ponto que pode acarretar a escolha dos elementos é a execução, movimentação interna e estocagem em fábrica.

Concomitante à definição das peças é necessária a definição do método construtivo para execução das juntas, através de solda ou mesmo com grauteamento.

Um sistema ideal para a definição das ligações é sua execução de forma sistêmica, adotando uma mesma tipologia para toda a edificação.

Como as ligações são partes que influenciam diretamente o sistema estrutural bem como toda a transferência de esforços e deformações da edificação, é sempre necessário um controle rígido de execução, não permitindo possíveis falhas sistêmicas do processo executivo e considerando todos os cuidados inerentes à boa execução dos serviços.

3.1.2 Comportamento Estrutural

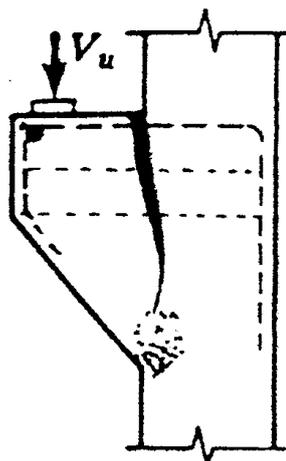
De acordo com MACHADO (1998), os consolos curtos devem levar em consideração os estudos experimentais específicos para o elemento, considerando-o como um todo, identificando a forma, os locais e os prováveis mecanismos de ruptura. Dessa maneira, as hipóteses básicas das resistências dos materiais não se aplicam às vigas curtas de concreto armado. A verificação da capacidade resistente ou mesmo a maneira de dimensionamento de um consolo curto não está submetida por meio de análise de seções, como é visto nas vigas, pelo simples fato de não ser válida a hipótese da manutenção das seções planas após deformação.

Ainda segundo MACHADO (1998), devem ser previstas no projeto as considerações do mecanismo de ruptura através de uma formulação apropriada a ser empregada no dimensionamento e verificação.

Assim, os mecanismos de ruptura são:

- ✓ **Ruptura por flexão:** consiste no esmagamento do concreto no canto inferior do consolo junto ao pilar devido à forte compressão inclinada. O esmagamento do concreto pode ocorrer antes ou após o escoamento da armadura principal.
- ✓ **Ruptura por tração na flexão:** uma fissura principal de flexão, na seção de engastamento, tem a sua abertura progressivamente aumentada com o escoamento da armadura até a ruptura por compressão do concreto. Essa ruptura ocorre em peças com baixas taxas da armadura principal. O consolo sofre uma rotação em torno de algum eixo dentro do pilar junto ao engastamento e inferior do consolo, como pode ser analisado na Figura 3-1.

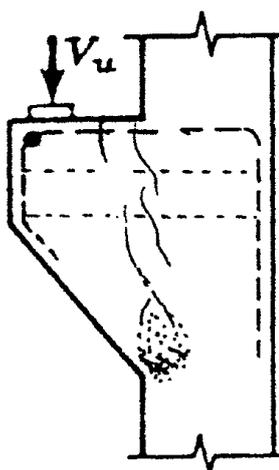
Figura 3-1: Ruptura por flexão.



Fonte MACHADO (1998).

- ✓ **Ruptura por compressão na flexão:** algumas fissuras de flexão se abrem e antes que atinjam o escoamento da armadura principal e o aumento das aberturas, ocorre o esmagamento do concreto. Essa ruptura ocorre com baixíssimas rotações do consolo, como pode ser analisado na Figura 3-2.

Figura 3-2: Ruptura por compressão na flexão.

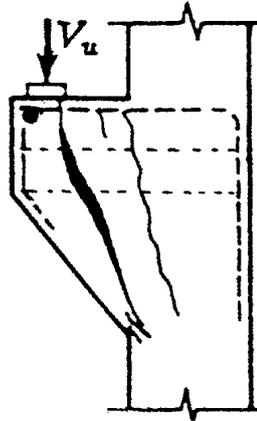


Fonte: MACHADO (1998).

- ✓ **Ruptura por fendilhamento diagonal (fendilhamento da biela):** inicialmente desenvolve-se uma fissura típica de flexão seguida pelo fendilhamento inclinado da biela, seguido, por sua vez, de uma ruptura *cisalhamento-compressão*. A trinca principal que define a ruptura ocorre ao longo de uma linha que se estende desde o canto da placa de apoio menos

afastado do pilar até a junção da face inferior do consolo com a face de pilar, conforme analisado na Figura 3-3.

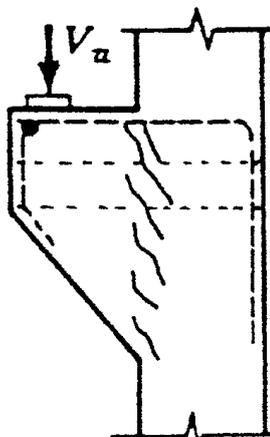
Figura 3-3: Ruptura por compressão na flexão.



Fonte: MACHADO (1998).

- ✓ **Ruptura por cisalhamento:** este tipo de ruptura é caracterizado pelo aparecimento de um conjunto de pequenas trincas ao longo do plano de interface entre o consolo e o pilar (engastamento). A ruptura final ocorre por cisalhamento ao longo desta placa “enfraquecida” e é típica para os consolos com valores baixos da relação a/d (consolos muito curtos). Ver Figura 3-4.

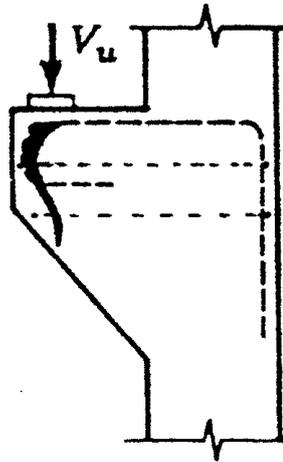
Figura 3-4: Ruptura por cisalhamento.



Fonte: MACHADO (1998).

- ✓ **Ruptura por fendilhamento na ancoragem:** é devida à ancoragem deficiente da armadura principal na extremidade do consolo, na região sob a placa de apoio. Exemplo: barras dobradas na vertical com grande curvatura, com a carga aplicada após a curva. Ver Figura 3-5.

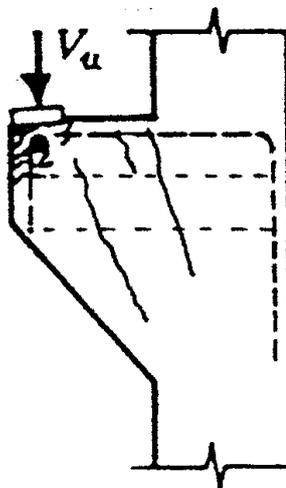
Figura 3-5: Ruptura por fendilhamento da ancoragem.



Fonte: MACHADO (1998).

- ✓ **Ruptura por esmagamento localizado do concreto sob placa de apoio:** para tensões de contato elevadas, analisar Figura 3-6.

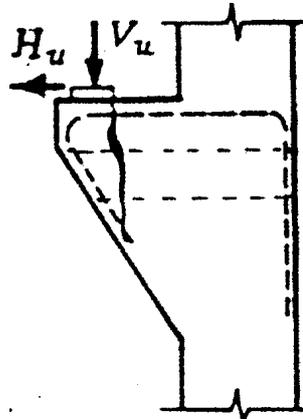
Figura 3-6: Ruptura por esmagamento localizado do concreto sob a placa de apoio.



Fonte: MACHADO (1998).

- ✓ **Ruptura por insuficiência de altura na região da placa de apoio:** em consolos com seção variável, especialmente os que são carregados também por força horizontais. Ver Figura 3-7.

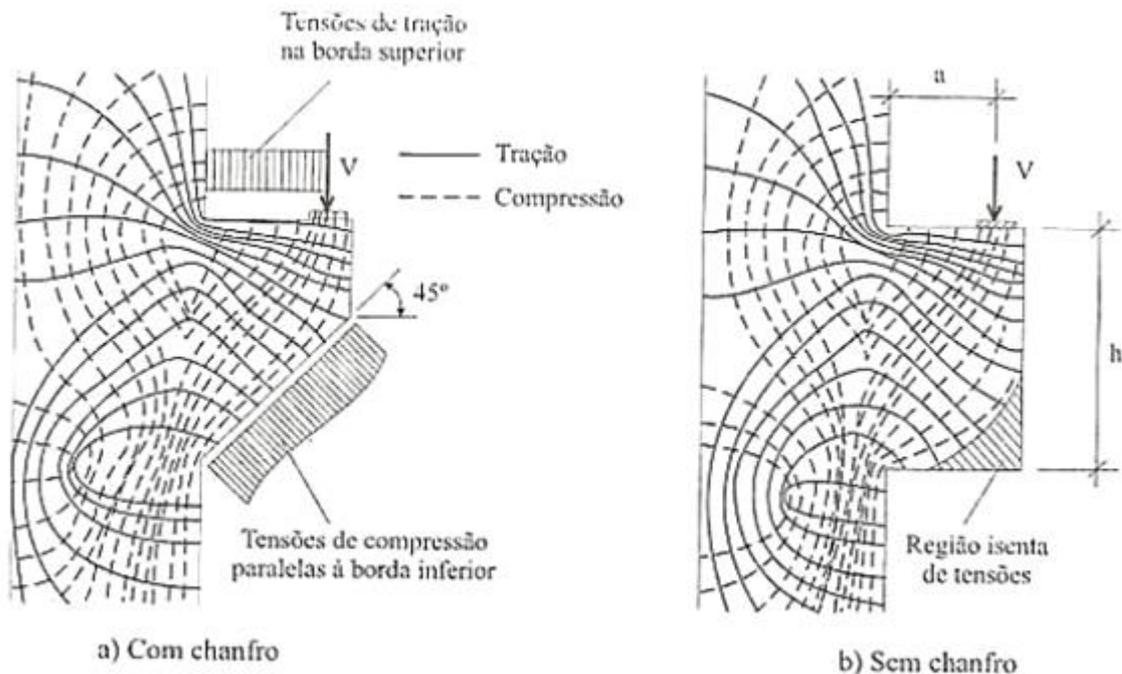
Figura 3-7: Ruptura por insuficiência de altura na região da placa de apoio.



Fonte: MACHADO (1998).

Para analisar as tensões nos consolos curtos, LEONHARDT e MÖNNIG (1978) consolidaram as seguintes conclusões através de dados experimentais, como pode ser analisado na Figura 3-8:

Figura 3-8: Trajetória das tensões principais em um consolo curto.

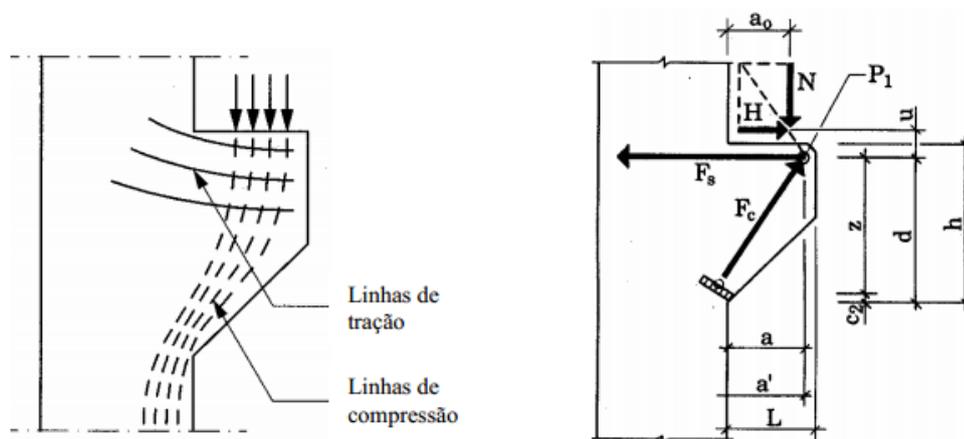


Fonte: LEONHARDT e MÖNNIG (1978).

- ✓ A parte inferior do consolo retangular apresenta tensões muito baixas e, portanto, a forma em chanfro não influencia na sua resistência;
- ✓ As tensões de tração atuam de forma horizontal com tensão constante desde o ponto de aplicação da força até a seção da face do pilar, sendo o ponto de colocação do tirante;
- ✓ As tensões de compressão partem do ponto de aplicação da força e seguem até a base do consolo;
- ✓ A resultante das demais tensões de tração são absorvidas pelos estribos horizontais, ou seja, as chamadas armaduras de costura;
- ✓ Os estribos verticais não são solicitados, sendo, portanto, somente armadura construtiva.

De acordo com o EUROCODE 2 (1992), os consolos em pilares e vigas são projetados seguindo o modelo biela tirante, sendo que a inclinação da biela comprimida do concreto é limitada a $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$. Além da força vertical N , o consolo deve ser projetado para resistir também à força horizontal H , induzida pelas deformações por fluência, retração e expansão ou contração térmica. Ver Figura 3-9 para maiores análises.

Figura 3-9: Trajetória das tensões e modelo das bielas tirantes em consolos curtos.

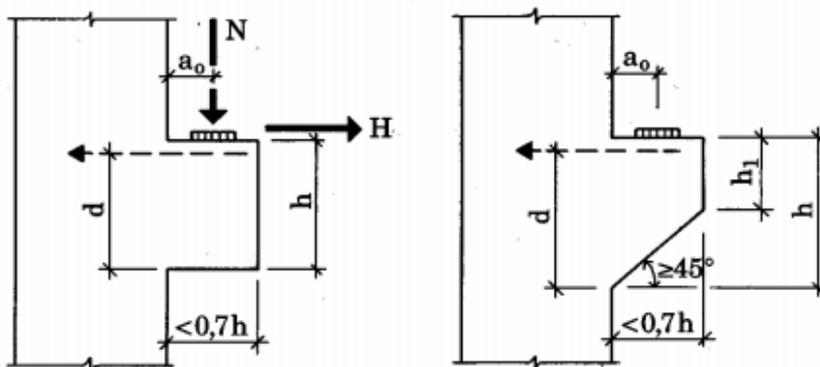


. Fonte: MANUAL DE SISTEMAS PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO (2003).

O MANUAL DE SISTEMAS PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO (2003) faz recomendações para as dimensões de consolos em pilares, conforme pode ser visto na Figura 3-10 . Assim, a distância do ponto de aplicação da força até a face do

pilar (a_0) não deve ser superior ao valor d (altura útil efetiva do consolo). A altura h_1 da face do consolo não deve ser inferior à metade h (altura total) e o comprimento do consolo não deve ser superior a $0,7h$, garantindo 45° para a parte chanfrada de um consolo trapezoidal.

Figura 3-10: Dimensões recomendadas para execução de consolos de concreto.



Fonte: MANUAL DE SISTEMAS PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO (2003).

3.1.3 Recomendações da NBR 9062:2017

No intuito de seguir situações ideais para sequência de formulação, exigências, recomendações e diretrizes de controle e produção de consolos, tem-se a norma que trata do projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

De acordo com a norma, um consolo curto é definido como um elemento de ligação utilizado para compor um conjunto estrutural com o objetivo de transmitir os esforços solicitantes de projeto, mantendo todas as condições de durabilidade e de segurança em todas as fases de utilização da vida útil da estrutura considerada.

Para isso, ela define critérios quanto à segurança, valores característicos, valores de cálculo, coeficientes de minoração e de majoração a serem adotados em ligações por meio de consolos de concreto, devendo multiplicar o coeficiente de majoração de cargas por um fator γ_n , definido para dois tipos de sistemas estruturais, sendo eles pré-fabricados e pré-moldados.

- Elementos em Pré-Fabricados:
 - $\gamma_n = 1,0$ carga permanente como preponderante;
 - $\gamma_n = 1,1$ caso contrário;

- Elementos em Pré-Moldados:
 $\gamma_n = 1,1$ carga permanente como preponderante;
 $\gamma_n = 1,2$ caso contrário.

Os efeitos de impacto, vibrações e choques já estão considerados na determinação do valor γ_n , sendo que não se deve adotar valores inferiores ao estipulado.

Nos valores de γ_n não estão sendo consideradas as ações horizontais, a elasticidade dos elementos em contato com o consolo e a existência de pinos de ligação ou ainda elementos intermediários (almofadas de elastômero, chapas metálicas ou argamassa).

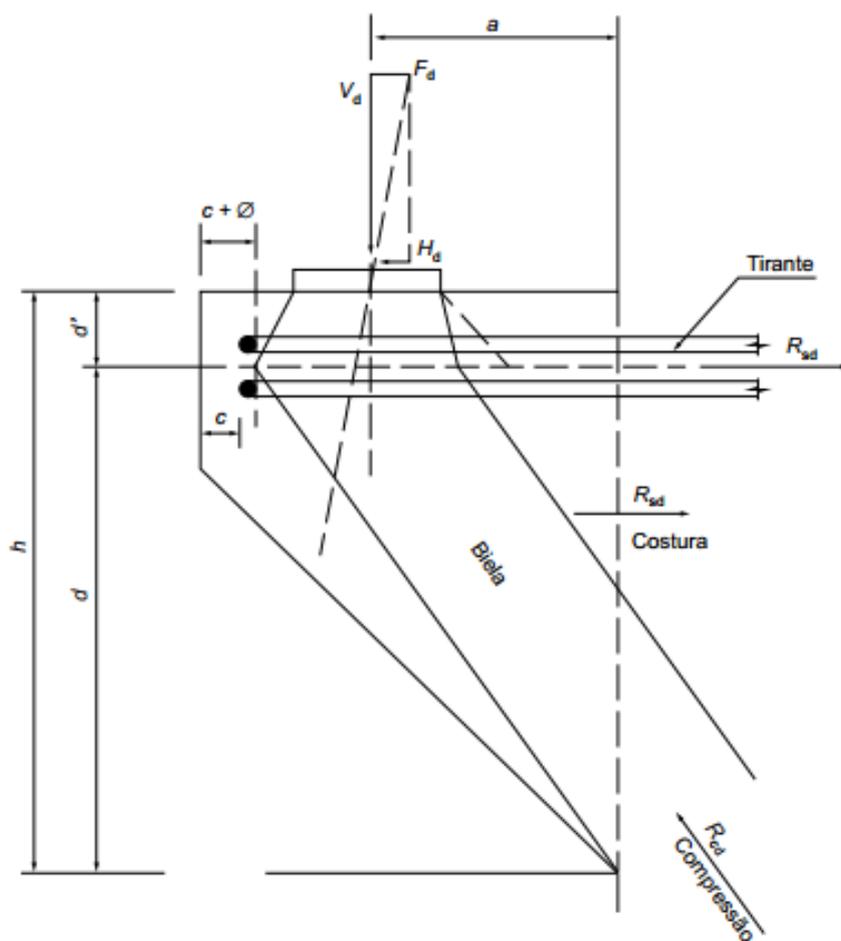
Portanto, como a força horizontal em consolos curtos minoram sua a resistência de última para ruptura, deve haver uma precaução para seu dimensionamento. Para isso, a norma estabelece que, na ausência de impedimento ao movimento horizontal, é permitido estimar uma força horizontal H_d pela força vertical F_d , apresentando o que se segue no item 7.3.9 da NBR 9062:2017:

- $H_d = 0,8 \times F_d$, para juntas a seco;
- $H_d = 0,5 \times F_d$, para elementos assentados com argamassa;
- $H_d = 0,16 \times F_d$, para almofadas de elastômero;
- $H_d = 0,08 \times F_d$, para almofadas revestidas de plástico politetrafluoretileno (PTFE);
- $H_d = 0,25 \times F_d$, para apoios realizados entre chapas metálicas não soldadas;
- $H_d = 0,4 \times F_d$, para apoios realizados entre concreto e chapas metálicas;
- para a concretagem no local, ligação por meio de solda ou apoio com graute, é obrigatório o estudo detalhado do valor da força horizontal aplicada na ligação;
- podem ser utilizados valores diferentes dos apresentados, desde que justificados por modelo de cálculo.

A norma ainda define algumas condições para o cálculo dos consolos que levam em consideração o ponto de aplicação da força e a altura útil de cálculo do consolo. Isso pode ser observado na

Figura 3-11, que mostra o modelo biela-tirante para consolos curtos.

Figura 3-11: Modelo biela-tirante para consolos curtos



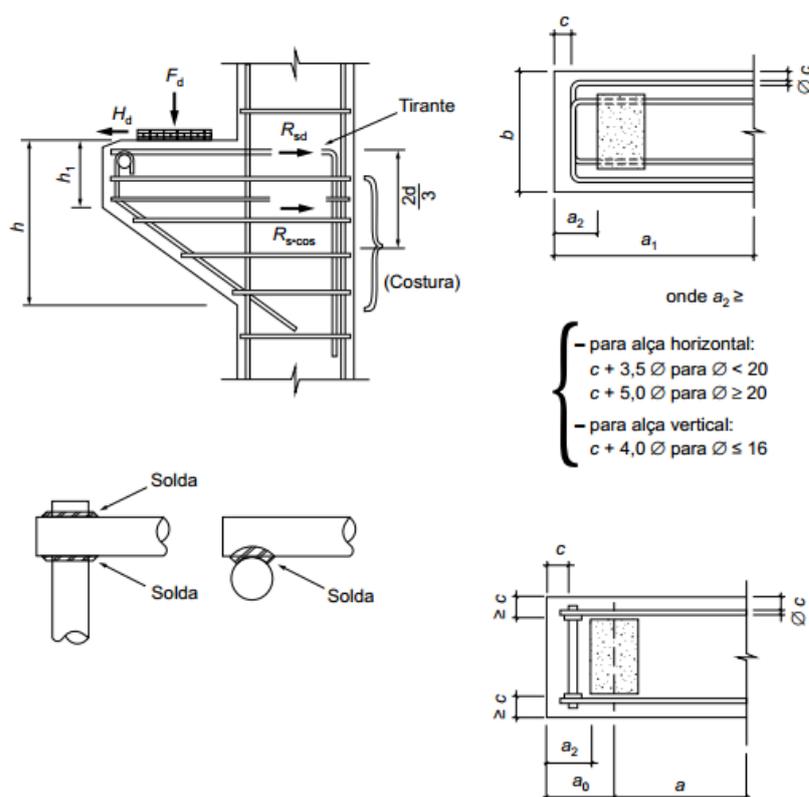
Fonte: NBR 9062:2017.

Para valores no intervalo $1,0 < a/d \leq 2,0$, o dimensionamento se faz como viga em balanço, considerando todas as hipóteses de cálculo das seções planas após deformação, conforme prescrito na NBR 6118:2014. Para intervalo $0,5 < a/d \leq 1,0$, que são os chamados consolos curtos, o dimensionamento se faz segundo o modelo matemático de uma treliça de duas barras, uma tracionada (tirante) e a outra comprimida (biela). Já para o intervalo $a/d \leq 0,5$, que são os consolos muito curtos, o dimensionamento se faz supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com seu suporte, ou seja, são considerados com o modelo matemático de atrito-cisalhamento.

Dessa maneira, despreza-se o eventual efeito favorável de cargas horizontais que comprimam o plano de ligação entre o consolo e o elemento de sustentação e, ainda, considera-se que o efeito de cargas horizontais que tracionem o plano de ligação entre o consolo e o elemento de sustentação seja absorvido integralmente pelo tirante.

A norma faz algumas recomendações quanto à armadura típica de um consolo, apresentando disposições construtivas (armaduras típicas), conforme pode ser analisado na Figura 3-12.

Figura 3-12: Armadura típica de um consolo curto.



Fonte: NBR 9062:2017.

No item 7.3.3 são apresentadas todas as disposições construtivas recomendadas para consolos e, como item inicial, prescreve-se a altura da face externa do consolo, sendo:

$$h_1 \geq \frac{h}{2}$$

Quando o afastamento lateral da almofada de apoio (c) for superior ao cobrimento da armadura, deve-se armar para a força de fendilhamento.

A distância a_2 da face externa da almofada de apoio depende diretamente do diâmetro do tirante da armadura, sendo:

- $a_2 = c + \emptyset$, para ancoragem soldada do mesmo diâmetro do tirante;
- $a_2 = c + 3,5 \times \emptyset$, para ancoragem por alça horizontal ou vertical com $\emptyset < 20 \text{ mm}$;
- $a_2 = c + 5 \times \emptyset$, para ancoragem por alça horizontal ou vertical com $\emptyset \geq 20 \text{ mm}$.

Para tirantes executados por alças horizontais ancoradas, define-se:

- $\emptyset < \frac{1}{8} \times$ menor dimensão do consolo na seção de engastamento;
- $\emptyset \leq 25 \text{ mm}$.

Sendo que o espaçamento não deve ser superior a:

- $s \leq 15 \times \emptyset$;
- $s \leq d$.

Para tirantes executados por alças horizontais soldadas, define-se:

- $\emptyset < \frac{1}{6} \times$ menor dimensão do consolo na seção de engastamento;
- $\emptyset \leq 25 \text{ mm}$;

sendo que o espaçamento não deve ser superior a:

- $s \leq 20 \times \emptyset$;
- $s \leq d$.

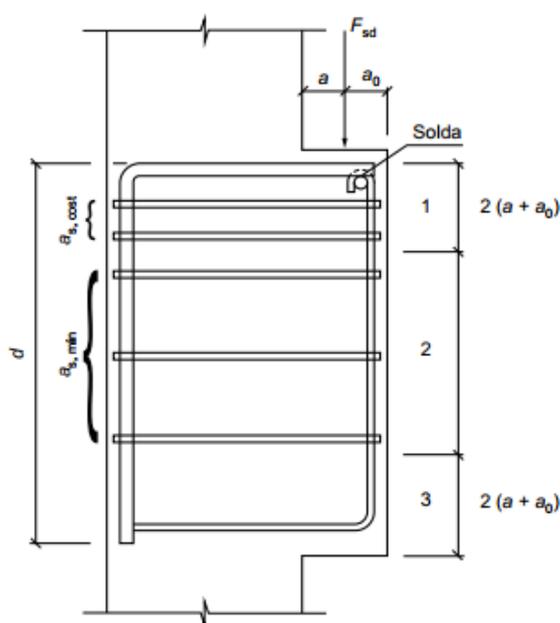
Para a solda, devem ser respeitadas as condições do item 9.5.4 da NBR 6118:2014, que prescreve que, para as emendas por solda, deve-se ter cuidados especiais quanto à composição química do aço e dos eletrodos, respeitando o aquecimento e resfriamento da barra, sendo que as emendas executadas de topo por caldeamento deve ter bitolas superiores a 10 mm e, se executadas por eletrodo, ter bitolas superiores a 20 mm. Caso sejam executadas por transpasse, o comprimento do cordão de solda não deve ser inferior a cinco vezes a bitola do aço considerado. Ainda no caso de barras tracionadas com preponderância de carga acidental, a resistência de cálculo deve ser reduzida em 20%.

O tipo de aço utilizado para execução dos tirantes não deve ser encruado a frio e necessariamente deve ter teor de carbono superior a 0,55%. Ainda, o tirante deve ser posicionado no quinto da altura do consolo junto à borda tracionada.

Já as armaduras de costura devem ser posicionadas e distribuídas conforme o seu diâmetro, não sendo superior a 1/15 da menor dimensão do consolo no engastamento, com espaçamento vertical não superior a 1/5 da altura útil (d), 20 cm ou ainda a distância a .

Há ainda uma situação que é dispensável à armadura de costura, que é para o caso de consolos com $d > 4 \times (a + a_0)$, sendo que ela será substituída por uma armadura de pele com taxa $\rho \geq 0,002$, por face, como pode ser analisado na Figura 3-13.

Figura 3-13: Detalhamento da posição da armadura de costura.



Fonte: NBR 9062:2017.

Sendo:

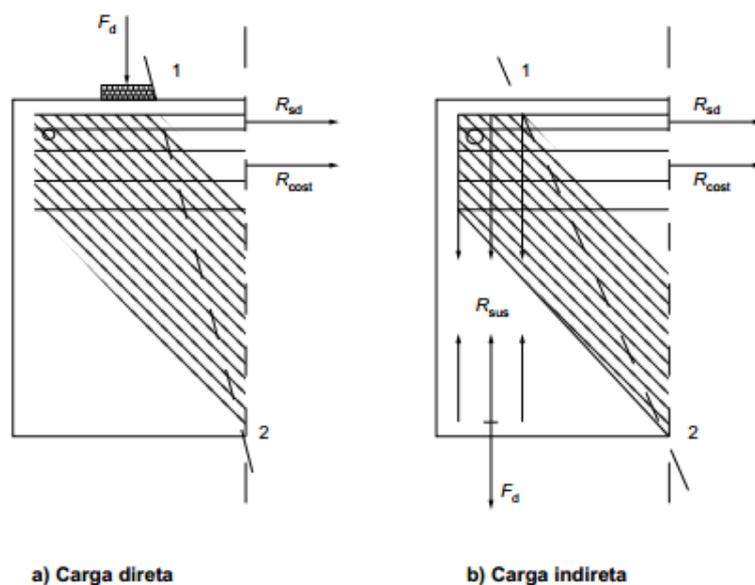
$$\rho = \frac{A_{s,min}}{b \times d} \geq 0,002$$

Há ainda uma prescrição para a verificação da biela comprimida do concreto citada no item 7.3.4 da NBR 9062:2017.

No caso de consolos considerados curtos, a tensão de compressão da biela inclinada não pode ultrapassar o valor f_{cd} para o caso de cargas diretas e 0,85

f_{cd} para cargas indiretas. O modo de como é definido o tipo de carregamento pode ser visto na Figura 3-14.

Figura 3-14: Detalhe da armadura de suspensão.



Fonte: NBR 9062:2017.

Já nos consolos considerados do tipo muito curto, as condições de compressão diagonal são em função da tensão de cisalhamento τ_{wd} , adotando o valor:

$$\tau_{wu} = 3,0 + 0,9 \times \rho \times f_{yd} \leq 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \text{ e } \tau_{wu} \leq 8 \text{ MPa}$$

Para determinação da armadura de tirante, também são divididos em duas etapas, sendo uma para consolo curto e outra para muito curto.

A armadura de tirante considerada não pode ter diminuição da seção transversal entre o ponto de aplicação da carga e o engastamento, definindo com isso um valor mínimo de taxa mecânica w , onde:

$$w = \rho \times \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \geq 0,04$$

Onde:

$$\rho = \frac{A_{s,tir}}{b \times d}$$

Para consideração dos consolos curtos, a expressão considerada pela norma para determinação da armadura de tirante é dada por:

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}}$$

Sendo:

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times \frac{f_d}{f_{yd}}$$

Para armadura de costura considerada e distribuída em $\frac{2}{3} \times d$, adjacente ao tirante igual a:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} \geq 0,4 \times \left(\frac{A_{sv}}{d}\right)$$

Já para a consideração dos consolos muito curtos, a expressão considerada pela norma na determinação da armadura de tirante é dada por:

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}}$$

Sendo:

$$A_{sv} = 0,8 \times \frac{f_d}{f_{yd} \times \mu}$$

Onde:

$\mu = 1,4$ para concreto lançado monoliticamente;

$\mu = 1,0$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com face rugosa;

$\mu = 0,6$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com face lisa.

Para armadura de costura considerada e distribuída em $\frac{2}{3} \times d$, adjacente ao tirante igual a:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} \geq 0,5 \times \left(\frac{A_{sv}}{d}\right)$$

Para as armaduras transversais de ambos os casos, adota-se o prescrito na NBR 6118:2014.

3.2 LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

Nas estruturas em geral de concreto, tanto em pré-moldadas como moldadas no local, as ligações não se apresentam totalmente articuladas ou perfeitamente rígidas. As ligações articuladas, também conhecidas como rotuladas, podem apresentar uma pequena parcela resistente à flexão e, assim, apresentar transferência de momentos e esforços horizontais. Já as ligações rígidas ou engastadas também podem apresentar, por sua vez, deformações quanto à flexão e ao cisalhamento. Com isso, pode-se definir uma ligação inserida entre os dois modelos chamada de semirrígida. Essa ligação, que se apresenta com certa rigidez, proporciona transferência de esforços, porém sem a transferência total.

O desempenho estrutural está totalmente relacionado ao desempenho das ligações que nela existem. As ligações apresentam, geralmente, concentrações de tensões que podem ou não mobilizar esforços ou deslocamentos decorrentes dos elementos que a ela estão relacionados. Assim, define-se a distribuição total dos esforços em toda a estrutura.

3.2.1 Recomendações da NBR 9062:2017

A norma prescreve algumas recomendações para o cálculo da parcela resistente das ligações semirrígidas, definindo-as por um processo de cálculo para avaliação da estabilidade estrutural, já que elas estão intrinsecamente relacionadas às deformações globais e na distribuição de esforços em toda a estrutura.

Segundo a NBR 9062:2017 sob o item 5.1.1, as estruturas devem ser verificadas quanto ao grau de liberdade adicionais parciais ou completo, que são partes componentes do tipo de ligação a ser utilizado.

Para garantir a estabilidade global das edificações ou mesmo do sistema estrutural, é necessária a garantia de alguns requisitos que a mesma norma especifica, tais como os exemplificados abaixo:

- proporcionar estabilidade devido a ação de pilares engastados na fundação associados a vigas articuladas;
- estruturas através de ações de pórtico composto por pilares e vigas, interligadas entre si por meios de ligações resistentes a momentos fletores;

- estruturas verticalizadas com elementos de contraventamentos;
- estruturas de pisos ou coberturas que formam um diafragma rígido, garantindo a transferência de esforços horizontais para os elementos verticais de sustentação.

Como avaliação e critérios de projetos para as ligações, a norma ainda cita algumas vertentes a serem seguidos. Por exemplo, o caso de que a capacidade estrutural deva ser governada pelo esgotamento dos elementos estruturais e não pela capacidade máxima da ligação, definindo a estabilidade e capacidade de transferência de esforços pela influência do fator de restrição a rotação das ligações, parâmetro este que permite a caracterização das ligações como articulada, semirrígida ou rígida.

Os processos de cálculo e definições dos fatores de restrição à rotação, tipologias construtivas e resistência secante da ligação semirrígida foram apresentados no capítulo 2.

3.3 CHAVE DE CISALHAMENTO

Um dos fatores importantes e componentes do objetivo principal deste estudo é a parcela resistente devido à rugosidade entre as interfaces pilar-viga, ou seja, a parcela representativa da chave de cisalhamento da ligação.

Para o estudo e determinação da parcela resistente da chave de cisalhamento, determinaram-se as reentrâncias segundo a NBR 9062-2017 sob o item 7.7.1.3, que define o detalhe para as chaves de cisalhamento para partes confinadas na ligação de esgotamento entre pilar e cálice de fundação (embutimento). Na falta de parâmetros nacionais, foram adotados os valores normativos. Apesar da mesma norma citar rugosidades na tipologia das ligações (itens 5.1.2.10), esta não define qual é a geometria da chave de cisalhamento.

Para o cálculo da parcela resistente da chave de cisalhamento, é necessário gerar uma estrutura com a ligação semirrígida, de forma completa e isolar as parcelas que a compõem. Portanto, a parcela resistida pela chave de cisalhamento é a diferença do momento total aplicado na ligação pelas somatórias das parcelas da armadura de continuidade (tirante), do efeito pino e do esforço resistido pelo consolo.

4 PROJETO DOS MODELOS PARA ENSAIO

A idealização, elaboração e execução dos procedimentos de ensaio foram fixadas a fim de permitir o isolamento das parcelas variantes do procedimento de cálculo para a ligação semirrígida. Para que se torne viável e se determine a parcela que se deseja averiguar – que, nesse caso do estudo, é a magnitude de esforços a que a chave de cisalhamento efetivamente resiste – foi necessário executar modelos que permitiram isolar as parcelas variáveis nesse tipo de ligação.

Foi adotada no estudo uma ligação semirrígida conforme a Tipologia 1 da NBR 9062:2017, que apresenta um modelo para execução e cálculo que é a somatória de várias parcelas de esforços. A ligação é composta da somatória da resistência de esforços internos do efeito pino da armadura negativa de continuidade (tirante superior), do apoio em consolo através da distribuição de tensões por uma almofada de elastômero e, por último, a parcela do grauteamento da junta pela interface pilar-viga na qual se apresenta a rugosidade responsável pela formação da chave de cisalhamento.

Para obter a definição final dos elementos e pontos de aplicação das cargas e quais as parcelas que devem ser isoladas, foram elaborados dois modelos e dimensionamentos: o ensaio de pórtico com ligação semirrígida no pilar central com aplicação de cargas em ambos os lados posicionados a duas vezes a altura da viga e o ensaio da rugosidade direta na interface de ligação pilar-viga.

Como resultado final do estudo foi determinado que o modelo de ensaio consiste em duas partes distintas, com a premissa de determinar cada parcela de carregamento e, assim, saber a influência de cada parte isoladamente das parcelas que compõem a ligação final.

4.1 DESCRIÇÃO DAS PEÇAS

As peças foram concebidas e confeccionadas pelo sistema de pré-fabricação, no qual o tipo de ligação do estudo é bastante corriqueiro. Esse tipo de ligação semirrígida deve-se ao fato de uma melhora considerável nas distribuições

de esforços e no contraventamento, diminuindo com isso as deformações globais da edificação.

A ligação semirrígida estudada apresenta principalmente três parcelas resistentes aos esforços totais, sendo elas: o esforço resistido pelo consolo através do elemento de apoio na interface viga consolo por almofada de elastômero, a parcela de efeito pino e da ligação por tirante tracionado na parte superior (armadura de continuidade) e, por fim, a parcela de objeto de estudo, o esforço resistido pela chave de cisalhamento da interface pilar-viga.

Para isso, foram executados dois tipos de modelos para ensaio: o primeiro modelo composto apenas de chave de cisalhamento com um pilar retangular – PR (parcela resistente da rugosidade) e o segundo modelo composto da ligação completa semirrígida, com pilar e consolo duplo – PCD (parcela resistente da restrição da ligação e do efeito pino da armadura de continuidade). A visualização dos modelos e nomenclaturas constam na Tabela 4-1.

Tabela 4-1: Nomenclatura e características dos modelos de ensaio.

Modelo de Ensaio	Composição	Característica
PR - 1	Chave de cisalhamento	Esforço resistido pela rugosidade
PR - 2	Chave de cisalhamento	Esforço resistido pela rugosidade
PCD	Pilar, consolo e chave de cisalhamento	Esforço resistido pela ligação semirrígida

Fonte: próprio autor.

4.1.1 Modelo de chave cisalhamento – PR e PE

A definição do modelo de ensaio de chave de cisalhamento foi determinada conforme as características geométricas da rugosidade da interface confinada entre o pilar e o cálice de fundação definida pela NBR 9062:2017.

A chave de cisalhamento é composta de trapézio de base maior de 6 cm e base menor de 4 cm, com altura total de 1 cm. Para formação da chave é necessário que a rugosidade esteja presente nas duas interfaces de ensaio. Assim, elas foram executadas no pilar central e nos dois pilares laterais.

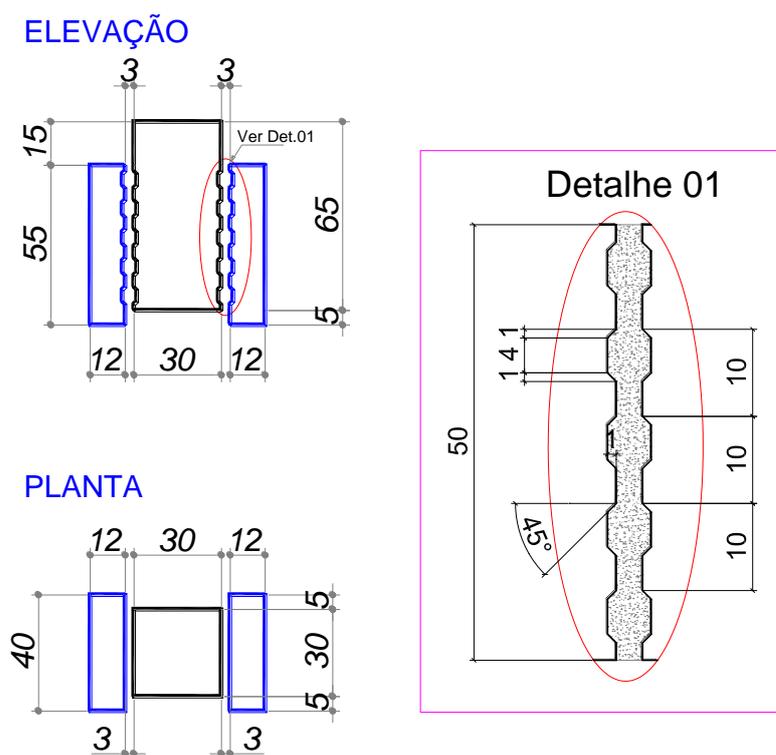
O ensaio foi realizado em peças curtas, ou seja, sem a presença de rotações, permitindo que a ligação fique íntegra e não ocorra fissuração em prejuízo do ensaio. A ligação de forma íntegra permite a determinação da parcela de esforço cisalhante direto.

Para as peças, a resistência característica do concreto à compressão é de f_{ck} igual a 40 MPa.

A geometria da viga de primeira fase do ensaio da ligação completa foi definida com altura de 50 cm e largura de 30 cm. Para eliminar as variáveis (altura e largura da chave de cisalhamento), definiu-se também para a chave de cisalhamento as mesmas características geométricas, como pode ser analisado na Figura 4-1.

Este modelo é composto de três pilares, sendo dois de dimensões 12x40 cm (PE) e um de 30x30 cm (PR).

Figura 4-1: Detalhe da geometria da chave de cisalhamento.



Fonte: próprio autor.

4.1.2 Modelo Pilar consolo e chave de cisalhamento (PCD)

A confecção do modelo PCD é mais complexa e também mais importante, pois é através desse modelo que se pode obter os esforços finais e isolar a parcela referente a cada ponto. O modelo foi definido com pilares em forma de “T” invertido, para que pudesse garantir a conformidade lateral com a aplicação de cargas e ainda permitir a estabilidade do pórtico, não sendo necessário confinar a base do pilar para o ensaio.

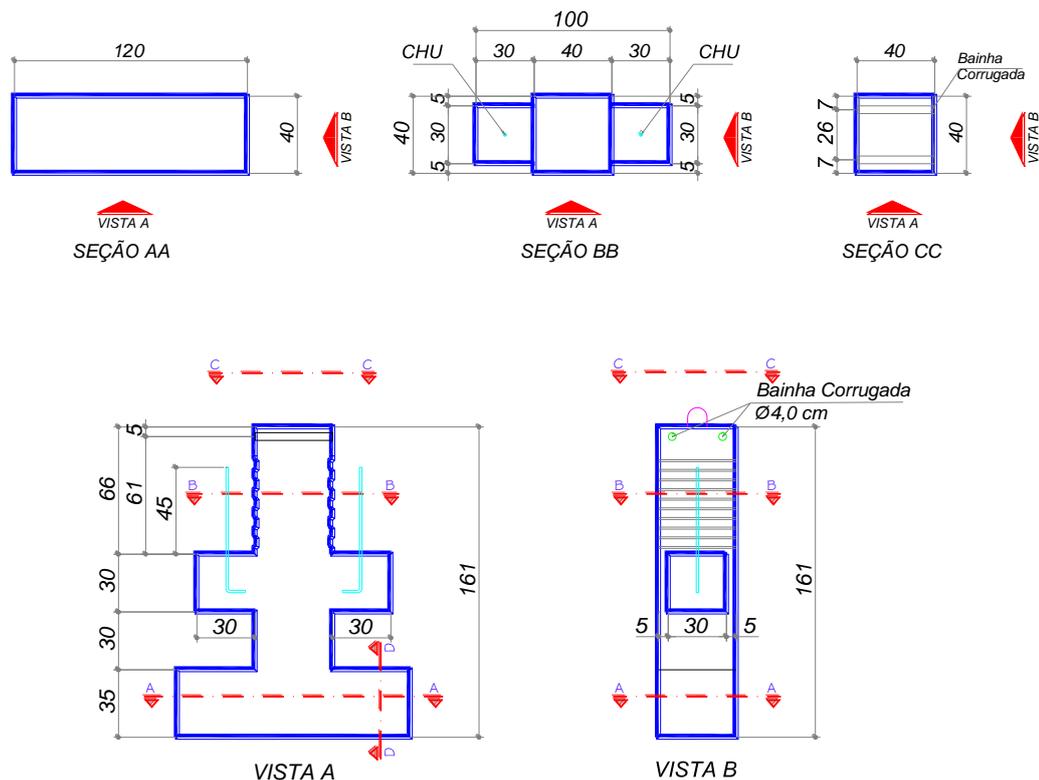
As dimensões utilizadas para o consolo, a viga e a rugosidade foram as mesmas executadas nos ensaios PCU e PR, pois assim é garantida a permanência das mesmas variáveis para todo o ensaio.

As vigas apresentam uma largura de 30 cm e altura de 50 cm na primeira fase (pré-fabricadas) e 65 cm na segunda fase (concretagem no local de 15 cm na parte superior) com comprimento total de 4,00 metros entre suas extremidades e com o valor efetivo de cálculo de 3,76 m, pois os chumbadores fixados para apoio estão presentes em um distanciamento de 12 cm de cada face.

Quanto ao concreto, a resistência característica do concreto à compressão é de f_{ck} igual a 40 MPa para as peças de primeira fase e de 30 MPa para a concretagem de segunda fase (no local).

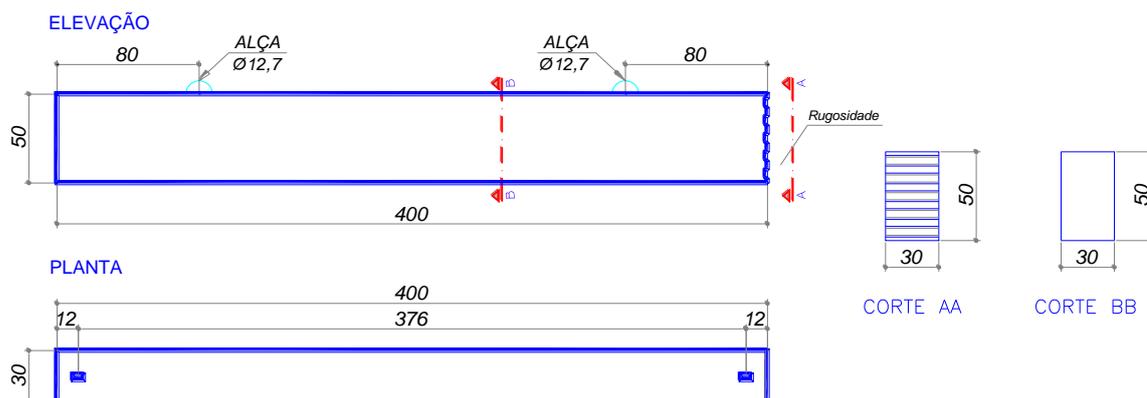
Na Figura 4-2 pode ser visto o modelo dos pilares centrais e, na Figura 4-3, o modelo das vigas que, de maneira conjunta, compõem a ligação de um pilar central com dois consolos laterais, apoiando duas vigas de maneira simétrica com apoios extremos. Assim, a configuração final das vinculações do pórtico é dada por ligações articuladas (biapoiadas) nas extremidades e semirrígidas no apoio central.

Figura 4-2: Modelo geométrico do pilar central.



Fonte: próprio autor.

Figura 4-3: Características geométricas da viga do pórtico.



Fonte: próprio autor.

4.2 DIMENSIONAMENTO

Antes da execução e concretagem das peças e da ligação, foi necessário elaborar um dimensionamento para obter um balizamento dos valores esperados nos ensaios, bem como não ultrapassar a capacidade máxima dos pórticos de reação do laboratório, que, neste caso de ensaio, é o NetPré.

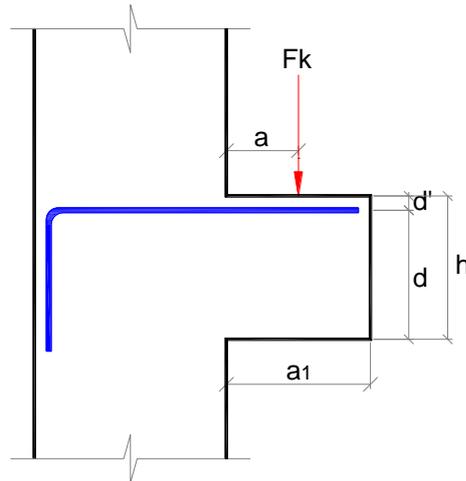
4.2.1 Consolos

O consolo foi concebido como início para o cálculo pela escolha de uma geometria de fácil execução e frequentemente utilizada. Para isso, determinou-se uma seção com altura, largura e comprimento todas com medidas de 30 cm. O dimensionamento do consolo foi dado para um carregamento máximo de 300 kN.

É importante ressaltar que nos cálculos não foram considerados coeficientes de majorações de esforços e minorações da resistência à tração do aço.

O modelo de cálculo foi adotado conforme a Figura 4-4 apresentada. Pode ser analisado que o esforço de cisalhamento (F_k) está totalmente perpendicular à base e aplicado na metade de seu comprimento, ou seja, em 15 cm da interface de apoio pilar-consolo.

Figura 4-4: Tipologia do consolo para cálculo.



Fonte: próprio autor.

Considerando apenas uma camada de tirante,

$$d' = c + \frac{\varnothing}{2};$$

Dados:

Cobrimento = 2,5 cm;

Tirante adotado = 12,5 mm CA50.

$$d' = 2,5 + \frac{1,25}{2} \rightarrow \therefore d' = 3,12\text{cm}$$

Dados do consolo:

$F_k = 300\text{kN}$;

$h = 30\text{cm}$;

$a = 15\text{cm}$;

$a_1 = 30\text{cm}$.

Como:

$$h = d' + d$$

$$30 = 3,12 + d$$

$$\therefore d = 26,88\text{cm}$$

Classificação do consolo conforme item 7.3.2.2-b da NBR 9062:2017.

$$\frac{a}{d} = \frac{15}{26,88} = 0,558$$

Para $0,5 \leq \frac{a}{d} \leq 1,0$ - consolo curto, o dimensionamento é feito segundo o modelo matemático de uma treliça de duas barras, uma tracionada ou tirante e outra comprimida ou biela.

De acordo com o item 7.3.3.13 da NBR 9062:2017, é necessário verificar a dispensa da armadura de costura.

$$d > 4 \times (a + a_0)$$

$$d > 4 \times (15 + 15)$$

$$\therefore d > 120\text{cm}$$

Como d tem valor de 26,88 cm e para este caso é menor que 120 cm, é necessário utilizar armadura de costura.

Cálculo do tirante para consolos curtos sem a presença de esforços horizontais:

$$A_{s,\text{tir}} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}}$$

$$\text{Onde: } A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times \frac{F_d}{f_{yd}}$$

F_d foi considerado como F_k , pois se tratam de valores referentes a ensaio, não devendo majorar carregamentos.

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{15}{26,88}\right) \times \frac{300}{500000} = 3,95 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

$$A_{s,\text{tir}} = 3,95 \times 10^{-4} + \frac{0}{500000}$$

$$\therefore A_{s,\text{tir}} = 3,95 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 3,95\text{cm}^2$$

Adotado o valor do tirante como barras CA-50 de bitola 12,5 mm com área de seção plena igual a 1,23 cm², tem-se:

$$n^{\circ}_{\text{tirantes}} = \frac{A_{s,\text{tir}}}{A_{\phi 12,5}} = \frac{3,95}{1,23}$$

$$\therefore n^{\circ}_{\text{tirantes}} = 3,21 \text{ barras}$$

Como foi estipulado que o valor máximo para o cisalhamento é de 300kN, foi utilizado o arredondamento para um número inteiro inferior, sendo, portanto, três tirantes de 12,5 mm. Assim, é necessário um redimensionamento para determinação da nova força de cisalhamento.

Redimensionamento para utilização de três tirantes de bitola 12,5mm:

$$A_{s,\text{tir}} = n^{\circ}_{\text{tir}} \times A_{\phi 12,5} = 3 \times 1,23$$

$$\therefore A_{s,\text{tir}} = 3,69\text{cm}^2$$

Assim, ainda desprezando os esforços horizontais (H_d):

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times \frac{F_d}{f_{yd}} + \frac{H_d}{f_{yd}}$$

$$3,69 \times 10^{-4} = \left(0,1 + \frac{15}{26,88}\right) \times \frac{F_d}{500000} + \frac{0}{500000};$$

$$\therefore F_d = 280,38\text{kN}$$

$\therefore F_k = 280,38\text{kN} \rightarrow$ desprezando os coeficientes de majoração de ações

Cálculo da armadura de costura:

$$\left(\frac{A_s}{S}\right)_{\text{cost}} \geq 0,4 \times \frac{A_{sv}}{d}$$

onde: $S = \frac{2}{3} \times d$ e $A_{sv} = 3,69\text{cm}^2$

$$\frac{A_s}{\frac{2}{3} \times d} \geq 0,4 \times \frac{A_{sv}}{d}$$

$$A_s \geq 0,4 \times \frac{A_{sv}}{d} \times \frac{2}{3} \times d$$

$$A_s \geq 0,4 \times \frac{2}{3} \times 3,69$$

$$\therefore A_{s\text{ cost}} \geq 0,984\text{cm}^2$$

Para a armadura de costura foram adotadas bitolas de 5,0 mm, com área de seção plena de aço de 0,20 cm². Assim:

$$n_{\text{cost}} = \frac{A_{s \text{ cost}}}{A_{\phi 5,0}} = \frac{0,984}{0,20 \times 2}$$
$$\therefore n_{\text{cost}} = 2,46 \cong 3 \text{ barras}$$

Distribuição da armadura de costura em $\frac{2}{3} \times d$ adjacentes à armadura do tirante:

$$\frac{2}{3} \times d = \frac{2}{3} \times 26,88 = 17,92 \text{ cm}$$

Portanto, considera-se 3 grampos horizontais de costura com 2 ramos cada, distribuídos em camadas com espaçamento de 18 cm.

Para o cálculo da armadura transversal, o consolo é submetido a carregamento direto com $a/d \leq 1,0$. Com isso, os estribos verticais são construtivamente necessários e calculados pela taxa mínima de:

$$0,15\% \times b_w \times h$$

sendo:

b_w = largura do consolo;

h = altura do consolo na seção de engastamento.

$$A_{sw} = 0,15\% \times b_w \times h = 0,0015 \times 30 \times 30$$
$$\therefore A_{sw} = 1,35 \text{ cm}^2$$

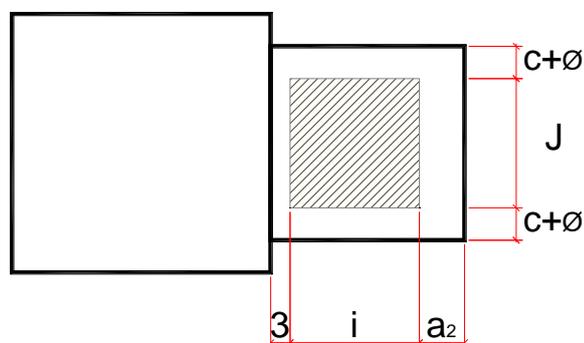
Considerando estribos simples de 2 ramos com bitola 6,3mm, onde a área da seção plena de aço é de 0,31 cm², tem-se:

$$n_{\text{est}} = \frac{A_{sw}}{A_{\phi 6,3}} = \frac{1,35}{2 \times 0,31}$$
$$\therefore n_{\text{est}} = 2,18 \cong 3$$

Com isso, o espaçamento dos estribos se dá a cada 15 cm.

Considerando o ensaio com a presença de almofada de elastômero, conforme apresentado na Figura 4-5:

Figura 4-5: Consolo de ensaio com a presença de almofada de elastômero.



Fonte: próprio autor.

Base do consolo = 30cm;

Cobrimento = 2,5cm;

Tirante = 3Ø12,5mm;

Costura = 3Ø5,0mm;

Estribo = 4Ø6,3mm.

$$C + \varnothing_{\text{cost}} = 2,5 + 0,5 = 3,0\text{cm}$$

$$b = 2 \times (C + \varnothing_{\text{cost}}) + J$$

$$30 = 2 \times 3,0 + J$$

$$\therefore J = 24\text{cm}$$

Com a utilização de barras de tirante ancorados com solda do mesmo diâmetro, a NBR 9062:2017 especifica no item 7.3.3.4 que o valor de a_2 é igual à somatória do cobrimento com a bitola do tirante.

$$\therefore a_2 = c + \varnothing_{\text{tir}} = 2,5 + 1,25$$

$$\therefore a_2 = 3,75\text{cm}$$

Como:

$$a_1 = 3,0 + i + a_2$$

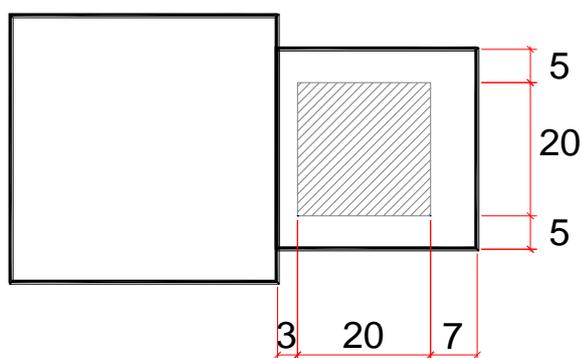
$$30 = 3,0 + i + 3,75$$

$$\therefore i = 23,25\text{cm}$$

Portanto, a almofada de elastômero deve apresentar dimensões máximas de 23,25 x 24 cm.

Para definição do ponto de apoio, foram arredondadas para baixo as dimensões da almofada de elastômero, sendo consideradas do tipo quadrada 20x20cm. Assim, ficaram definidas as medidas para ensaio conforme a Figura 4-6.

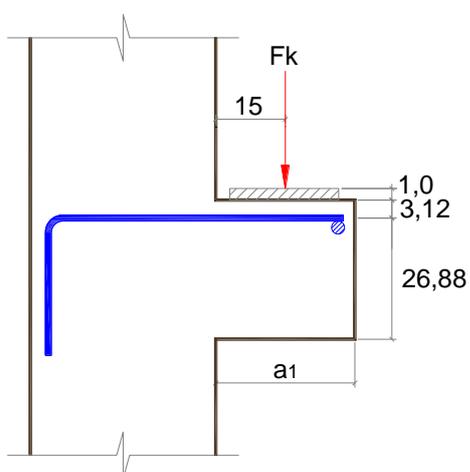
Figura 4-6: Dimensões da almofada de elastômero.



Fonte: próprio autor.

É necessário ainda fazer a verificação da biela de compressão do concreto, considerando o valor de cisalhamento calculado de 280,38 kN e com as dimensões de cálculo conforme a Figura 4-7.

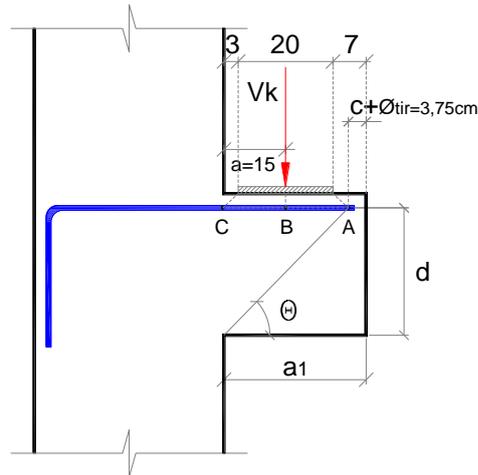
Figura 4-7: Dimensões do consolo para verificação da biela de compressão.



Fonte: próprio autor.

Para este caso não foram considerados os esforços horizontais. Conforme demonstrado na Figura 4-8:

Figura 4-8: Medidas para espriamento dos esforços para determinação da biela.



Fonte: próprio autor.

Valor do segmento \overline{AB} :

$$\begin{aligned}\overline{AB} &= a_1 - a - (c + \phi_{tir}) \\ \overline{AB} &= 30 - 15 - (2,5 + 1,25) \\ \therefore \overline{AB} &= 11,25\text{cm}\end{aligned}$$

Como o valor de $H_d = 0$

$$\overline{AB} = \overline{BC} = 11,25\text{cm}$$

Portanto, o segmento de reta \overline{AC} é dado por:

$$\overline{AC} = 2 \times 11,25 = 22,5\text{cm}$$

Inclinação da biela de compressão:

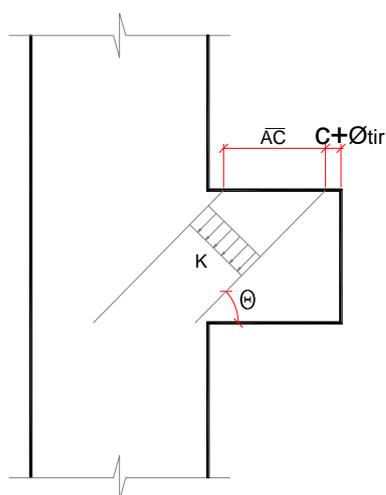
$$\begin{aligned}tg_{\theta} &= \frac{d}{a_1 - (c + \phi_{tir})} = \frac{26,88}{30 - (2,5 + 1,25)} \rightarrow \therefore tg_{\theta} = 1,024 \\ \therefore \theta &= 45,68^{\circ}\end{aligned}$$

A tensão na biela de compressão para consolo curto sem esforços horizontais é dada conforme a

Figura 4-9.

$$\sigma_c = \frac{F_{biela}}{A_{biela}}$$

Figura 4-9: Biela de compressão sem esforços horizontais.



Fonte: próprio autor.

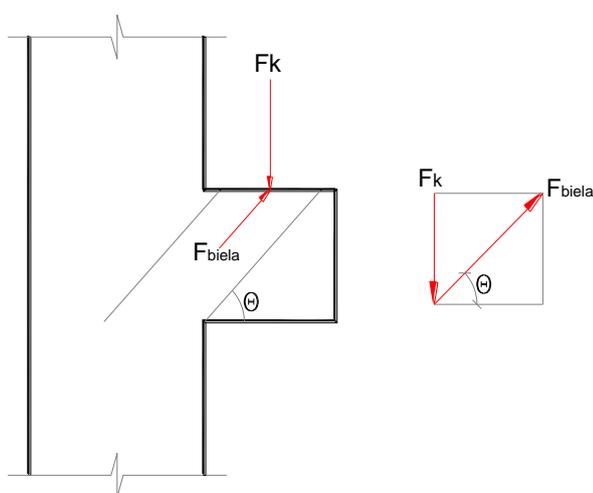
$$\text{sen}_\theta = \frac{K}{AC} \rightarrow K = AC \times \text{sen}_\theta$$

$$A_{biela} = K \times J;$$

$$\therefore A_{biela} = AC \times J \times \text{sen}_\theta$$

A projeção da força (F_k) pode ser dada conforme a Figura 4-10.

Figura 4-10: Decomposição dos esforços da biela de compressão sem esforço horizontal.



Fonte: próprio autor.

$$\text{sen}_\theta = \frac{F_k}{F_{biela}}$$

$$\begin{aligned} \therefore F_{biela} &= \frac{F_k}{\text{sen}\theta} \\ \sigma_c &= \frac{F_{biela}}{A_{biela}} = \frac{\frac{F_k}{\text{sen}\theta}}{\overline{AC} \times J \times \text{sen}\theta} = \frac{F_k}{\overline{AC} \times J \times \text{sen}\theta \times \text{sen}\theta} \\ \sigma_c &= \frac{F_k}{\overline{AC} \times J \times \text{sen}^2\theta} \end{aligned}$$

Conforme o item 7.3.4.1 da NBR 9062:2017, descrito sob a letra a e ainda tratando de ensaio, a força de aplicação é inserida de forma direta, ou seja, $\sigma_{biela,m\acute{a}x}$ é igual a f_{cd} e, ainda, f_{cd} é igual a f_{ck} . Assim:

$$\sigma_{biela,m\acute{a}x} = f_{ck}$$

O concreto utilizado para execução dos consolos é de f_{ck} igual a 40 MPa.

$$\begin{aligned} \sigma_{c,biela} &= \frac{F_k}{\overline{AC} \times J \times \text{sen}^2\theta} \rightarrow \sigma_{c,biela} = \frac{280,38}{0,225 \times 0,20 \times \text{sen}^2_{45,68}} \\ \therefore \sigma_{c,biela} &= 12.172,69 \text{ kN/m}^2 = 12,17\text{MPa} \end{aligned}$$

Como $\sigma_{c,biela} < F_{ck}$, não há ruptura da biela por compressão.

Dimensionamento considerando esforço horizontal:

$$V_k = 280,38\text{kN}$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$a_1 = 30\text{cm}$$

$$d_{\acute{u}til} = 26,88\text{cm}$$

$$f_{ck} = 40\text{MPa}$$

Transmissão de esforços horizontais através do item 7.3.9 da NBR 9062:2017 sob item d, utilizando para o ensaio almofada de elastômero. Assim:

$$H_d = 0,16 \times F_d$$

Como se tratam de valores de ensaio, ou seja, característicos, devem ser utilizados sem os coeficientes de majoração.

$$\therefore H_k = 0,16 \times F_k$$

Os modelos de ensaio foram definidos com 3 \emptyset 12,5mm para os tirantes:

$$A_{s,tir} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Redimensionamento da força aplicada considerando parcela horizontal de esforços:

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times \frac{F_d}{f_{yd}} + \frac{H_d}{f_{yd}}$$

$$\therefore A_{s,tir} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times \frac{F_k}{f_{yd}} + \frac{H_k}{f_{yd}}$$

Como: $H_d = H_k = 0,16 \times F_k$; $f_{yd} = f_{yk}$

$$A_{s,tir} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times \frac{F_k}{f_{yd}} + \frac{0,16 \times F_k}{f_{yd}}$$

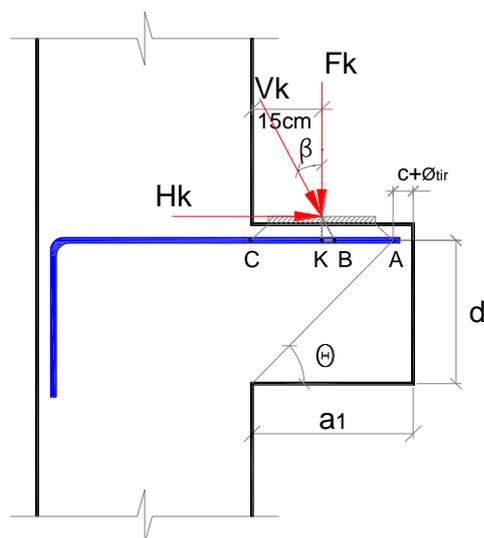
$$3,69 \times 10^{-4} = \left(0,1 + \frac{15}{26,88}\right) \times \frac{F_k}{500000} + \frac{0,16 \times F_k}{500000}$$

$$184,5 = 0,818 \times F_k$$

$$\therefore F_k = 225,54 \text{ kN}$$

Considerando as dimensões da almofada de elastômero já supradefinidas de 20x20 cm e com o espraio de forças, conforme a Figura 4-11.

Figura 4-11: Medidas para espraio de esforços para determinação da biela.



Fonte: próprio autor.

$$H_k = 0,16 \times F_k$$

$$H_k = 0,16 \times 225,54 \rightarrow H_k = 36,09\text{kN}$$

Assim:

$$\text{tg}\beta = \frac{K}{(e_{ae} + d')} \rightarrow K = \text{tg}\beta \times (e_{ae} + d')$$

Como:

$$\text{tg}\beta = \frac{H_k}{F_k} = \frac{36,09}{225,54} = 0,16$$

$$\therefore K = \text{tg}\beta \times (e_{ae} + d')$$

$$K = 0,16 \times (1 + 3,12)$$

$$\therefore K = 0,66\text{cm}$$

Segmento \overline{AB} :

$$\overline{AB} = a_1 - (a + c + \phi_{tir} + K) = 30 - (15 + 2,5 + 1,25 + 0,66)$$

$$\therefore \overline{AB} = 10,59\text{cm}$$

Como $H_d \neq 0$, tem-se o valor do segmento \overline{AB} igual ao \overline{BC} :

$$\therefore \overline{AC} = \overline{AB} + \overline{BC} = 2 \times 10,59$$

$$\therefore \overline{AC} = 21,18\text{cm}$$

Inclinação da biela de compressão:

$$\text{tg}\theta = \frac{d}{a_1 - (c + \phi_{tir})} = \frac{26,88}{30 - (2,5 + 1,25)} \rightarrow \therefore \text{tg}\theta = 1,024 \rightarrow \therefore \theta = 45,68^\circ$$

$$\sigma_c = \frac{F_k}{\overline{AC} \times J \times \text{sen}^2\theta} = \frac{225,54}{0,2118 \times 0,20 \times \text{sen}^2_{45,68}}$$

$$\therefore \sigma_{c,biela} = 10.401,85 \text{ kN/m}^2 = 10,40\text{MPa}$$

Como $\sigma_{c,biela} < f_{ck}$, não há ruptura da biela por compressão.

4.2.2 Chave de Cisalhamento

Como estudo da chave de cisalhamento proposta pela EUROCODE parte 1-1 (1992) e para ter um valor de referência para o cálculo de cisalhamento direto, determina-se o valor resistido por:

$$v_{Rdi} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times (\mu \times \text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)$$

Onde:

v_{Rdi} = tensão resistente ao cisalhamento na interface entre concretos;

c e μ = fatores que dependem da rugosidade da interface;

áspero: superfície formada com pelo menos 3mm de rugosidade em 40mm, com exposição de agregados ou métodos equivalentes $c = 0,45$ e $\mu = 0,7$;

identificado: superfície idêntica à figura da EUROCODE-2 $c = 0,50$ e $\mu = 0,9$;

f_{ctd} = é a tensão à tração do concreto dado por: $\frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c}$

$f_{ctk0,05}$ = conforme tabela apresentada na EUROCODE-2; para concretos com resistências iguais a 40MPa o $f_{ctk0,05} = 2,5\text{Mpa}$

σ_n = tensão por unidade causada pela força externa da interface, que pode atuar no cisalhamento; para compressão $\sigma_n < 0,6 \times f_{cd}$ e para tração o seu valor negativo.

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

A_s = área de reforço na ligação;

A_i = área do conector;

α = ângulo da inclinação da rugosidade definido entre $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Na rugosidade em estudo, analisa-se somente a capacidade suporte de esforços sem a presença de conectores externos, ou seja, sem a presença de armadura passiva. Portanto a fórmula torna-se:

$$v_{Rdi} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n$$

Considerando uma rugosidade áspera, os valores c e μ são respectivamente 0,45 e 0,7.

$$v_{Rdi} = 0,45 \times 2,5 + 0,7 \times (0,6 \times 40)$$

$$\therefore v_{Rdi} = 17,93 \text{ MPa}$$

Para a consideração como rugosidade identificada, ou seja, exatamente igual à proposta pela EUROCODE-2, os valores de c e μ são respectivamente 0,5 e 0,9.

$$v_{Rdi} = 0,5 \times 2,5 + 0,9 \times (0,6 \times 40)$$

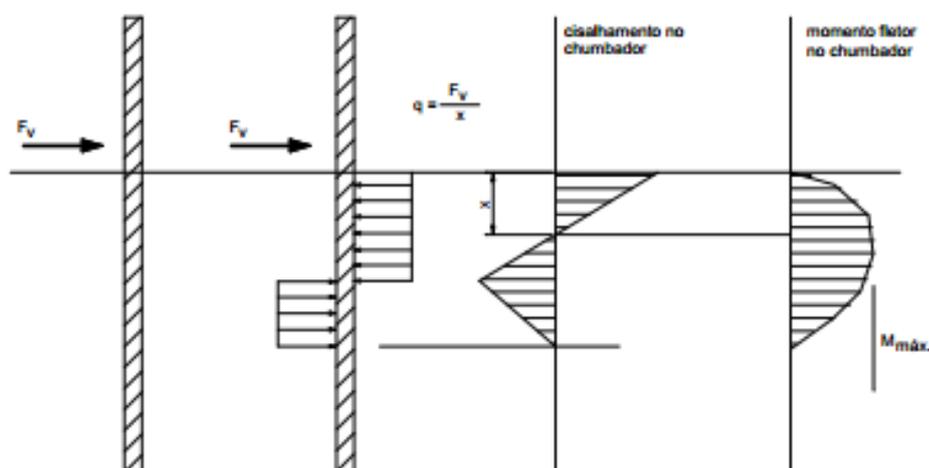
$$\therefore v_{Rdi} = 22,85 \text{ MPa}$$

4.2.3 Efeito pino da ligação semirrígida

Na ligação de estudo do modelo com rugosidade e ligação semirrígida, há a presença de duas barras de armadura de continuidade negativa tracionadas de bitola de 16,0 mm. Como o estudo é referente ao cisalhamento e ao comportamento da chave de cisalhamento na interface pilar-viga, o efeito pino dessas barras é um fator que também influencia na capacidade suporte de carga. Assim, é necessário o cálculo da parcela resistente por efeito pino da armadura de continuidade.

Conforme o modelo ilustrado por ENGSTRÖM (1992a) na Figura 4-12, pode ser desenvolvido um modelo de cálculo da resistência ao cisalhamento de um chumbador inserido em concreto, submetido à ação transversal.

Figura 4-12: Modelo para o cálculo da capacidade ao cisalhamento em uma barra inserida em um elemento de concreto.



Fonte: ENGSTRÖM (1992a).

Ao longo de um chumbador aparece uma força de reação “q” distribuída e, no caso do concreto, são desenvolvidas deformações plásticas e proporcionais a $\phi_b \times f_{cc}$. Com isso, o equilíbrio no estado platificado do concreto para a seção de momento máximo da ligação e a capacidade ao cisalhamento da barra pode ser dado por:

$$F_{vy} = C_1 \times \phi_b^2 \times \sqrt{f_{cc} \times f_{sy}}$$

Sendo:

$$C_1 = \sqrt{\frac{K}{3}}$$

$$K = \frac{q}{\phi_b \times f_{cc}}$$

Onde:

K = constante de proporcionalidade;

ϕ_b = diâmetro da barra do chumbador;

f_{cc} = resistência do concreto (corpo de prova cúbico, 150 mm);

f_{sy} = resistência do aço.

Segundo ENGSTRÖM (1992a), o fator C1 deve variar entre 1,15 e 1,25 para os casos de concreto com resistências cúbicas (f_{cc}) entre 20 e 60 MPa. Conforme pode ser analisado na Tabela 4-2:

Tabela 4-2: Valores de C₁ em relação a resistência do concreto f_{cc} .

f_{cc} (MPa)	C ₁
20	1,15
30	1,18
40	1,21
50	1,23
60	1,25

Fonte: ENGSTRÖM (1992a)

Segundo FUSCO (1995), nas barras com mossas ou saliências deve-se acrescentar ao diâmetro da barra o valor de 4%, ou seja, o diâmetro final da barra é dado por:

$$\phi_{barra} = \phi + 0,04 \times \phi$$

Considerando uma barra de 16 mm de bitola comercial, tem-se o valor efetivo para utilização no cálculo de:

$$\phi_{barra} = \phi + 0,04 \times \phi$$

$$16 = \phi + 0,04 \times \phi$$

$$\therefore \phi = 15,38 \text{ mm}$$

Para a ligação em questão, onde há a presença de duas barras de 16,0 mm com concreto classe 40 MPa, pode-se calcular a força cisalhante nas barras pelo efeito pino por:

$$F_{vy} = C_1 \times \phi_b^2 \times \sqrt{f_{cc} \times f_{sy}}$$

$$F_{vy} = 1,21 \times 0,01538^2 \times \sqrt{40 \times 500}$$

$$F_{vy} = 1,21 \times 0,016^2 \times \sqrt{40 \times 500} \times 1000$$

$$\therefore F_{vy} = 40,48 \text{ kN}$$

Portanto, para cada tirante de 16,0 mm o efeito pino de cisalhamento é dado por 40,48 kN, sendo que para a ligação composta de dois tirantes o efeito cisalhante total é de 80,96 kN.

4.2.4 Ligação semirrígida com armadura de continuidade

Como fase final de dimensionamento da ligação, faz-se o cálculo da ligação semirrígida para determinar seu efeito no comportamento das forças de cisalhamento e a real parcela resistida pela chave de cisalhamento.

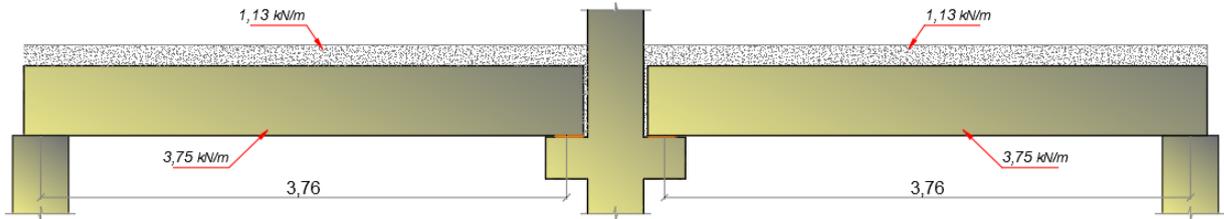
No cálculo do momento de primeira etapa são considerados apenas o peso próprio da viga pré-fabricada e a capa de concreto moldada no local. Ambos os carregamentos são distribuídos de maneira uniforme, como demonstrado na Figura 4-13.

$$\text{Peso próprio viga: } g_1 = b \times h \times \gamma_c = 0,3 \times 0,50 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Capa de concreto: } g_2 = b \times h_{capa} \times \gamma_c = 0,3 \times 0,15 \times 25 = 1,13 \text{ kN/m}$$

$$L_{ef} = L_{viga} - 2 \times d_{chumb} = 4,00 - 2 \times 0,12 = 3,76 \text{ m}$$

Figura 4-13: Distribuição dos carregamentos uniformes na viga.



Fonte: próprio autor.

$$M_{1^a \text{ etapa}} = \frac{g_1 \times l^2}{8} + \frac{g_2 \times l^2}{8} = \frac{3,75 \times 3,76^2}{8} + \frac{1,13 \times 3,76^2}{8}$$

$$M_{1^a \text{ etapa}} = 8,62 \text{ kNm}$$

O cálculo do momento da ligação semirrígida é baseado na análise linear aproximada, utilizando a rigidez secante da ligação. Portanto:

$$M_{y,\text{lim}} = 0,9 \times A_s \times f_{yk} \times d$$

No ensaio foram adotadas duas barras de 16,0mm – CA50 na parte tracionada (tirante), com cobrimento de 2,5 cm e bitolo de estribo de 8,0 mm. A área da barra de 16,0mm é igual a 2,01 cm². Assim:

$$d = h - c - \phi_{est} - \phi_{tir} = 65 - 2,5 - 0,8 - \frac{1,6}{2}$$

$$\therefore d = 60,9 \text{ cm}$$

Os valores referentes a ensaio são retirados dos fatores de majorações de ações e minorações da tração da armadura. Portanto:

$$M_{y,\text{lim}} = 0,9 \times 2 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 500000 \times 0,609$$

$$\therefore M_{y,\text{lim}} = 110,17 \text{ kNm}$$

O momento da segunda etapa pode ser calculado por:

$$M_{2^a \text{ etapa}} = M_{y,\text{lim}}$$

$$M_{2^a \text{ etapa}} = 110,17 \text{ kNm}$$

Já a parcela de cisalhamento referente à primeira etapa, esforço de cisalhamento no consolo, é dada por:

$$V_{1^a \text{ etapa}} = \frac{(g_1 + g_2) \times l}{2} = \frac{(3,75 + 1,13) \times 3,76}{2}$$

$$\therefore V_{1^a \text{ etapa}} = 9,17 \text{ kN}$$

Como os esforços são provenientes de uma força pontual aplicada a duas vezes a altura final da viga, ou seja, força aplicada a 1,30 m do chumbador, tem-se:

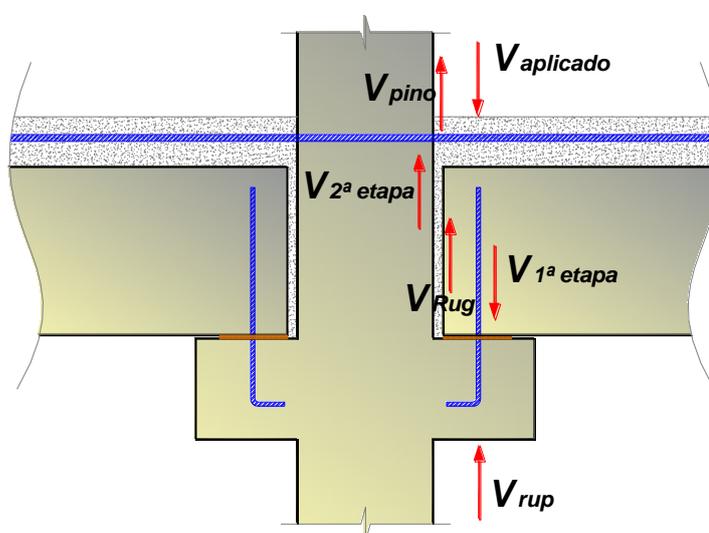
$$M_{2^a \text{ etapa}} = V_{2^a \text{ etapa}} \times l_{\text{aplic.}}$$

$$110,17 = V_{2^a \text{ etapa}} \times 1,30$$

$$\therefore V_{2^a \text{ etapa}} = 84,75 \text{ kN}$$

O cisalhamento referente à segunda etapa causa o alívio do esforço no consolo sendo ele resistido pela ligação semirrígida, juntamente com o alívio do efeito pino da armadura de continuidade. Portanto, o cisalhamento para ruptura do consolo com o conjunto completo composto de viga biapoiada (1ª etapa), ligação semirrígida (2ª etapa), efeito pino (V_{pino}) e a rugosidade ($V_{\text{rug.}}$) é apresentado na Figura 4-14.

Figura 4-14: Reações dos esforços cisalhantes na ligação.



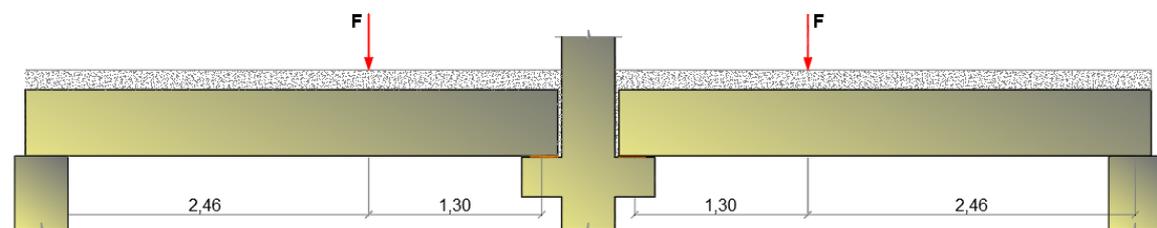
Fonte: próprio autor.

$$\begin{aligned}
 -V_{\text{aplicado}} + V_{\text{rup}} - V_{1^{\text{a}} \text{ etapa}} + V_{2^{\text{a}} \text{ etapa}} + V_{\text{Rug}} + V_{\text{pino}} &= 0 \\
 V_{\text{aplicado}} = V_{\text{rup}} - V_{1^{\text{a}} \text{ etapa}} + V_{2^{\text{a}} \text{ etapa}} + V_{\text{Rug}} + V_{\text{pino}} &= 0 \\
 V_{\text{aplicado}} = 280,38 - 9,17 + 84,75 + V_{\text{Rug}} + 80,96 &= 0 \\
 V_{\text{aplicado}} = 436,92 + V_{\text{Rug}} \text{ (kN)} &
 \end{aligned}$$

Para estudo, a força de aplicação de cargas dada pelo aparelho externo localizado é duas vezes a altura total da viga, como mostrado na Figura 4-15. Assim:

$$F_{\text{aplicação}} = 2 \times h_{\text{total}}$$

Figura 4-15: Pontos de aplicação de cargas externas no pórtico.



Fonte: próprio autor.

A análise da parcela dos esforços absorvidos pela chave de cisalhamento ($V_{\text{rug.}}$) pode ser verificada com a comparação entre a força de aplicação e o valor final da medição pela ruptura do conjunto. Assim, a força total a ser aplicada sem a interferência da parcela resistida pela chave de cisalhamento é de:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{ruptura}} \times l_{\text{viga}} - F \times l_{\text{braço}} &= 0 \\
 436,92 \times 3,76 - F \times 2,46 &= 0 \\
 \therefore F &= 667,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

O cálculo do valor de restrição à rotação da ligação semirrígida, através da rigidez secante da ligação com armadura negativa de continuidade, é realizado considerando a ligação viga-pilar típica da tipologia I da NBR 9062:2017. A ligação apresenta apoio em consolo utilizando almofada de elastômero, com a presença de chumbadores verticais e junta na interface pilar-viga preenchida com graute; a face

negativa apresenta colocação de armadura de continuidade passante no pilar através de bainha corrugada.

Tipologia 1:

$$K = 0,75$$

$$L_{ed} = 25\phi + L_a$$

Foi adotado como armadura negativa de continuidade 2 $\phi 16,0mm$. Portanto, para calcular o comprimento efetivo (L_{ed}):

$$\therefore L_{ed} = 25 \times 1,6 + 15$$

$$\therefore L_{ed} = 55cm$$

Assim, a rigidez secante da ligação é dada por:

$$R_{sec} = K \times \frac{A_s \times E_s \times d^2}{L_{ed}};$$

$$d = h - c - \phi_{est} - \frac{\phi_s}{2} \rightarrow d = 65 - 2,5 - 0,8 - \frac{1,6}{2}$$

$$\therefore d = 60,9cm$$

$$R_{sec} = 0,75 \times \frac{2 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 200 \times 10^6 \times 0,609^2}{0,65}$$

$$R_{sec} = 34406,35 \text{ kNm/rad}$$

Para determinação do posicionamento da linha neutra, é necessário isolar o momento total:

$$M_{total} = V_{aplicado} \times l_{aplicação}$$

$$M_{total} = 436,92 \times 1,30$$

$$\therefore M_{total} = 568,00 \text{ kNm}$$

Supondo a linha neutra na zona comprimida com $f_{ck} = 30MPa$ e altura de 15cm:

$$KMD = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow KMD = \frac{568,00}{0,30 \times 0,609^2 \times 30000} \quad (\text{valores sem majoração})$$

$$KMD = 0,170$$

Para vigas retangulares:

$$KMD = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$0,170 = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$-0,272 \times KX^2 + 0,68 \times KX - 0,170 = 0$$

$$KX = \frac{-0,68 + \sqrt{0,68^2 - 4 \times 0,272 \times 0,170}}{-2 \times 0,272} = 0,282$$

Como:

$$KX = \frac{x}{d} \rightarrow 0,282 = \frac{x}{60,9} \rightarrow \therefore x = 17,17 \text{ cm}$$

Como $x > h_f = 15cm$ a linha neutra está na seção de $f_{ck} = 40MPa$

Para isso, deve ser feita a homogeneização da resistência do concreto:

$$f_{ck,homog} = \frac{f_{ck \text{ capa}} \times A_{capa} + f_{ck \text{ viga}} \times A_{LN}}{A_{capa} + A_{viga}} = \frac{f_{ck} \times (h_f \times b) + f_{ck \text{ viga}} \times (h_{LN} - h_f) \times b}{h_f \times b + (h_{LN} - h_f) \times b}$$

$$f_{ck,homog} = \frac{30 \times (0,15 \times 0,30) + 40 \times (0,1717 - 0,15) \times 0,30}{0,15 \times 0,30 + (0,1717 - 0,15) \times 0,30}$$

$$\therefore f_{ck,homog} = 31,26 \text{ MPa}$$

Verificação da fissuração através do cálculo do momento de fissuração considerando a seção homogeneizada. Assim:

Momento de fissuração

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t}$$

Sendo:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,30 \times 0,65^3}{12} \rightarrow I_c = 6,87 \times 10^{-3} m^4$$

Onde:

$\alpha = 1,5$ – seções retangulares;

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} \rightarrow y_t = 0,325\text{m};$$

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ctm}.$$

Para concretos classes inferiores C50 - $f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$$\therefore f_{ct} = 0,7 \times 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{31,42^2} = 2,084 \text{ MPa}$$

Portanto:

$$\therefore M_r = \frac{1,5 \times 2084 \times 6,87 \times 10^{-3}}{0,325}$$

$$\therefore M_r = 66,08 \text{ kNm}$$

Como $M_r < M_{total}$, a peça está no Estádio II com fissuração da seção.

Para o cálculo do fator de restrição à rotação é necessário fazer a redução de inércia, pois ela encontra-se com fissura.

Considerando a não linearidade física na análise global de 2ª ordem, conforme o anexo A da NBR 9062:2017, tem-se:

Vigas em concreto armado:

$$(EI)_{sec} = 0,5 \times E_{ci} \times I_c$$

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck,homog}}$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para agregado graúdo de basalto

$$E_{ci} = 1,2 \times 5600 \times \sqrt{31,42}$$

$$\therefore E_{ci} = 37571,95 \text{ MPa}$$

Como o módulo de elasticidade secante é dado por:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \rightarrow \alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{31,26}{80} \rightarrow \therefore \alpha_i = 0,878$$

Assim:

$$E_{cs} = 0,878 \times 37571,95$$

$$\therefore E_{cs} = 32988,17 \text{ MPa}$$

Para o fator de restrição à rotação, tem-se:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \frac{\theta_1}{\theta_1 + \theta_{lig}} = \frac{\frac{L}{3EI}}{\frac{L}{3EI} + \frac{1}{R}} = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{RL}}$$

$$\therefore \alpha_R = \left[1 + \frac{3(E \times I)_{sec}}{R_{sec} \times L_{ef}} \right]^{-1}$$

$$\therefore \alpha_R = \left[1 + \frac{3 \times 0,5 \times 32988,17 \times 10^3 \times 6,87 \times 10^{-3}}{34406,35 \times 3,76} \right]^{-1}$$

$$\therefore \alpha_R = 0,276$$

Assim, pode-se determinar o coeficiente de engastamento parcial (γ_p) por:

$$\gamma_p = \frac{M_{SR}}{M_{EP}} = \frac{\frac{P \times l^2}{12} \times \left(\frac{3 \times \alpha_R}{2 + \alpha_R} \right)}{\frac{P \times l^2}{12}} \rightarrow \therefore \gamma_p = \frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R}$$

$$\gamma_p = \frac{3 \times 0,276}{2 + 0,276} = 0,3638$$

$$\therefore \gamma_p = 36,38\%$$

Portanto, a ligação é responsável por mobilizar 36,38% do momento negativo referente à força total aplicada no ensaio.

Para o ensaio de pórtico, a viga foi calculada considerando o carregamento máximo no meio do vão e com apoios em ambos os lados articulados, além de majorações de cargas e minorações do aço, evitando que o ponto frágil de ruptura fosse a viga. O cálculo da armadura da viga pode ser analisado no Anexo B.

4.3 PROJETO DAS PEÇAS

Com os cálculos e dimensionamento definidos, foram desenvolvidos os projetos executivos para fabricação das peças. As peças foram executadas conforme o sistema de pré-fabricação, apresentando fôrmas de madeira para os pilares e modelos da chave de cisalhamento e metálica somente para a produção das quatro vigas do modelo de pórtico.

Para garantir a execução e realização de ensaio real conforme as construções executadas na prática e ainda apresentar um modelo fiel às condições impostas em canteiro de obra, os projetos foram estabelecidos com todas as condições normativas de execução, detalhamento e concretagem.

4.3.1 Modelo de chave de cisalhamento – PR e PE

O projeto do modelo de chave de cisalhamento contém um pilar central apresentando a rugosidade em duas laterais, confiado com dois pilares laterais que também contemplam as rugosidades internas para formação da chave de cisalhamento. Na Figura 4-16 pode ser analisado o projeto final de execução das peças, o ensaio.

4.3.2 Modelo Pilar consolo e chave de cisalhamento – PCD

Como o ensaio principal e mais complexo, o do pórtico através da ligação semirrígida e atuação de consolo e chave de cisalhamento, conforme a tipologia 1 da NBR 9062:2017, foram desenvolvidos dois tipos diferentes de peças. O pórtico, portanto, contempla duas vigas que apresentam rugosidades nas seções transversais e um pilar central com consolos laterais (consolo duplo) e, ainda, a presença de rugosidade na interface de ligação pilar-viga, bem como a passagem de armadura negativa no capeamento superior da viga.

Nas extremidades dos pórticos as vigas ficaram somente apoiadas, ou seja, foram utilizados apoios totalmente articulados que permitiam a rotação sem nenhuma restrição.

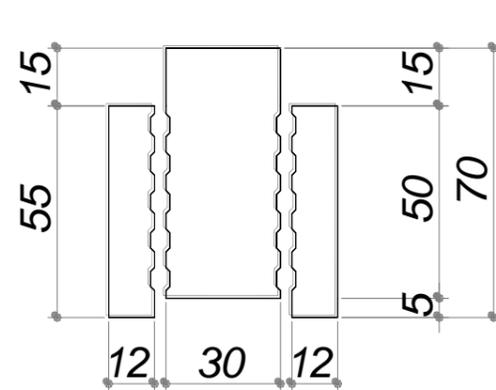
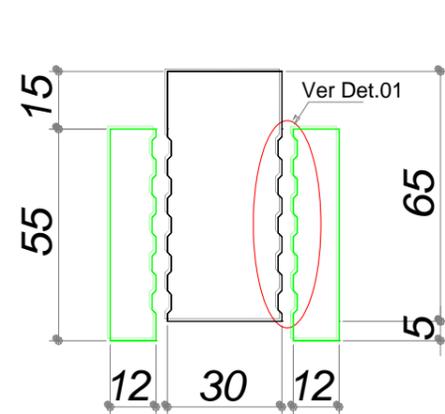
Os projetos das peças podem ser analisados na Figura 4-17 e na Figura 4-18.

Figura 4-16: Projeto executivo para os modelos PR e PE.

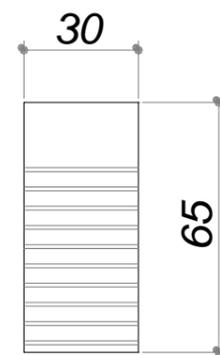
Peças para ensaio (02x) $f_{ck}=40\text{MPa}$

VOL:0,109m³ (0,272ton)

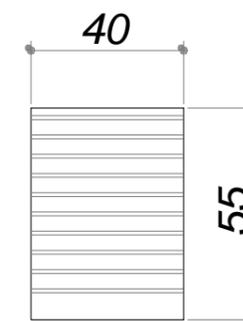
ELEVAÇÃO



CORTE AA

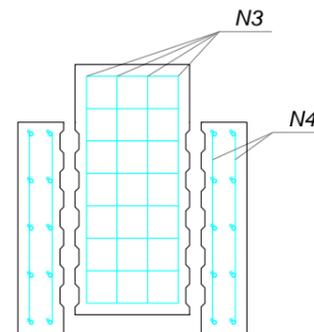
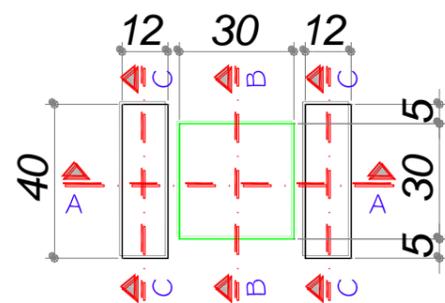


CORTE BB

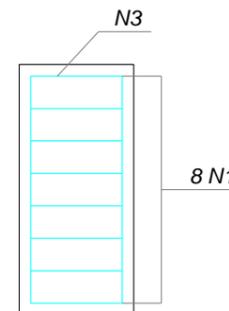


CORTE CC

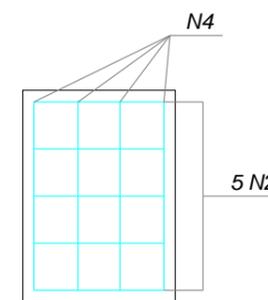
PLANTA



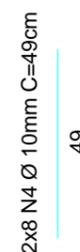
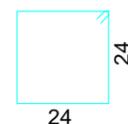
8 N1 Ø 8mm C= 106cm



4 N3 Ø 10mm C= 172cm



2x5 N2 Ø 8mm C= 90cm



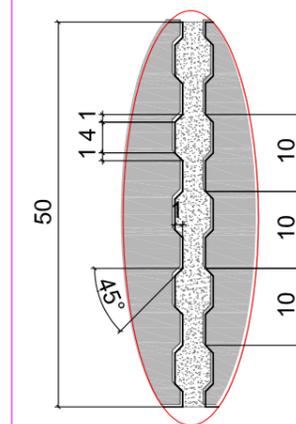
Relação do aço

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	8.0	8	106	848
	2	8.0	10	90	900
	3	10.0	4	172	688
	4	10.0	16	49	784

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	8.0	17.5	6.9
	10.0	14.7	9.1
PESO TOTAL CA50		16.0	

Detalhe 01



Fonte: próprio autor.

Figura 4-17: Projeto executivo da viga do modelo PCD.

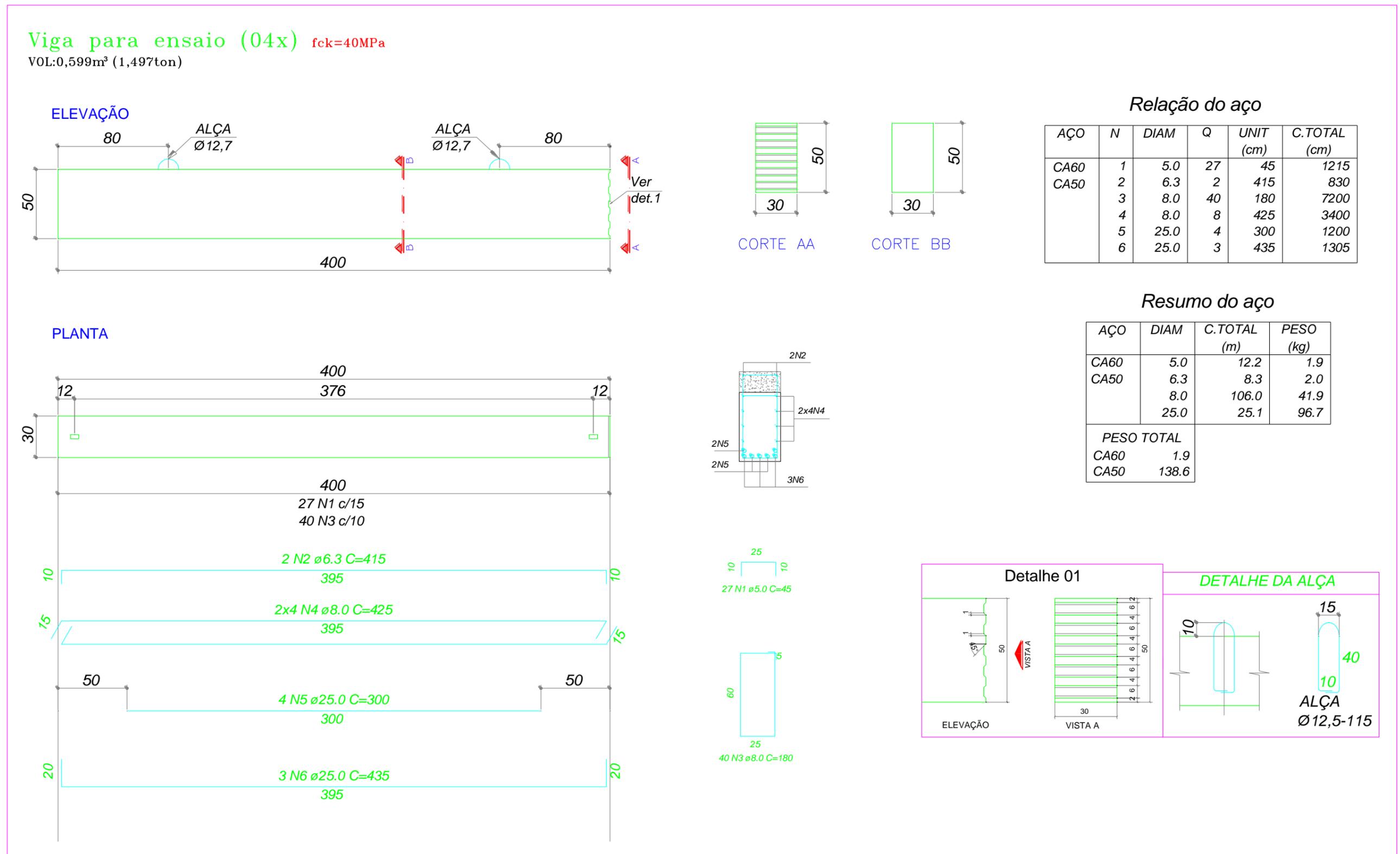
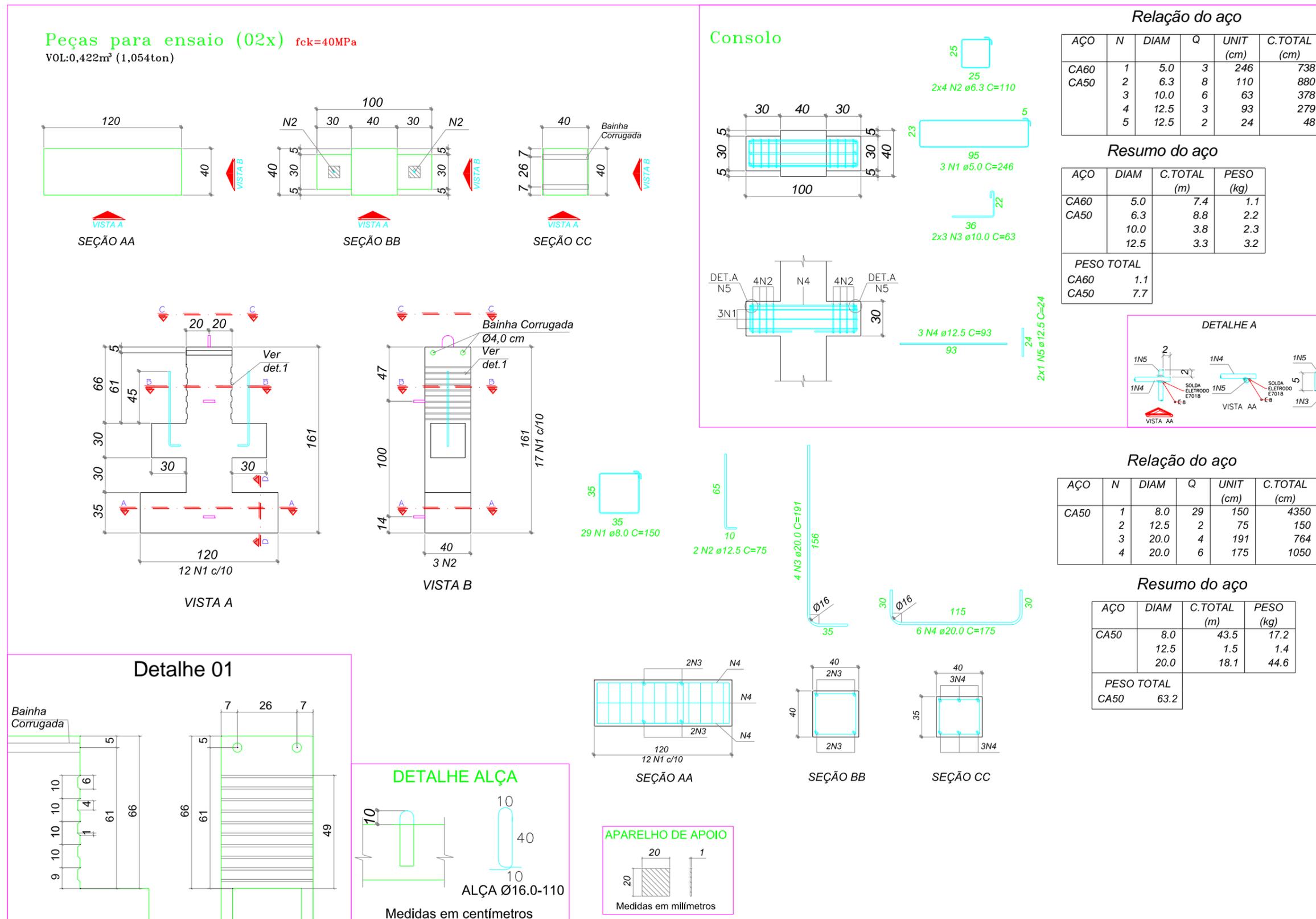


Figura 4-18: Projeto executivo do pilar central do pórtico do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

5 EXECUÇÃO DOS MODELOS PARA ENSAIO

Com as peças dimensionadas e definidas conforme a necessidade para avaliação da parcela resistente da chave de cisalhamento, procede-se com a execução de cada modelo estipulado.

5.1 FÔRMAS

Para moldagem e execução das estruturas em concreto pré-fabricadas, foi necessária a fabricação de fôrmas especiais. Essas fôrmas foram confeccionadas de duas maneiras distintas: para os pilares e consolos dos modelos PR, PE e PCD, as fôrmas foram feitas em madeira, e para as vigas do modelo PCD foram feitas fôrmas metálicas.

Para execução das fôrmas em madeira foram necessários materiais como madeirite plastificado, ripas 1,5 cm por 6 cm e sarrafos de 5 cm por 5 cm. Como são modelos de ensaio, as fôrmas são executadas de maneira única e especial devido aos fatores de base dos pilares, para permitir o desenvolvimento do ensaio e não apresentar giros na base ou mesmo não ter a necessidade de prender (engastar) o pilar em elementos metálicos do pórtico de ensaio.

Foram utilizados, portanto, serviços de carpintaria e marcenaria, principalmente para as partes da execução das chaves de cisalhamento. As rugosidades foram executadas conforme a NBR 9062:2017, embora se saiba que várias fábricas não as executam de maneira correta em razão de dificuldades de realizar os serviços, tornando este um sistema mais moroso e de alto valor agregado. É muito comum a utilização de telhas trapezoidais para confecção das rugosidades, não seguindo as prescrições de norma. Na Figura 5-1 e Figura 5-2 são demonstradas as dimensões exatas e o cuidado para executar as chaves de cisalhamento que constituem um dos principais objetivos deste trabalho.

Figura 5-1: Detalhe da confecção da chave de cisalhamento.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-2: Medidas da chave de cisalhamento executadas nas fôrmas.



Fonte: próprio autor.

Cabe ressaltar que as fôrmas foram executadas de maneira estanque para evitar o vazamento de armagassa de concreto e a ocorrência de falhas de concretagem. Foram ainda conferidas quanto ao esquadrejamento de suas bases e cantos. A estanqueidade foi garantida pela aplicação de fita adesiva em todas as arestas da fôrma.

A Figura 5-3 mostra a realização dos serviços de fôrmas em madeira para os pilares de consolo duplo do ensaio de pórtico completo.

Figura 5-3: Fôrma madeira para o modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Para as fôrmas do ensaio do modelo PR, estas também foram executadas em madeira, conforme mostrado na Figura 5-4 e Figura 5-5. Esse modelo é composto de um pilar central (PR) e dois laterais, todos com a presença de chaves de cisalhamento (PE).

Figura 5-4: Fôrma em madeira do pilar 30x30 cm do modelo PR.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-5: Fôrma em madeira do pilar 12x40 cm do modelo PE.



Fonte: próprio autor.

Já para as quatro vigas (VR-1 a VR-4) do modelo PCD, utilizou-se fôrmas metálicas em pistas de concretagem em uma fábrica. As vigas foram dimensionadas com geometria de 30x50 cm para a primeira fase, que é dada como pré-fabricação. As fôrmas podem ser vistas na Figura 5-6.

Figura 5-6: Detalhe da pista de concretagem para execução das vigas VR.



Fonte: próprio autor.

5.2 ARMADURAS

Todos os modelos para ensaio utilizaram armaduras de aço tipo CA-50 para bitolas iguais ou superiores a 6,3 mm, e CA-60 para bitolas iguais ou inferiores a 6,0 mm. Eles foram dimensionados para as limitações de cálculo que se desejava.

Para os pilares do modelo PCD foram utilizados apenas dois tipos de bitolas das armaduras: a de 8,0 mm e a de 20,0 mm, sendo que as de 8,0 mm são os estribos e as de 20,0 mm a confecção da base e do corpo do pilar. Já para o consolo, utilizou-se bitola de 5,0 mm para a armadura de costura, de 6,3 mm para os estribos, de 10,0 mm como armadura complementar construtiva e a de 12,5 mm como tirantes e solda dos tirantes. Toda a armadura foi fixada por arames recozidos número 18. A armadura montada pode ser observada na Figura 5-7 e na Figura 5-8.

Figura 5-7: Armadura do pilar do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-8: Detalhe da armadura do consolo duplo do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Completando o modelo PCD, pode ser analisada a armadura da viga na Figura 5-9, onde há a presença de aços de 5,0 mm, como armadura construtiva, de 6,3 mm como armadura construtiva longitudinal negativa, de 8,0 mm como estribos e armaduras de pele e de 25,0 mm como armaduras longitudinais positivas na zona tracionada.

Figura 5-9: Armadura da viga VR para o modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Cabe salientar que esta viga VR possui duas etapas de concretagem: a primeira etapa é realizada em fábrica de dimensões 30x50 cm e a segunda etapa é

realizada no laboratório de dimensão 15x30 cm em toda sua longitudinal. Na Figura 5-10 podem ser vistos os estribos externos referentes à segunda etapa de concretagem.

Figura 5-10: Estribos externos salientes para segunda etapa de concretagem da VR do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Já para o modelo PR e PE, do ensaio da chave de cisalhamento, as armaduras utilizadas foram de 8,0 mm para os estribos e de 10,0 mm para as armaduras longitudinais dos pilares, como pode ser analisado na Figura 5-11.

Figura 5-11: Detalhe da armadura dos pilares do modelo PR e PE.



Fonte: próprio autor.

5.3 INSTRUMENTAÇÃO DOS TIRANTES DO CONSOLO

Para avaliar a tensão de ensaio que as barras de tirante estão submetidas com carregamento incremental, foram fixados *strain gages* localizados nos tirantes centrais dos consolos. O *strain gage* é responsável por medir a deformação da barra de tirante mediante a aplicação de um carregamento, sendo possível verificar a variação das tensões diante da incrementação de cargas. Na Figura 5-12 pode ser visto o *strain gage* utilizado no ensaio.

Figura 5-12: Foto do *strain gage* utilizado nos tirantes dos consolos ensaiados.

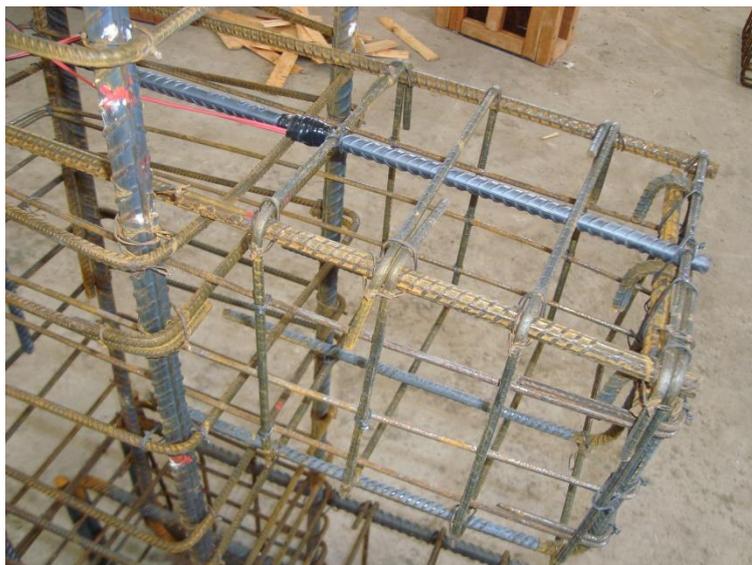


Fonte: próprio autor.

Os *strain gages* utilizados foram do tipo BF-120-5AA, de $119,4 \pm 0,1$ ohms, com gage factor de $2,0 \pm 1\%$ com o número de lote 2017-07-31-2 e data de fabricação em 26 de setembro de 2017.

A fixação dos *strain gages* foi dada a 27 cm da face externa das barras de tirante, ou seja, na seção de aço junto à interface de fixação pilar-consolo, onde se apresenta a maior tensão na ruptura do aço. No aço, o *strain gage* foi fixado através de cola à base de epoxi e com proteção externa por fita isolante de alta fusão, como pode ser visto na Figura 5-13.

Figura 5-13: Fixação do *strain gage* nas barras de tirante dos consolos.



Fonte: próprio autor.

5.4 CONCRETAGEM

Todas as peças foram executadas por pré-fabricação, sendo assim, toda a parte de concretagem deu-se no interior de uma fábrica. Com as fôrmas e armaduras já realizadas, o passo posterior foi a concretagem de cada elemento.

Como não havia fôrma suficiente para a concretagem concomitante de todas as peças, foi necessário realizá-la em dois dias distintos. A concretagem ocorreu conforme a Tabela 5-1.

Tabela 5-1: Referência de peças e datas de fabricação.

Peça	Fabricação	Desforma	fck est. (MPa)
PCD	25/01/2018	26/01/2018	40
PR - 1	25/01/2018	26/01/2018	40
PR - 2	27/01/2018	29/01/2018	40
PE - 1	25/01/2018	26/01/2018	40
PE - 2	27/01/2018	29/01/2018	40
PE - 3	25/01/2018	26/01/2018	40
PE - 4	27/01/2018	29/01/2018	40
VR -1	25/01/2018	26/01/2018	40
VR -2	25/01/2018	26/01/2018	40
VR -3	25/01/2018	26/01/2018	40
VR - 4	25/01/2018	26/01/2018	40

Fonte: próprio autor.

5.4.1 Central de concretagem

A empresa na qual foram executadas as peças para ensaio apresenta uma central de concretagem composta de misturador, separador de agregados e dosagem através de células de cargas totalmente mecanizadas.

Todos os agregados são separados por baias e células de carregamentos para posteriormente serem levados através de esteiras para o misturador. Na Figura 5-14 são mostradas as baias para armazenamento dos agregados e separação por tipo, devidamente organizadas.

Figura 5-14: Baias de armazenamento dos agregados finos e graúdos.



Fonte: próprio autor.

Os *skips* são alimentados por pá carregadeira em uma zona totalmente coberta. Antes do início da primeira massada de concreto no dia é retirado o grau de umidade dos agregados e feita uma correlação e correção para a quantidade de água a ser inserida no misturador. As partes presentes no concreto são medidas através de célula de carga, ou seja, traço por peso. Na Figura 5-15 podem ser vistos os agregados nos *skips* relacionados, dados da esquerda para direita com argila expandida (que não foi utilizada nesses ensaios), areia média, areia fina e pedrisco (dimensão máxima de 9,5 mm).

Figura 5-15: Skips para armazenamento e peso por célula de carga dos agregados.



Fonte: próprio autor.

Os agregados e o cimento são medidos por células de cargas e controlados eletronicamente por uma central mostrada na Figura 5-16.

Figura 5-16: Painel da central de concretagem da fábrica.



Fonte: próprio autor.

Todo o concreto é misturado por um misturador de capacidade de 500 litros por ciclo. O misturador, juntamente com o skip de transporte do concreto até a sua utilização, pode ser analisado na Figura 5-17.

Figura 5-17: Misturador de concreto da fábrica.



Fonte: próprio autor.

5.4.2 Traço do concreto pré-fabricado

Para todas as peças foi utilizado concreto com resistência à compressão estipulada para cálculo de 40 MPa. Assim, foi definido um traço para o concreto com correção para a umidade presente nos agregados no dia da concretagem. Na Tabela 5-2 são demonstradas as quantidades de material utilizado para adequar a resistência desejada.

Tabela 5-2: Traço de concreto utilizado para execução das peças.

Material	Tipo	Quantidade (kg/0,5l)	Quantidade (kg/m ³)
Cimento	CPV ARI Holsin	170,0	340,0
Areia	Areia fina	190,0	380,0
Areia	Areia Média	285,0	570,0
Brita	Pedrisco	438,0	876,0
Água	Potável	100,0	200,0
Aditivo	Fluxer PC 3600	1,670	3,340

Fonte: próprio autor.

5.4.3 Controle Tecnológico

Para controle e aferição do traço de forma constante, na fábrica, há um laboratório e a presença de um técnico de laboratório responsável pelo controle de toda a parte relacionada ao concreto como, por exemplo, moldagem e ruptura dos corpos de prova, aferição de traço, medidas de umidade dos agregados e controle de abatimento (*slump test*).

Durante a concretagem das peças realizou-se o ensaio de abatimento de tronco de cone do concreto, conforme estipulado na NBR NM 67:1998, bem como a retirada de oito corpos de prova para averiguação da resistência à compressão das peças no momento do ensaio. A moldagem dos corpos de prova e o rompimento foram de acordo com as normas NBR 5738:2016 e NBR 5739:2007, respectivamente. A Figura 5-18 mostra os corpos de provas retirados durante a concretagem.

Figura 5-18: Corpo de prova para controle tecnológico.



Fonte: próprio autor.

Vale ressaltar que o concreto utilizado na empresa é autoadensável com grau de espalhamento de 650 mm, mas, mesmo assim, utilizou-se o vibrador por imersão para garantir o total adensamento e a retirada de bolhas de ar incorporadas no concreto.

5.4.4 Concretagem das peças

Após a execução das fôrmas e armaduras e já relacionadas as condições de concretagem quanto à resistência final e tipo de concreto, pode-se proceder com a concretagem em si dos elementos de ensaio.

Antes da concretagem é necessária a limpeza de fôrmas, a aplicação do desmoldante e a inserção da armadura na fôrma juntamente com os espaçadores específicos, que, neste caso, utilizaram cobertura de 2,5 cm. Na Figura 5-19, na Figura 5-20 e na Figura 5-21 demonstra-se a colocação e a preparação necessárias antes da concretagem nas fôrmas de madeira para os pilares dos modelos PR, PE e PCD, respectivamente.

Figura 5-19: Preparo para a concretagem do modelo PR.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-20: Preparo para a concretagem do modelo PE.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-21: Preparo para a concretagem do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Para as fôrmas metálicas segue-se o mesmo procedimento, que consiste na aplicação de desmoldante, inserção da armadura, colocação de espaçadores e fechamento das fôrmas, como pode ser analisado na Figura 5-22. Cabe lembrar que é necessária a conferência das medidas da chave de cisalhamento inserida na lateral das vigas.

Figura 5-22: Preparo para a concretagem de fôrma metálica do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Após todo o fechamento das fôrmas e conferência de todos os elementos relacionados ao projeto, inicia-se a concretagem. Nesse momento, a central de concretagem já preparou o concreto e toda a equipe de operário já está pronta com os equipamentos necessários e testados para não ter problemas e surpresas durante o processo. Na Figura 5-23, na Figura 5-24 e na Figura 5-25 pode-se ver a concretagem dos elementos.

Figura 5-23: Concretagem dos modelos PR e PE.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-24: Concretagem dos pilares do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-25: Concretagem das vigas VR do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Posterior à concretagem é realizado o processo de cura e acabamento das faces superiores dos elementos, conforme mostra a Figura 5-26.

Figura 5-26: Processo de acabamento da superfície superior da fôrma do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Ressalta-se que as vigas VR, como ainda apresentam uma camada superior concretada posteriormente, não necessitam de acabamento, pois a parte rugosa da

camada superior auxilia na aderência de junta fria de concretos com idades diferenciadas, conforme a Figura 5-27.

Figura 5-27: Acabamento rugoso na parte superior da viga VR.



Fonte: próprio autor.

Como processo para finalização e expedição das peças, é necessário realizar a desforma (Figura 5-28) dos elementos e, posteriormente, o acabamento final, necessário para algum ajuste ou defeito de fabricação (Figura 5-29).

Figura 5-28: Pilar do modelo PCD após desforma.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-29: Processo de acabamento do pilar do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Finalizando o processo de concretagem e acabamento, podem ser vistas e analisadas as peças em formato final de expedição e liberadas para ensaio. Ver Figura 5-30 e Figura 5-31.

Figura 5-30: Vigas VR do modelo PCD prontas para expedição.



Fonte: próprio autor.

Figura 5-31: Peças de variados modelos acabadas e prontas para expedição.



Fonte: próprio autor.

5.5 APARELHOS DE APOIO

Para os estudos foi adotada a tipologia 1 da NBR 9062:2017, tendo então presente um aparelho de apoio para distribuição de tensões entre o consolo e a viga. Esse aparelho de apoio é chamado de almofada de elastômero e foi dimensionado com uma seção quadrada de 20x20 cm com a dureza de 60 shore.

A análise técnica e o ensaio foram realizados conforme a NBR 7318:2015, apresentando como propriedades físicas originais de 64 shore, tensão de ruptura de 14,54 MPa, alongamento de ruptura em 580% e tensão versus alongamento (MPa x %) em 8.433. Assim, todos os resultados obtidos satisfazem as exigências e condições específicas da norma citada. O relatório de ensaio e ficha técnica podem ser analisados no ANEXO A.

5.6 TRANSPORTE DAS PEÇAS

As peças foram executadas e produzidas por uma empresa de pré-fabricados no interior de São Paulo, na cidade de Américo Brasileiro. Como os ensaios foram feitos no NetPré, localizado na área interna da Universidade Federal de São Carlos, na própria cidade de São Carlos, foi necessário o auxílio de transporte para todas as peças.

Em razão da baixa quantidade, vão de no máximo de 4 metros de comprimento e com peso máximo de 15 kN, foi necessária apenas uma viagem de

caminhão. As peças foram acondicionadas na carroceria do caminhão conforme demonstrado na Figura 5-32, podendo ser vistas as unidades de peças componentes de todos os ensaios.

Figura 5-32: Expedição e transporte das peças em caminhão.



Fonte: próprio autor.

Ao chegar à unidade de descarregamento (NetPré), o caminhão entrou na estrutura do laboratório (área de movimentação) e as peças foram descarregadas com o auxílio de ponte rolante. Assim, pôde-se realizar a estocagem e o posicionamento das peças, conforme pode ser visto na Figura 5-33.

Figura 5-33: Chegada das peças e descarregamento no NetPré.



Fonte: próprio autor.

Depois do descarregamento foi realizada uma checagem das peças através de análise visual e, posteriormente, com a verificação das medidas de projeto. Foi garantida, assim, a integridade dos sistemas de ensaio e as condições solicitadas em projeto, com vista na eliminação de variáveis relacionadas à execução ou mesmo inerentes aos processos sistêmicos de execução fabril.

6 METODOLOGIA DOS MODELOS PARA ENSAIO

As peças necessárias para ensaio foram analisadas de acordo com as vertentes de levantamento de variáveis e com as parcelas de esforços que são necessárias para fazer o isolamento. Como medida inicial foi definido que não seriam variadas as medidas das chaves de cisalhamento, o espaçamento entre as interfaces pilar-viga e a capacidade suporte do consolo.

Com as premissas de valores estipulados, foi dada uma nova etapa das variáveis de trabalho, fazendo então o isolamento de cada parcela para definir o quanto cada uma influencia na ligação final.

Para isso, foram estipulados três tipos de ensaios com modelos bem definidos quanto a cada parcela colaborante de esforços: no caso em questão, a capacidade de esforços do consolo, da chave de cisalhamento e da composição de ambas na ligação real, sendo este o modelo mais completo.

6.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Com as variáveis definidas, partiu-se para a montagem e execução dos modelos para ensaio. Foram elaborados para o contexto final três modelos distintos.

6.1.1 Modelo de chave de cisalhamento – PR e PE

Uma das principais variáveis para o desenvolvimento da ligação é a capacidade de suporte da chave de cisalhamento. Assim, foi realizado um modelo que contemplava o isolamento da variável de atrito e cisalhamento com uma chave de cisalhamento já definida.

A geometria adotada para o ensaio da chave de cisalhamento foi conforme a NBR 9062:2017, mais especificamente, conforme a rugosidade apresentada entre a interface pilar-fundação. A norma chega a citar a rugosidade da interface pilar-viga, porém sem estipular qual a geometria mínima.

Quanto ao preenchimento da interface, ou seja, o espaçamento entre o pilar e a viga, foi adotado o valor de 3 centímetros. O valor é suficientemente

compatível com o material de preenchimento (super graute) devido à sua fluidez, garantindo que não seja ultrapassado o valor de 6 centímetros, pois não são acrescentadas a isso as variáveis de retração e inserção de britas junto à argamassa do graute (engrenamento das britas e argamassa).

6.1.1.1 Montagem

O modelo de ensaio é composto de três peças totalmente separadas: dois pilares laterais e um central, unidos posteriormente por grauteamento da junta.

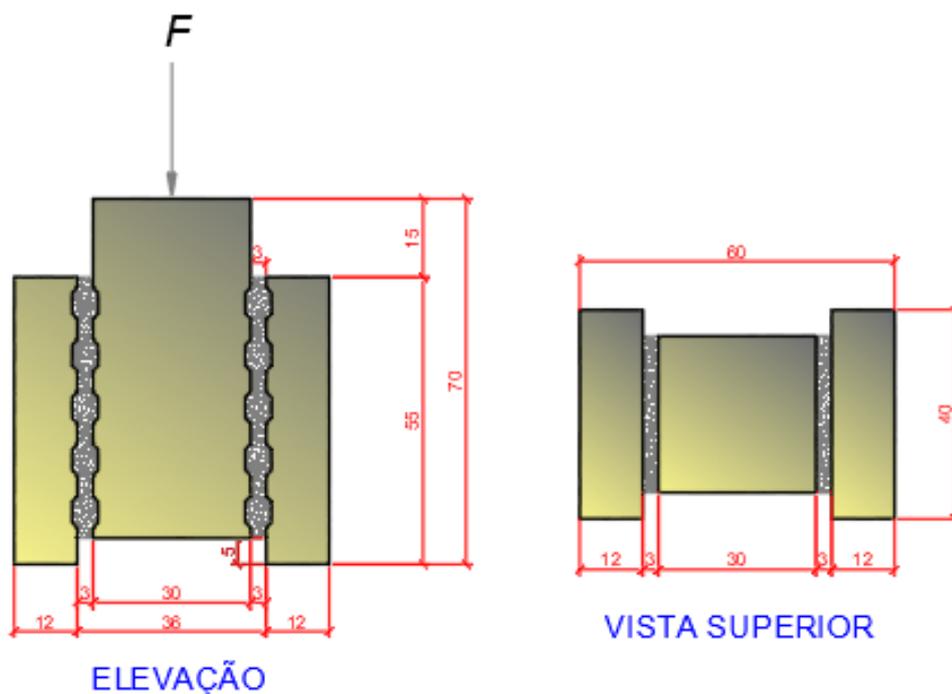
Os pilares externos, chamados de PE, possuem dimensões geométricas de 12 cm x 40 cm x 55 cm, respectivamente, comprimento, largura e altura. Já o pilar interno, chamado de PR, apresenta dimensões de 30 cm x 30 cm x 65 cm.

A montagem se deu pelo confinamento do pilar central (PR) através dos pilares laterais (PE) pelo preenchimento das juntas caracterizando, desta maneira, a chave de cisalhamento. Foram executados dois modelos para averiguação dos esforços sem variação alguma.

A composição executada para os dois modelos foram as seguintes: o primeiro modelo foi composto das peças PE-1/PR-1/PE-2 e o segundo modelo das peças PE-3/PR-2/PE-4.

Como a aplicação de esforços foi dada pelas partes superiores da composição, mais especificamente sobre o ponto central do pilar PR, foi necessário executar uma diferenciação das alturas com a permanência de 5 cm de folga na parte inferior para possíveis deformações e ruptura do modelo de ensaio. Essa configuração pode ser analisada na Figura 6-1.

Figura 6-1: Modelo de aplicação dos esforços para ensaio da chave de cisalhamento.



Fonte: próprio autor.

Após o posicionamento e montagem das peças PE e PR dos modelos, foram executadas as fôrmas laterais para preenchimento de graute e também o travamento e confinamento. Para isso, foram utilizadas madeiras (placas, caibros e ripas), como pode ser visto na Figura 6-2.

Figura 6-2: Travamento e confinamento das peças PE e PR do modelo de ensaio.



Fonte: próprio autor.

6.1.1.2 Grauteamento

Após a liberação das fôrmas, foi feito o grauteamento da região da interface através da utilização de super graute, que apresenta uma alta viscosidade permitindo o total preenchimento sem a necessidade de vibração. Essa etapa pode ser analisada na Figura 6-3.

Figura 6-3: Grauteamento da interface do modelo de chave de cisalhamento



Fonte: próprio autor.

O grauteamento foi executado em etapa única até a cota superior dos pilares PE, garantindo a altura total de preenchimento do estudo de 50 cm. O nivelamento do graute pode ser visto na Figura 6-4. Após o nivelamento é feito o acabamento, deixando a face lisa e com posterior limpeza da região.

Figura 6-4: Nivelamento do graute na face superior do PE.



Fonte: próprio autor.

Após dois dias foram retiradas as fôrmas laterais, averiguando o preenchimento das juntas. Após isso, foi realizada a limpeza do local para o posterior ensaio, conforme pode ser visto na Figura 6-5.

Figura 6-5: Retirada das fôrmas e verificação do preenchimento da junta.



Fonte: próprio autor.

6.1.2 Modelo Pilar consolo e chave de cisalhamento – PCD

O modelo completo onde são agrupadas todas as variáveis e a composição de todas as parcelas de estudo – os esforços do consolo, a ligação, o efeito pino do tirante negativo e a chave de cisalhamento – foi executado a partir de três peças. Configurou-se um pórtico através de dois apoios externos, um pilar central e duas vigas apoiadas.

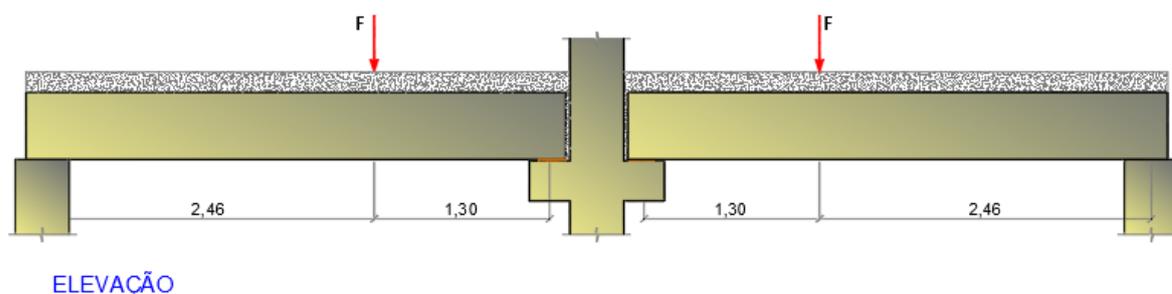
O modelo é composto de duas vigas que apresentam seção transversal de primeira concretagem de 30 cm x 50 cm, respectivamente largura e altura, e seção transversal final de segunda concretagem (no laboratório) de 30 cm x 65 cm. Essas vigas são peças de 400 cm de comprimento com uma das faces de extremidade apresentando a rugosidade e a outra sendo totalmente lisa. A face rugosa está voltada para o pilar central onde foi configurada a ligação final.

O pilar central é composto de uma base alargada para permitir sua estabilização durante o ensaio, evitando seu giro e eliminando uma variável de todo o conjunto. A seção transversal é de 40 cm x 40 cm, com altura total de 161 cm. Em ambos os lados há a presença de consolos com dimensões de 30 cm x 30 cm x 30 cm (altura, largura e comprimento) e há, também, a presença da rugosidade, para que depois do preenchimento da interface junto à viga se dê a configuração da ligação de chave de cisalhamento. É importante ainda salientar que na face superior ainda há uma bainha corrugada passante para a passagem da barra de tirante negativa.

Nas extremidades do pórtico as vigas são simplesmente apoiadas, permitindo o giro livre da seção sem a presença de restrições de esforços. Dessa maneira, trata-se de apoio totalmente articulado.

O modelo de ensaio com as forças de aplicação pode ser demonstrado na Figura 6-6.

Figura 6-6: Pórtico do ensaio PCD com o ponto de aplicação da força externa.



Fonte: próprio autor.

6.1.2.1 Montagem

Para a adequada montagem de todo o sistema de pórtico foi necessária a utilização de pontes rolantes do laboratório (NetPré), permitindo a movimentação e o ajuste fino dos pontos dos apoios estipulados.

Antes da movimentação das peças foi estudado o posicionamento do pórtico na pista de reação bem como os locais de aplicação de forças e os pórticos metálicos de reação, averiguando os pontos de máxima aplicação. Definido o posicionamento, parte-se para a movimentação de peças.

A primeira peça a ser colocada e posicionada é o pilar central no pórtico de menor reação, pois a força de aplicação dada sobre ele simula um carregamento pontual normal sobre o pilar de uma estrutura. Na base de apoio do pilar central foi feita uma camada fina de areia média para absorver qualquer imperfeição de alinhamento e esquadrejamento da base, eliminando a variação de acomodação com a inserção de esforços. Com isso, pode ser então colocado o pilar central no seu correto lugar e alinhado junto ao pórtico central.

Foram preparados também os apoios extremos, verificando as medidas de apoio dos chumbadores e comprimento total das vigas. Sobre esses apoios colocaram-se chapas metálicas para nivelamento e uma célula de carga, no intuito de medir os esforços gerados para a composição dos esforços finais. Ver Figura 6-7.

Figura 6-7: Apoio extremo com chapas e célula de carga para nivelamento da viga.



Fonte: próprio autor.

Com as peças de apoio totalmente niveladas, foi colocado o aparelho de apoio nos consolos do pilar central, que, para este ensaio, utilizou-se da almofada

de elastômero de 20 cm x 20 cm x 1 cm (largura, comprimento e espessura) com dureza de 60 shore. O posicionamento do aparelho de apoio pode ser visto na Figura 6-8.

Figura 6-8: Posicionamento da almofada de elastômero sobre o consolo.



Fonte: próprio autor.

Com toda a parte de apoios agora liberada, procede-se com o içamento das vigas e colocação nos pontos finais. Verifica-se o correto posicionamento das vigas junto ao ponto de transmissão de esforços, ou seja, no chumbador. Assim, são definidos pontos de simetria na largura da seção transversal e também a 12 cm da longitudinal da viga, que são os pontos de posição final dos chumbadores.

A posição final de um dos lados do pórtico pode ser vista na Figura 6-9. Após o posicionamento, procede-se com a montagem do lado subsequente.

Figura 6-9: Posição final da viga de um dos lados do pórtico.

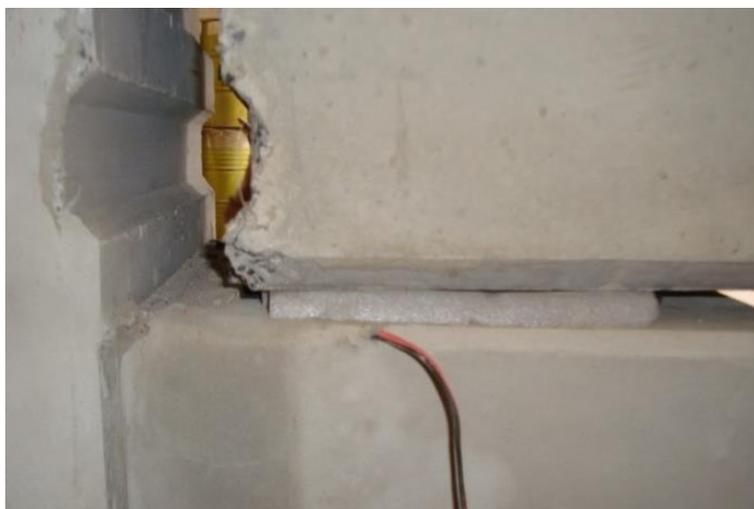


Fonte: próprio autor.

Com o pórtico montado, é necessário fazer a verificação final de alinhamento, conferência e limpeza das seções de apoio.

Liberado o pórtico para a execução de fechamento de fôrmas e concretagem da capa superior, é necessária a colocação de limitadores de juntas na seção transversal da viga junto à almofada de elastômero, de modo a evitar o preenchimento com graute na face inferior da viga. Isso pode ser analisado na Figura 6-10.

Figura 6-10: Inserção de limitadores de juntas no apoio da viga junto ao consolo.



Fonte: próprio autor.

Com essa etapa concluída, faz-se a inserção da armadura negativa de tirante da ligação e, posteriormente, o fechamento da fôrma por completo. Salienta-se que o tirante deve ser passado por dentro dos estribos externos da viga. Ver Figura 6-11.

Figura 6-11: Fechamento da fôrma lateral e presença de tirantes negativos de continuidade dentro dos estribos.



Fonte: próprio autor.

Com as fôrmas totalmente fechadas, estanques e travadas, passa-se para a etapa de concretagem.

6.1.2.2 Grauteamento

Antes da concretagem da capa superior, é necessário o preenchimento com graute nos furos dos chumbadores das vigas, que são os pontos de transmissão de esforços, garantindo o comprimento efetivo da viga, o preenchimento da interface pilar-viga e também dos furos passantes no pilar central para ancoragem das barras negativas da ligação. Esses processos podem ser vistos na Figura 6-12, na Figura 6-13 e na Figura 6-14.

Figura 6-12: Preenchimento com graute no furo do chumbador do consolo.



Fonte: próprio autor.

Figura 6-13: Preenchimento da interface pilar-viga.



Fonte: próprio autor.

Figura 6-14: Extravasamento do graute através do furo passante.



Fonte: próprio autor.

6.1.2.3 Concretagem

Com o grauteamento dos pontos necessários, pode ser executada a capa superior da viga com concreto moldado no local. A capa foi projetada para um concreto de resistência característica final à compressão de 30 MPa.

O processo de concretagem foi iniciado com o preparo da base de recebimento, através da limpeza e retirada de qualquer resquício de elemento solto. Logo depois, com o traço já estipulado e o correto local de preparo do concreto, com uma zona de trabalho onde estavam presentes todos os materiais necessários (cimento, areia média, brita-1 e água), iniciou-se o preparo do concreto.

O concreto foi misturado em uma betoneira de 400 litros de capacidade total e previsto com um slump de 8 cm. O transporte do concreto até a viga foi dado por baldes lançados diretamente na parte superior, onde posteriormente através de vibração (vibrador do tipo imersão), foi adensado. Isso pode ser analisado na Figura 6-15.

Figura 6-15: Adensamento do concreto através de vibrador por imersão.



Fonte: próprio autor.

Esse procedimento foi feito em toda a extensão da viga, adensando e nivelando o concreto pela parte superior da fôrma de madeira, que já complementava a altura final de 15 cm do capeamento. Ver Figura 6-16.

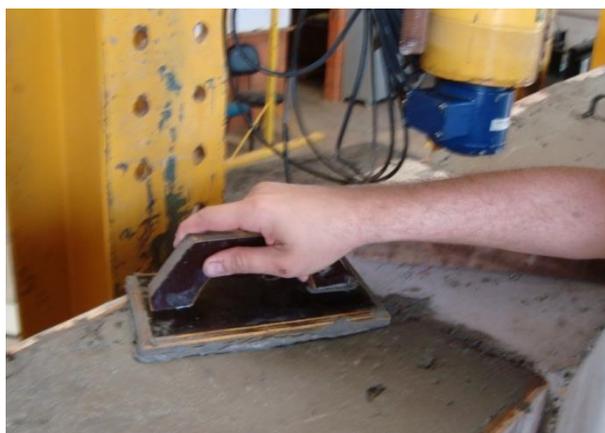
Figura 6-16: Adensamento e nivelamento da capa de concreto.



Fonte: próprio autor.

Após a concretagem, dá-se o nivelamento e desempenamento da parte superior da viga, com o auxílio de uma desempenadeira de madeira. Para alisamento da superfície, o processo de desempenar é executado com movimentos circulares após 30 minutos posteriores à concretagem, que é o tempo necessário para o concreto iniciar o processo de cura. Essa etapa do trabalho pode ser analisada na Figura 6-17.

Figura 6-17: Desempenamento e alisamento do concreto da viga.



Fonte: próprio autor.

Com essa etapa concluída, o resultado final desse nivelamento e acabamento da parte superior da viga pode ser visto na Figura 6-18.

Figura 6-18: Acabamento da parte superior da viga.



Fonte: próprio autor.

Após duas horas do acabamento foi iniciado o processo de cura úmida. Esse procedimento consiste no lançamento de água na parte superior da viga, permitindo o processo de hidratação do cimento e garantindo boa resistência e a minoração de fissuras de retração do cimento durante a secagem do concreto. A cura pode ser vista na Figura 6-19.

Figura 6-19: Cura úmida do concreto com água.



Fonte: próprio autor.

O processo de cura foi repetido após 24 horas de concretagem. Assim, o acabamento final pode ser visto na Figura 6-20.

Figura 6-20: Peça após repetição do lançamento de água.



Fonte: próprio autor.

Com a concretagem já executada e posteriormente ao lançamento de água, foram retiradas as fôrmas e procedeu-se à limpeza das peças e do local para a sequência de instrumentação e preparo do ensaio. Na Figura 6-21, a retirada de fôrmas laterais de madeira com o auxílio de uma alavanca pode ser vista.

Figura 6-21: Retirada da fôrma lateral da viga.



Fonte: próprio autor.

Após a retirada, pode ser visto na Figura 6-22 o pórtico totalmente pronto e liberado para instrumentação.

Figura 6-22: Etapa de concretagem do pórtico finalizada.



Fonte: próprio autor.

6.2 INSTRUMENTAÇÃO

Para a realização dos ensaios foram inseridos equipamentos em pontos estratégicos, de acordo com a necessidade de medição e o tipo de medidas. Portanto, os equipamentos utilizados foram fornecidos pelo laboratório NetPré, essencialmente compostos de célula de cargas, extensômetros, *strain gage*, transdutores e clinômetro.

Os equipamentos utilizados foram:

- ✓ 2 atuadores hidráulicos fabricados pela ENERPAC com capacidade máxima de 1000 kN e com alimentação através de bomba manual. Utilização para incrementação de esforços sobre o ponto de aplicação de força;
- ✓ 1 atuador hidráulico fabricado pela ENERPAC com capacidade máxima de 500 kN com alimentação através de bomba manual. Utilização para incrementação de esforços sobre o ponto de aplicação de força;
- ✓ 2 células de carga em anel da marca MSI (micro sensor industrial) com capacidade máxima de 250 kN, para medição das reações nas extremidades do pórtico;
- ✓ 10 transdutores LVTD (Linear Variable Differential Transducers) para medidas de deslocamentos lineares em pontos específicos;
- ✓ 4 extensômetros de bases removíveis (EBR) para medida de deslocamentos lineares em pontos específicos;
- ✓ 2 *strain gages* do tipo BF-120-5AA, de $119,4 \pm 0,1$ ohms, com *gage factor* de $2,0 \pm 1\%$, para medidas de deslocamento lineares, necessários para determinação da tensão da barra;
- ✓ 1 clinômetro da MSI (micro sensor industrial), necessário para monitoramento da inclinação e rotação em um determinado ponto;
- ✓ 1 sistema de aquisição de dados do tipo 5100 B da *System 5000*, que possui um total de 30 canais de recepção.

As quantidades totais dos equipamentos utilizados para o modelo de pórtico bem como as suas especificações são apresentadas na Tabela 6-1 e na Tabela 6-2, respectivamente. Ressalta-se que para os outros modelos foram utilizados os mesmos tipos de equipamentos, porém, em quantidades menores.

Tabela 6-1: Equipamentos utilizados nos ensaios.

Equipamentos de Medição	Nomenclatura	Quantidade
Célula de carga	CC	5
Clinômetro	CL	1
Extensômetro de base removível	EBR	4
Transdutor	TD	10
<i>Strain Gage</i>	SG	2

Fonte: próprio autor.

Tabela 6-2: Especificações dos equipamentos utilizados.

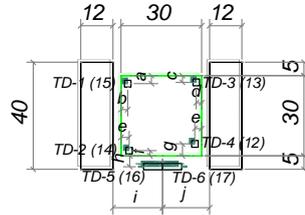
Instrumento	Nomenclatura	Especificação	Capacidade	Precisão	Canal	Função
Célula de carga-1	CC-1	80805	1000 kN	0,246 kN	15	leituras de força
Célula de carga-2	CC-2	80809	500 kN	0,09 kN	16	leituras de força
Célula de carga-3	CC-3	80804	1000 kN	0,246 kN	17	leituras de força
Célula de carga-4	CC-4	42604	250 kN	0,09 kN	13	leituras de força
Célula de carga-5	CC-5	42605	250 kN	0,09 kN	14	leituras de força
Clinômetro	CL	42903	5 graus	0,0005	32	leituras de rotação
Extensômetro de base removível-1	EBR-1	80811	2 mm	0,0012 mm	28	leituras de deformação
Extensômetro de base removível-2	EBR-2	42610	2 mm	0,0012 mm	29	leituras de deformação
Extensômetro de base removível-3	EBR-3	80810	2 mm	0,0012 mm	30	leituras de deformação
Extensômetro de base removível-4	EBR-4	2611	2 mm	0,0012 mm	31	leituras de deformação
Transdutor-1	TD-1	4398	25 mm	0,0225 mm	18	leituras de deslocamentos
Transdutor-2	TD-2	7375	25 mm	0,0225 mm	19	leituras de deslocamentos
Transdutor-3	TD-3	4399	25 mm	0,0225 mm	20	leituras de deslocamentos
Transdutor-4	TD-4	4437	25 mm	0,0225 mm	21	leituras de deslocamentos
Transdutor-5	TD-5	4450	25 mm	0,0225 mm	22	leituras de deslocamentos
Transdutor-6	TD-6	7530	25 mm	0,0225 mm	23	leituras de deslocamentos
Transdutor-7	TD-7	4453	25 mm	0,0225 mm	24	leituras de deslocamentos
Transdutor-8	TD-8	4438	25 mm	0,0225 mm	25	leituras de deslocamentos
Transdutor-9	TD-9	7374	25 mm	0,0225 mm	26	leituras de deslocamentos
Transdutor-10	TD-10	4397	25 mm	0,0225 mm	27	leituras de deslocamentos
<i>Strain Gage-1</i>	SG-1	<i>gage factor</i> 2.0 ± 1%	5 mm	0,2 mm	11	leituras de deformação
<i>Strain Gage-2</i>	SG-2	<i>gage factor</i> 2.0 ± 1%	5 mm	0,2 mm	12	leituras de deformação

Fonte: próprio autor.

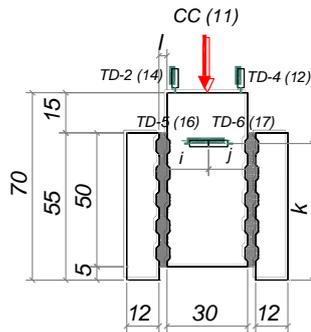
A instrumentação do modelo PR-1

Figura 6-23: Posicionamento da instrumentação do modelo PR-1.

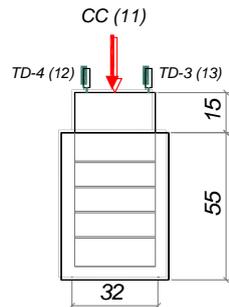
PLANTA - MODELO PR1



VISTA LATERAL - MODELO PR1



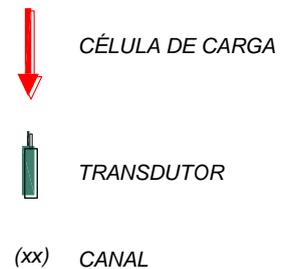
VISTA FRONTAL - MODELO PR1



LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

DISTÂNCIA (cm)	ENSAIO 2 MODELO PR1
a	3
b	2,5
c	5
d	1,5
e	2
f	3,5
g	4
h	3
i	18
j	18
k	51
l	3

a = distância do centro do TD-1 à face externa do pilar
b = distância do centro do TD-1 à face interna do pilar
c = distância do centro do TD-3 à face externa do pilar
d = distância do centro do TD-3 à face interna do pilar
e = distância do centro dos TDs 2 e 4 à face interna do pilar
f = distância do centro do TD-2 à face externa do pilar
g = distância do centro do TD-4 à face externa do pilar
h = distância do centro dos TDs 5 e 6 à face externa do pilar
i = distância da extremidade do TD-5 à face da viga
j = distância da extremidade do TD-6 à face da viga
k = distância do centro dos TDs 5 e 6 à face inferior da viga
l = largura da junta

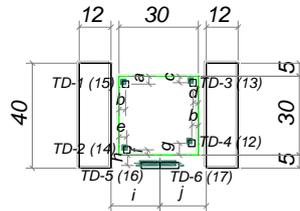


Fonte: próprio autor.

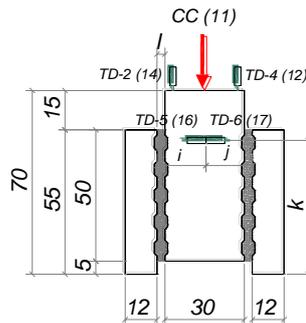
A instrumentação do modelo PR-2

Figura 6-24: Posicionamento da instrumentação do modelo PR-2.

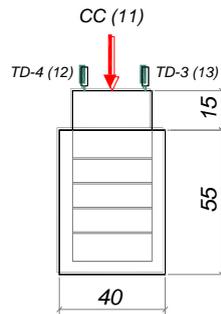
PLANTA - MODELO PR2



VISTA LATERAL - MODELO PR2



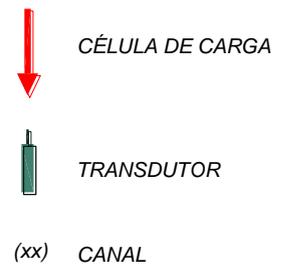
VISTA FRONTAL - MODELO PR2



LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

- a* = distância do centro do TD-1 à face externa do pilar
- b* = distância do centro dos TDs 1 e 4 à face interna do pilar
- c* = distância do centro do TD-3 à face externa do pilar
- d* = distância do centro do TD-3 à face interna do pilar
- e* = distância do centro do TD-2 à face interna do pilar
- f* = distância do centro do TD-2 à face externa do pilar
- g* = distância do centro do TD-4 à face externa do pilar
- h* = distância do centro dos TDs 5 e 6 à face externa do pilar
- i* = distância da extremidade do TD-5 à face da viga
- j* = distância da extremidade do TD-6 à face da viga
- k* = distância do centro dos TDs 5 e 6 à face inferior da viga
- l* = largura da junta

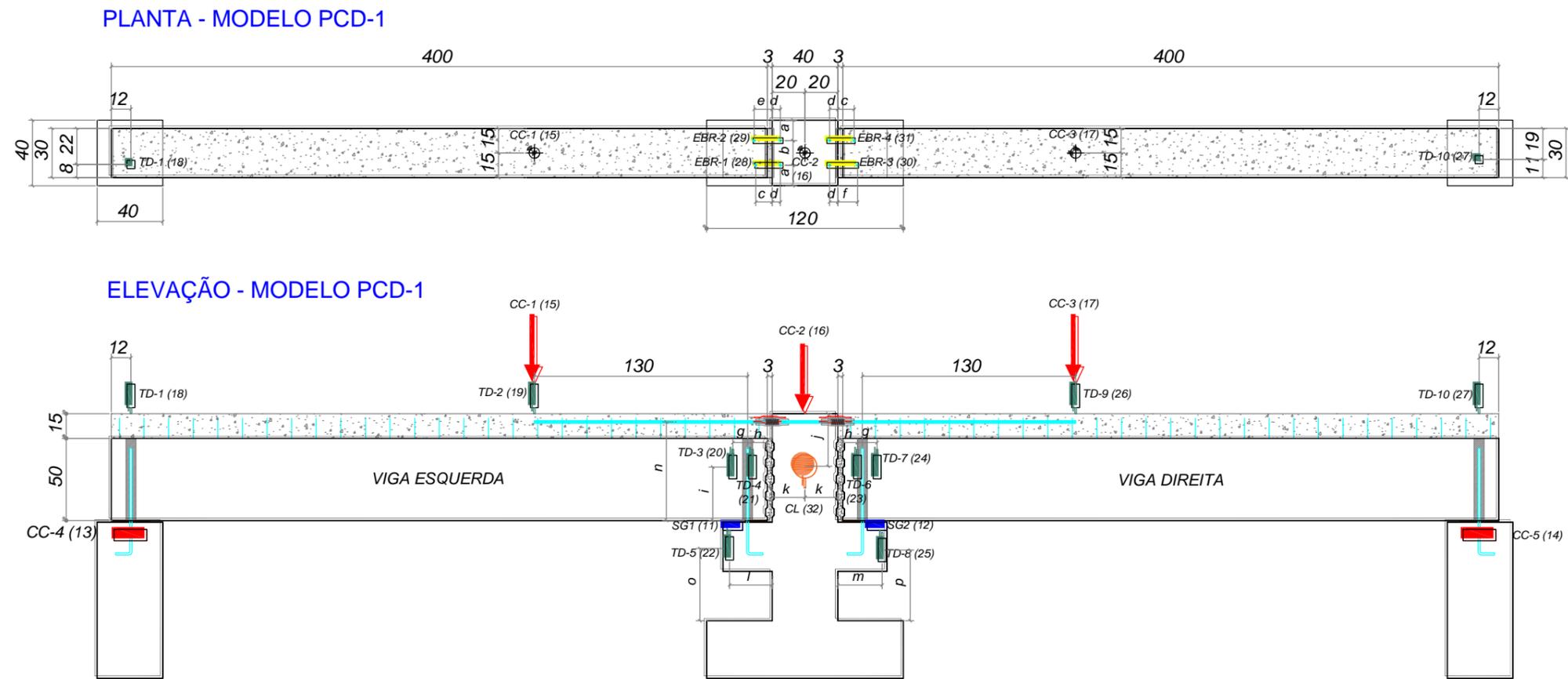
DISTÂNCIA (cm)	ENSAIO 3 MODELO PR2
<i>a</i>	3
<i>b</i>	2,5
<i>c</i>	2,5
<i>d</i>	2
<i>e</i>	3
<i>f</i>	2
<i>g</i>	4,5
<i>h</i>	4
<i>i</i>	18,5
<i>j</i>	17,5
<i>k</i>	51
<i>l</i>	3



Fonte: próprio autor.

A instrumentação do modelo PCD

Figura 6-25: Posicionamento da instrumentação do modelo PCD-1.



DISTÂNCIA (cm)	ENSAIO 1 PCD-1
a	12,5
b	15
c	10
d	5
e	11
f	12
g	12
h	9
i	32,5
j	32
k	20
l	26
m	28
n	60
o	44
p	43

LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

- a= distância entre o centro dos EBRs 1, 2, 3 e 4 à face do pilar
- b= distância entre os EBRs 1 e 2 e entre os EBRs 3 e 4
- c= distância do ponto de marcação dos EBRs 1 e 4 à face do pilar
- d= distância do ponto de fixação dos EBRs 1, 2, 3 e 4 à face do pilar
- e= distância do ponto de marcação do EBR 2 à face do pilar
- f= distância do ponto de marcação do EBR 3 à face do pilar
- g= distância entre os centros dos TD-3 e TD-4 e entre TD-6 e TD-7
- h= distância do centro dos TD-4 e TD-6 à extremidade da viga
- i= distância do centro dos TDs 3, 4, 6 e 7 à face inferior da viga
- j= distância do centro do CL ao topo do pilar
- k= distância do centro do CL à face do pilar
- l= distância do centro do TD-5 à face do pilar
- m= distância do centro do TD-8 à face do pilar
- n= distância do centro da armadura negativa à face inferior da viga
- o= distância do centro do TD-5 à face superior da base do pilar
- p= distância do centro do TD-8 à face superior da base do pilar

-  CÉLULA DE CARGA
-  CÉLULA DE CARGA (ANEL)
-  CLINÔMETRO
-  STRAIN GAGE
-  TRANSDUTOR
-  EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL
- (xx) CANAL

Fonte: próprio autor.

Para os modelos PR-1 e PR-2 foram utilizados seis transdutores elétricos e uma célula de carga para aplicação da força. Foram colocados quatro transdutores em cada extremidade do pilar na parte superior, adequadamente posicionados para medir as deformações de abaixamento, e dois transdutores lateralmente, com o intuito de medir as deformações laterais e monitorar o alinhamento e transmissões de forças de maneira igualitária para ambos os lados. A instrumentação final pode ser vista na Figura 6-26.

Figura 6-26: Instrumentação do modelo PR-1, ensaio de atrito-cisalhamento.



Fonte: próprio autor.

Já para o modelo PCD que contempla o pórtico completo, a instrumentação foi dada de acordo com a necessidade de medidas em variados pontos.

No apoio da extremidade da viga que trabalha totalmente articulada (face lisa), foram colocadas células de carga e transdutores elétricos para determinar a carga de reação no apoio e a deformação sofrida. Ver Figura 6-27.

Figura 6-27: Instrumentação no apoio articulado.



Fonte: próprio autor.

No pilar central do pórtico foi necessário medir as deformações (abertura das fissuras) na parte superior do pilar através de EBR (extensômetro elétrico de base removível), sendo, portanto fixadas quatro unidades, uma em cada extremidade do pilar, bem como o travamento através da aplicação de carga pontual, simulando um esforço normal. Isso pode ser visto na Figura 6-28.

Figura 6-28: Instrumentação na parte superior do pilar central do pórtico.



Fonte: próprio autor.

Lateralmente, no pilar central, mais especificamente no consolo, foram inseridos transdutores para determinação das deformações sofridas, sendo esses colocados de uma maneira com que se pudesse determinar também o giro relativo em relação ao ponto de aplicação de esforços (chumbador). Há também a presença de um clinômetro, localizado no corpo do pilar, para monitoramento da inclinação do pilar com a incrementação de esforços ao longo do ensaio. Essa instrumentação pode ser analisada na Figura 6-29.

Figura 6-29: Instrumentação lateral do pilar central.



Fonte: próprio autor.

Na parte final da instrumentação pode ser vista a Figura 6-30, em que se analisa a dificuldade e a quantidade de interferências de fiação e de movimentação para visualização do pórtico. Nota-se a quantidade de pontos totais de instrumentação, onde podem ser monitoradas todas as deformações e pontos de aplicação de cargas necessários para a análise do comportamento final do pórtico.

Figura 6-30: Instrumentação final do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

É importante ainda salientar que, nos ensaios, foram atingidas as capacidades máximas da pista de reação ou dos atuadores hidráulicos ou, ainda, a do próprio pórtico metálico de reação.

7 ENSAIO E RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Para melhor avaliação da influência da interface pilar-viga, foram realizados ensaios através do cisalhamento direto de maneira que se pudesse determinar a real grandeza dos esforços característicos, as partes mobilizadas na ligação devido às solicitações e, ainda, o modo de ruptura sofrido até o total esgotamento da capacidade da ligação.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com carregamento monotônico, aplicados de forma incremental e com carregamento total até 500 kN. Dessa maneira, pode-se analisar a capacidade portante da chave de cisalhamento em elementos confinados, ou seja, sem a presença de rotação.

No ensaio de pórtico do modelo PCD, pode-se avaliar a influência direta da chave de cisalhamento em uma ligação, trabalhando de forma real. Essa ligação é composta de várias parcelas resistentes aos esforços solicitantes, que colaboram de forma conjunta para o resultado final. As parcelas componentes da ligação semirrígida com a presença de chave de cisalhamento são: a parcela de consolo, de chave de cisalhamento, da ligação semirrígida e do efeito pino da barra de tirante negativo.

7.1 CONCRETO

O concreto foi obtido de duas maneiras distintas para execução de todas as peças. Ele é diferenciado em duas etapas: a de pré-fabricação e da moldagem no local.

O concreto pré-fabricado apresenta o traço já definido no item 4.5.2 deste trabalho e foi estipulado originalmente para uma resistência característica à compressão de 40 MPa. As peças foram executadas nos dias 25 de janeiro e 27 de janeiro de 2018. Foram retirados corpos de prova (ver Figura 7-1) de cada massada de concreto feito em misturador mecânico em fábrica, apresentando na Tabela 7-1 as quantidades, datas de moldagem, data de rompimento e a resistência de utilização.

Figura 7-1: Corpos de prova das massadas de concreto em fábrica.



Fonte: próprio autor.

Tabela 7-1: Caracterização dos corpos de prova feitos em fábrica.

Massada	Espalhamento (mm)	Corpos de prova	Moldagem	Rompimento	f_{cj} (MPa)
Massada-1	650	CP1	25/01/2018	15/02/2018	35,3
		CP2	25/01/2018	15/02/2018	32,6
		CP3	25/01/2018	15/02/2018	36,4
Massada-2	650	CP4	25/01/2018	15/02/2018	37,9
		CP5	25/01/2018	20/02/2018	38,4
		CP6	25/01/2018	20/02/2018	37,8
Massada-3	620	CP1	27/01/2018	20/02/2018	42,3
		CP2	27/01/2018	20/02/2018	42,1
		CP3	27/01/2018	20/02/2018	42,2
		CP4	27/01/2018	20/02/2018	42,3

Fonte: próprio autor.

Já o concreto moldado no local para o modelo PCD foi executado em quatro betonadas distintas no próprio NetPré, apresentando uma característica definida com resistência de 30 MPa. O traço foi confeccionado para 90 litros de concreto e o controle da resistência característica do concreto à compressão foi dado através da retirada de um corpo de prova por betonada. O traço utilizado para a execução desse concreto pode ser analisado na Tabela 7-2.

Tabela 7-2: Traço do concreto com moldagem no local.

Material	Betonada-1 (kg)	Betonada-2 (kg)	Betonada-3 (kg)	Betonada-4 (kg)
Cimento CPV ARI Holsin	40,30	39,50	41,10	41,10
Areia Média	81,45	80,91	82,10	82,40
Brita-1	127,15	126,15	128,35	125,90
Água	22,10	23,05	22,40	22,20

*Quantidade por betonada de 90 litros de concreto.

*Foi retirado 1 corpo de prova por betonada

Fonte: próprio autor.

Durante a concretagem foi retirado um corpo de prova por betonadas e foram medidos também o abatimento de cone (slump test), conforme pode ser demonstrado na Figura 7-2.

Figura 7-2: Abatimento do concreto através do *slump test*



Fonte: próprio autor.

Após um dia de concretagem da capa, foram desmontados os corpos de prova e levados para rompimento na fábrica, que disponibilizou o equipamento. Podem ser vistos os corpos de prova e a prensa de rompimento na Figura 7-3, e na Tabela 7-3 são apresentados os resultados finais e dias de rompimento de cada corpo de prova.

Figura 7-3: Corpos de prova referente a cada betonada de concreto moldado no local.



Fonte: Próprio autor.

Tabela 7-3: Caracterização dos corpos de prova moldados no local.

Betonada	Slump test (mm)	Corpos de prova	Moldagem	Rompimento	f_{cj} (MPa)
Betonada-1	75	CP1	10/02/2018	15/02/2018	22,0
Betonada-2	80	CP2	10/02/2018	15/02/2018	22,8
Betonada-3	75	CP3	10/02/2018	15/02/2018	22,4
Betonada-4	75	CP4	10/02/2018	15/02/2018	24,0

Fonte: próprio autor.

7.2 GRAUTE

Para o preenchimento das juntas da chave de cisalhamento foi utilizado o material super graute da Quartzolit, cuja ficha técnica está apresentada no ANEXO C.

O graute foi utilizado para o preenchimento das chaves de cisalhamento da interface pilar-viga do modelo PCD e também para a interface pilar-pilar do modelo PR-1 e PR-2, ambos executados no dia 10 de fevereiro de 2018. Para o total

preenchimento dos modelos citados foi necessária a realização de duas massadas, sendo retirado um corpo de prova por massada para controle da resistência característica no momento do ensaio. Os corpos de prova de graute podem ser vistos na Figura 7-4.

Figura 7-4: Corpos de prova de graute de preenchimento da chave de cisalhamento.



Fonte: Próprio autor.

A resistência final à compressão dos corpos de prova no dia do ensaio dos modelos pode ser analisada na Tabela 7-4.

Tabela 7-4: Caracterização dos corpos de prova do graute de preenchimento.

Material	Corpo de prova	Moldagem	Rompimento	fcj de rompimento (MPa)
Super graute quartzolit	GR1	10/02/2018	15/02/2018	42,70
Super graute quartzolit	GR2	10/02/2018	20/02/2018	45,10

Fonte: Próprio autor.

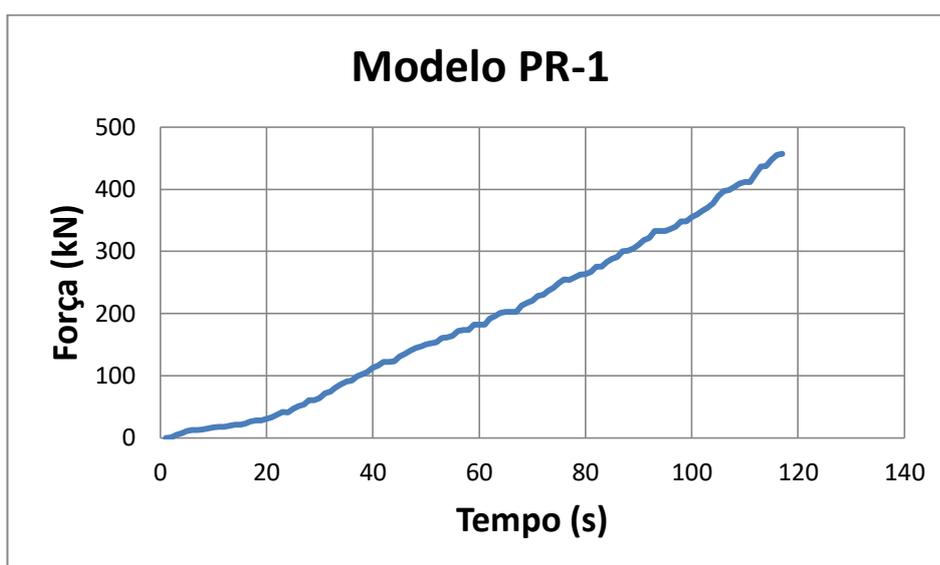
7.3 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Como objetivo principal do trabalho para obtenção dos esforços resistidos pela chave de cisalhamento entre a interface pilar-viga, foram executados dois modelos para ensaio chamados de PR-1 e PR-2. Esses modelos ajudam a isolar

uma das parcelas que compõem a ligação semirrígida, sendo a parte referente à parcela resistente dos esforços totais absorvidos rugosidade da chave de cisalhamento. Para essa análise é importante frisar que os modelos de ensaio se encontram confinados e sem deformações estruturais de rotação das extremidades das vigas.

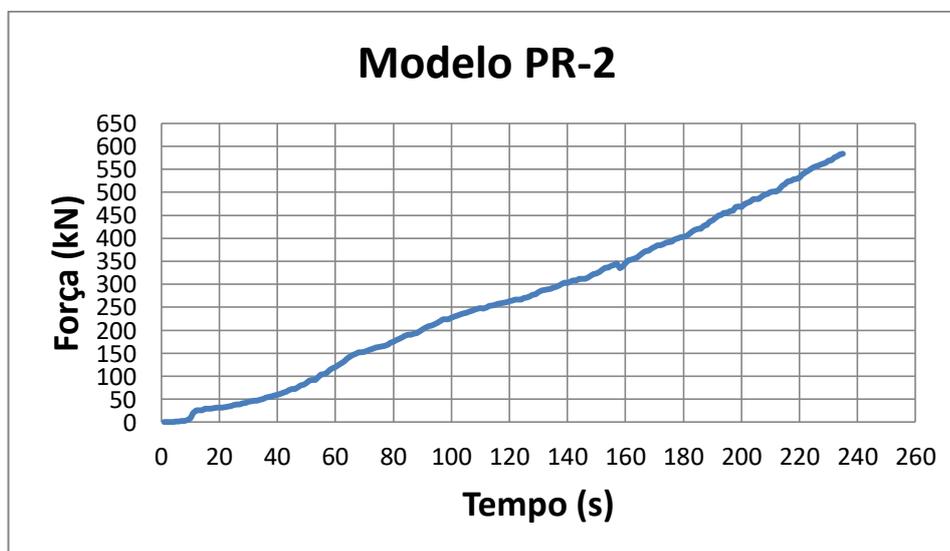
Nos dois modelos foram aplicadas forças axiais superiores em um determinado tempo, como pode ser analisado nas Figura 7-5 e Figura 7-6.

Figura 7-5: Gráfico de aplicação de força x tempo do modelo PR-1.



Fonte: próprio autor.

Figura 7-6: Gráfico de aplicação de força x tempo do modelo PR-2.



Fonte: próprio autor.

Para os ensaios, foram aplicadas forças axiais à parte superior da peça PR-1 e PR-2 de forma centrada e incremental. As forças de aplicação chegaram aos valores de 456,70 kN para o modelo PR-1 e de 583,73 kN para o modelo PR-2.

É importante frisar que esses modelos foram ensaiados no sistema confinado, sendo travadas as peças laterais através de blocos de concreto e ainda com preenchimento dos vazios com areia. Assim, todo o sistema não permite aberturas e deslocamentos laterais.

Foram utilizados transdutores elétricos lateralmente, conforme mostrado na Figura 7-7, para averiguação e monitoramento das deformações laterais, e ainda transdutores na face superior para medir as deformações de abaixamento da peça central.

Figura 7-7: Transdutores elétricos laterais ao modelo PR-2.



Fonte: próprio autor.

Nota-se que, para os dois modelos, o aparecimento das primeiras fissuras se deu a partir de um carregamento aplicado na face superior de 340 kN e 300 kN, respectivamente para os modelos PR-1 e PR-2. Na Figura 7-8 observa-se as

fissuras de forma perpendicular à chave de cisalhamento e, com o acréscimo de carregamento, as fissuras aumentam e sobem através da geometria da rugosidade.

Figura 7-8: Fissuração no canto inferior esquerdo do modelo PR-2.



Fonte: próprio autor.

Os transdutores elétricos colocados na parte superior dos modelos não apresentaram valores significativos de deformações até um carregamento na ordem de 200 kN. Como as deformações foram praticamente constantes de ambos os lados dos modelos, pode-se atribuir que ambos os lados estavam resistindo à mesma parcela de esforços. Assim, assume-se que cada lado resistiu à metade do esforço aplicado.

Conforme mostrado na Figura 7-9, o descolamento de parte do preenchimento junto à interface dos pilares aconteceu com carregamento de 300 kN

para os dois modelos. Esse descolamento aconteceu na face superior dos elementos, sendo que a parte inferior permaneceu aderida, porém com fissuras.

Figura 7-9: Deslocamento do graute na interface junto ao pilar.



Fonte: próprio autor.

Com o acréscimo incremental de forças, pode-se notar o aparecimento de fissuras diagonais à rugosidade, conforme é visto nas Figura 7-10 e Figura 7-11.

Figura 7-10: Fissuras diagonais no modelo PR-1.



Fonte: próprio autor.

Figura 7-11: Fissuras diagonais no modelo PR-2.



Fonte: próprio autor.

No modelo PR-1, as fissuras apareceram com esforços de 300 kN e ficaram ainda mais nítidas com 410 kN. Porém, para o modelo PR-2, as fissuras

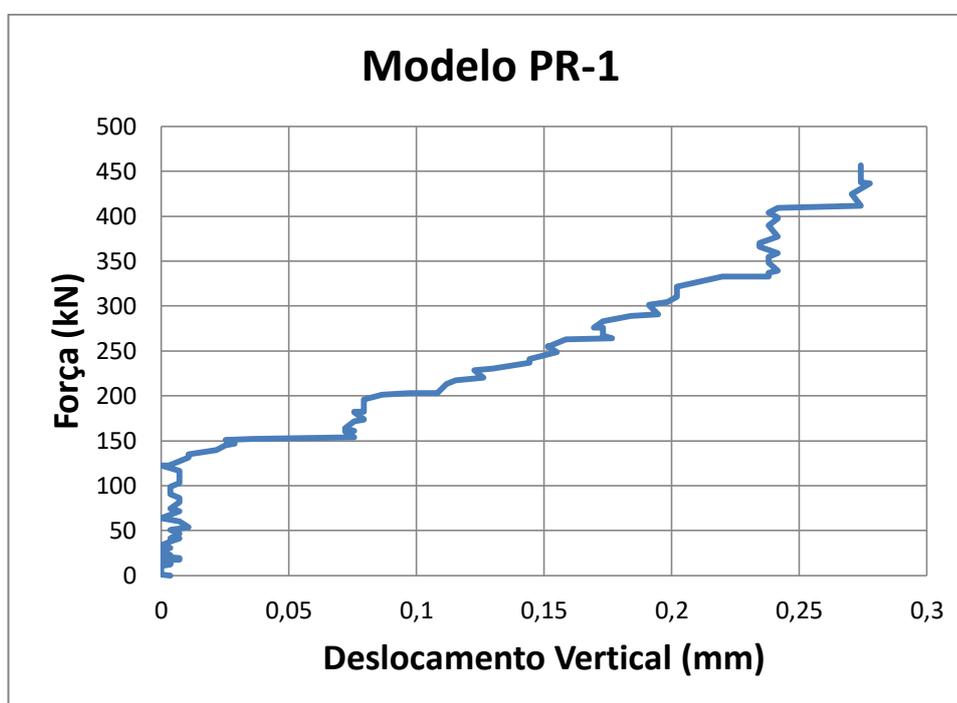
aparecem mais recentes com cargas de 340, e com acréscimo ficaram ainda mais nítidas.

Ressalta-se que o ensaio foi finalizado com o aparecimento das fissuras diagonais e também por limitação da aparelhagem de reação (aplicação de esforços). É um resultado bastante expressivo porque se entende que após a fissuração diagonal já ocorreu o rompimento do concreto por compressão e, em um sistema confinado, somente a parcela de atrito e engrenamento dos agregados presente no graute é que resiste aos esforços.

Em um sistema real de ligação com a presença de rotações das faces, o atrito não auxiliaria no balanceamento de esforços resistentes.

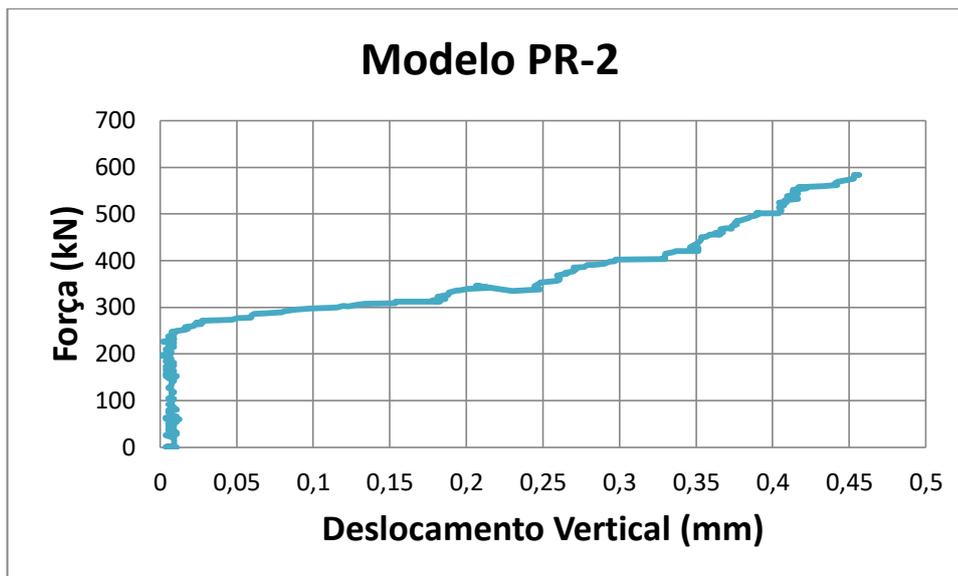
Para avaliação das deformações verticais em relação à força aplicada é importante o auxílio dos gráficos presentes na Figura 7-12 e Figura 7-13.

Figura 7-12: Gráfico da força aplicada x deslocamento vertical do PR-1.



Fonte: próprio autor.

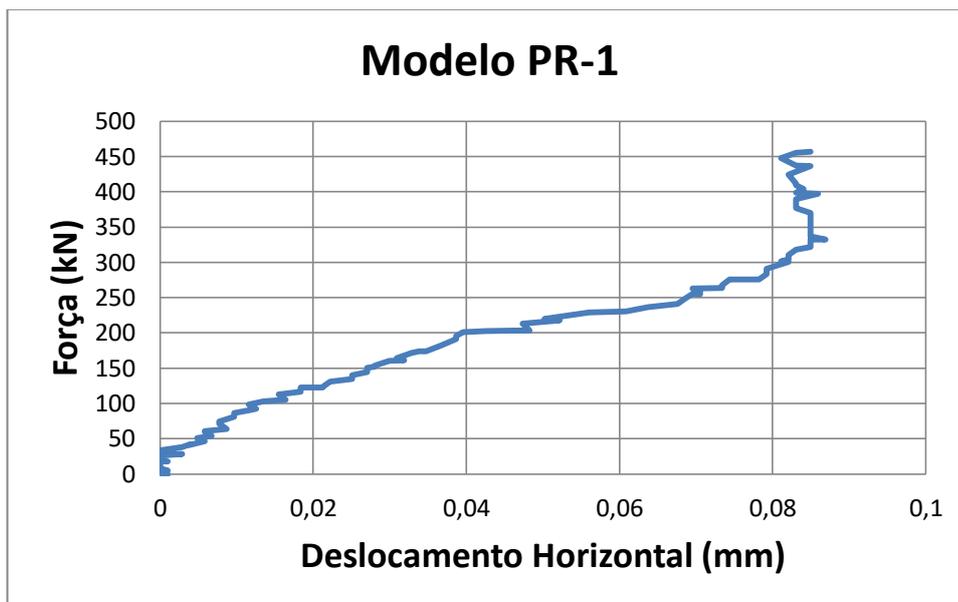
Figura 7-13: Gráfico da força aplicada x deslocamento vertical do PR-2.



Fonte: próprio autor.

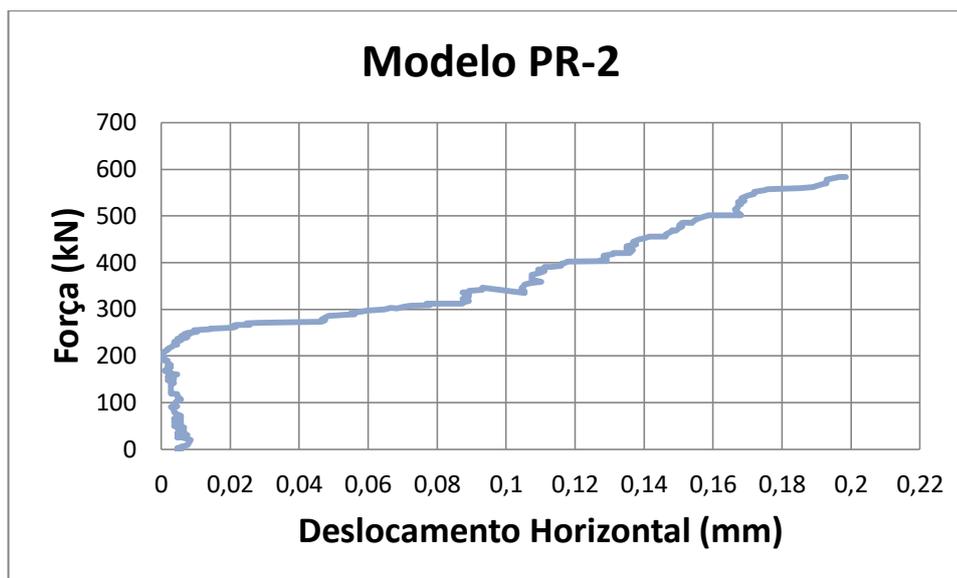
Os deslocamentos horizontais são apresentados nas Figura 7-14 e Figura 7-15.

Figura 7-14: Gráfico da força aplicada x deslocamento horizontal do PR-1.



Fonte: próprio autor.

Figura 7-15: Gráfico da força aplicada x deslocamento horizontal do PR-2.



Fonte: próprio autor.

Um dos parâmetros importantes para avaliação é o cálculo da tensão de cisalhamento na chave. Assim,

Para o modelo PR-1:

$$\tau_{\text{cis.PR-1}} = \frac{\frac{F_{\text{aplicada}}}{2}}{L_{\text{rugosidade}} \times b}$$

Sendo:

τ_{cis} = tensão de cisalhamento na rugosidade;

F_{aplicada} = força máxima aplicada no atuador hidráulico;

$L_{\text{rugosidade}}$ = comprimento da rugosidade considerando as reentrâncias;

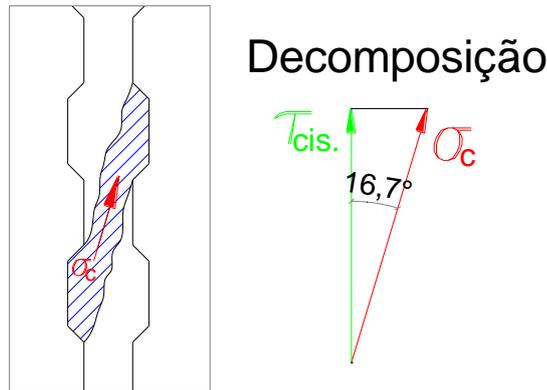
b = comprimento da base de apoio.

$$\tau_{\text{cis.PR-1}} = \frac{\frac{456,70}{2}}{0,5414 \times 0,30}$$

$$\therefore \tau_{\text{cis.PR-1}} = 1405,92 \text{ kN/m}^2$$

A tensão de compressão da biela é dada conforme a Figura 7-16.

Figura 7-16: Tensão de compressão na biela da chave de cisalhamento.



Fonte: próprio autor.

$$\cos (16,7^\circ) = \frac{\tau_{cis.}}{\sigma_c} = \frac{1405,92}{\sigma_c}$$

$$\therefore \sigma_c = 1467,83 \text{ kN/m}^2$$

Assim, a tensão de tração na junta dada perpendicularmente à tensão de compressão é de:

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2 \times \tau_{cis.}}{\sigma_t}$$

$$\text{tg } (2 \times 16,7^\circ) = \frac{2 \times 1405,92}{\sigma_t}$$

$$\sigma_t = 4264,38 \text{ kN/m}^2$$

Para o modelo PR-2:

$$\tau_{cis.PR-2} = \frac{\frac{F_{aplicada}}{2}}{L_{rugosidade} \times b}$$

$$\tau_{cis.PR-2} = \frac{\frac{583,73}{2}}{0,5414 \times 0,30}$$

$$\therefore \tau_{cis.PR-2} = 1796,98 \text{ kN/m}^2$$

A tensão de compressão da biela é dada por:

$$\cos (16,7^\circ) = \frac{\tau_{cis.}}{\sigma_c} = \frac{1796,98}{\sigma_c}$$

$$\therefore \sigma_c = 1876,11 \text{ kN/m}^2$$

Assim, a tensão de tração na junta dada perpendicularmente à tensão de compressão é de:

$$\operatorname{tg}(2 \times 16,7^\circ) = \frac{2 \times 1796,98}{\sigma_t}$$

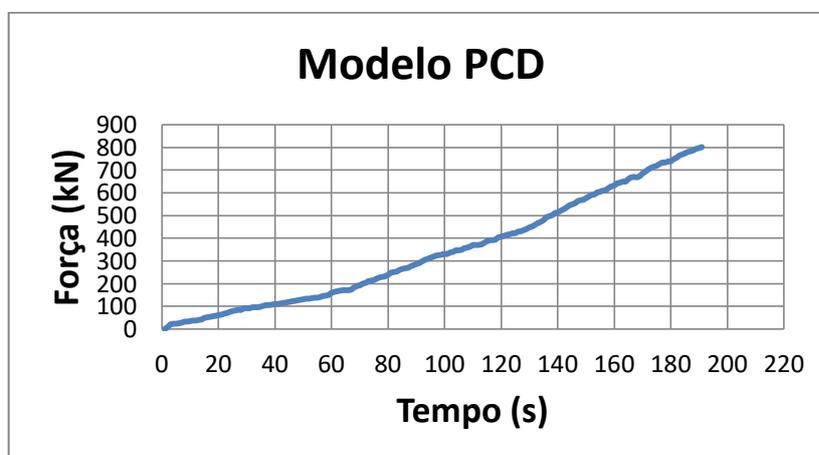
$$\sigma_t = 5450,53 \text{ kN/m}^2$$

7.4 ENSAIO DO PÓRTICO COM LIGAÇÃO

Para uma análise mais ampla do funcionamento da chave de cisalhamento foi executado o modelo PCD, que contempla todas as parcelas resistentes aos esforços impostos na viga. Essas parcelas são compostas de esforços resistidos pelo consolo, chave de cisalhamento, efeito pino e ligação semirrígida.

A aplicação da força sobre a viga foi através do atuador hidráulico posicionado a 130 cm do ponto de aplicação de esforços no consolo (chumbador) de ambos os lados do pórtico. Durante todo o período de aplicação da força foi analisado o comportamento de todo o sistema, bem como as aberturas de fissuras e deformações. Pode ser analisada na Figura 7-17 a aplicação da força durante o tempo de execução do ensaio do pórtico.

Figura 7-17: Gráfico de aplicação de força x tempo do modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

A primeira fissura foi apresentada com a força de 55 kN, com abertura de 0,15 mm de ambos os lados, sendo notada de forma inclinada e posteriormente reta,

demonstrando o encaminhamento de esforços para a interface pilar-viga. Entende-se que, até esse carregamento, o mecanismo criado por toda a ligação atuou de forma rígida, sendo responsável pela mobilização de todos os esforços. A fissura apresentada pode ser vista na Figura 7-18.

Figura 7-18: Aparecimento da primeira fissura na região da chave de cisalhamento.



Fonte: próprio autor.

Com o acréscimo de carregamento até 90 kN, foi notado o aparecimento de fissuras na face superior da ligação pilar-viga com abertura de 0,30 mm, também de ambos os lados. Percebe-se a partir desse ponto o início do descolamento da chave de cisalhamento, principalmente na rugosidade do pilar, permanecendo totalmente aderida à rugosidade da viga. A abertura superior pode ser analisada na Figura 7-19.

Figura 7-19: Fissuração superior na interface pilar-viga.



Fonte: próprio autor.

A partir do carregamento de 190 kN, nota-se a presença de uma maior abertura de fissuras e de forma nítida o deslocamento da interface pilar-viga, na parte do pilar. A fissura encaminha-se da parte superior para a parte inferior da viga, como pode ser notado na Figura 7-20.

Com a rotação da viga em relação ao centro de aplicação de cargas no consolo, aparecem os esforços de tração na parte superior, ocasionando a fissuração. Observa-se que as fissuras se encaminhavam para a parte inferior da peça, que permaneceu sem fissuração, configurando a zona de compressão.

Figura 7-20: Abertura de fissuras com esforço de 190 kN.



Fonte: próprio autor.

A partir do esforço de 290 kN, apareceram fissuras horizontais à viga, partindo do pilar central na altura da posição da barra negativa passante da ligação semirrígida. Esta é característica do funcionamento da ligação por tração, ou seja, a barra negativa está realmente funcionando como tirante superior. A presença de fissuras pode ser vista na Figura 7-21.

Figura 7-21: Fissuras apresentadas na posição da barra passante superior.



Fonte: próprio autor.

Com a continuidade da aplicação de esforços, notam-se somente fissuras diferenciadas a partir do esforço de 410 kN. Anteriormente, apenas as fissuras que já estavam presentes apresentavam aumento de abertura. Entre os esforços 410 kN até 530 kN, outras fissuras apareceram, como pode ser visto na Figura 7-22.

Figura 7-22: Fissuras com esforços máximos de 530 kN



Fonte: próprio autor.

Nota-se que, com o esforço de 410 kN há o aparecimento de uma fissura totalmente reta na parte inferior da viga no ponto de aplicação do atuador hidráulico, sendo essa uma fissura típica de flexão. Já com o esforço de 430 kN, a fissura com abertura de 0,1 mm aparece na face superior da viga, partindo da capa e se encaminhando para a chave de cisalhamento na interface, configurando o encaminhamento de ações para a rugosidade.

Com um esforço de 450 kN a 530 kN, com abertura máxima de 0,2 mm de fissura, pode-se notar o encaminhamento de esforços da parte superior da viga, onde se encontra a carga pontual do atuador hidráulico, até a face inferior. Essa fissuração apresenta-se distante do ponto de apoio do consolo.

Com um carregamento de 630 kN, pode-se perceber a presença de fissuração diagonal no consolo com abertura de 0,1 mm. A partir da Figura 7-23, pode ser notado que a fissura está posicionada do ponto de aplicação de esforços no consolo (posição do chumbador) com inclinação até a interface de contato pilar-consolo. Isso é característica de que os esforços estão sendo encaminhados pela presença da biela de compressão do concreto.

Figura 7-23: Fissuras presentes no consolo a partir de 630 kN.

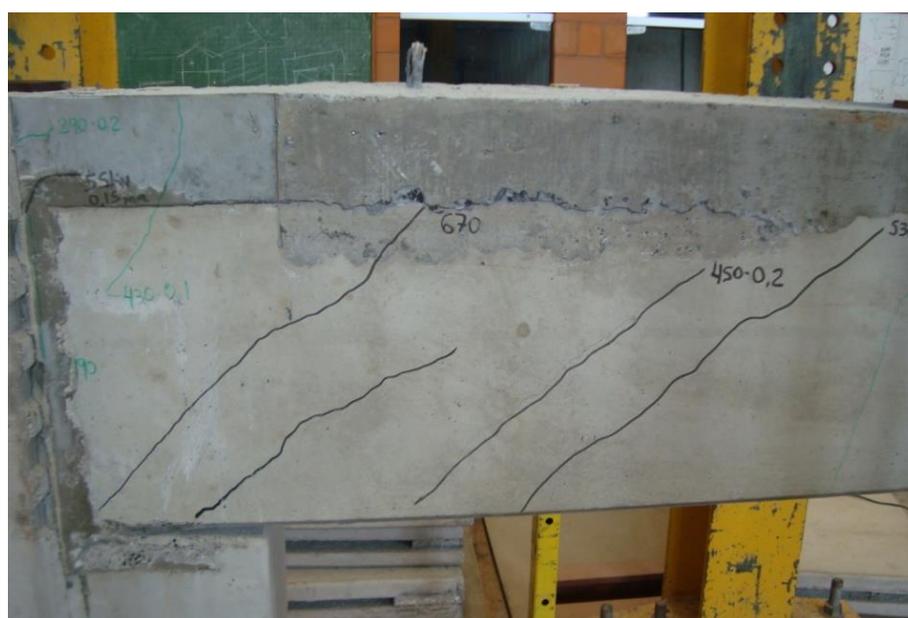


Fonte: próprio autor.

Com o acréscimo de esforços até 670 kN, ocorreu o aparecimento de fissuras na viga, até o ponto de apoio (consolo), como pode ser notado na Figura

7-24. Com as fissuras bem definidas fica notória a presença de elevação de esforços no mecanismo da viga, sendo que os estribos fizeram uma parcela de armadura de suspensão, elevando os esforços e posteriormente sendo encaminhados para o consolo. Fica também bem caracterizado o deslocamento do ponto de absorção de esforços do chumbador para o vértice do apoio da viga, presente na interface pilar-viga, onde há a presença do graute. Sendo assim, a chave de cisalhamento está contribuindo para a absorção de esforços.

Figura 7-24: Fissuras com esforços de 670 kN.

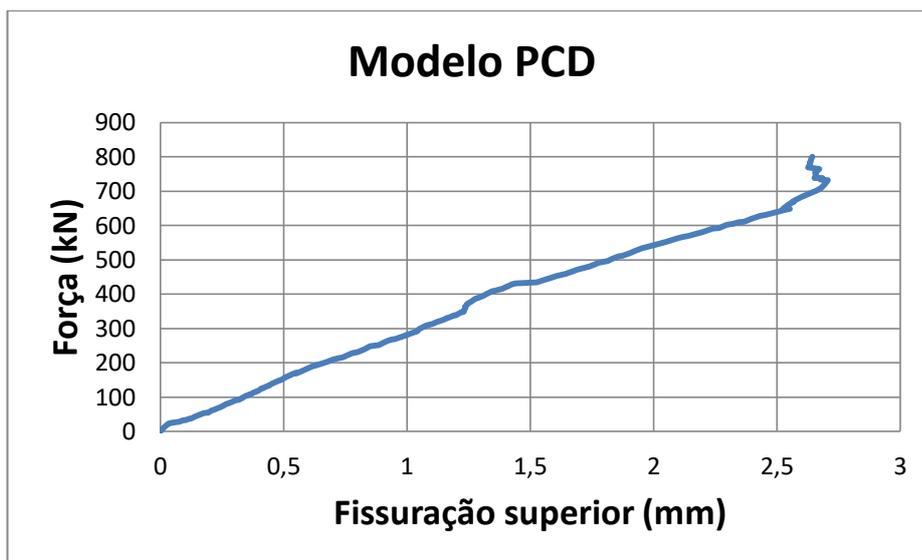


Fonte: próprio autor.

O ensaio foi finalizado com um carregamento final de 800 kN, onde as fissuras apresentaram-se mais nítidas, podendo ser vistas na capa de concreto realizado no local (parte superior da viga), inclinadas típicas de cisalhamento, percorrendo do ponto de aplicação dos carregamentos até seu apoio no consolo e também perpendiculares à face inferior da viga, típicas de flexão (local do posicionamento do atuador hidráulico).

Para avaliação e averiguação dos resultados finais, pode ser analisado na Figura 7-25 o valor das aberturas de fissuras na face superior junto da ligação junto à interface de pilar-viga, relacionadas à força de aplicação dos atuadores hidráulicos.

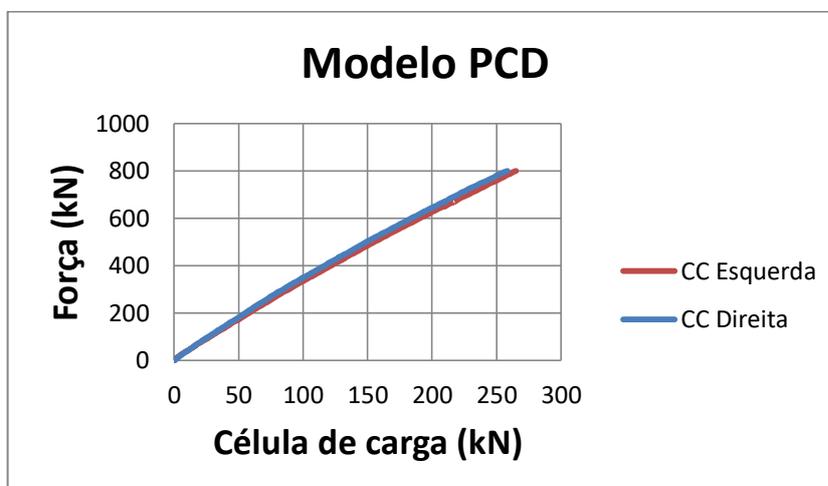
Figura 7-25: Gráfico de aplicação de força x fissuração superior do PCD.



Fonte: próprio autor.

No intuito de avaliar a parcela de carregamento presente na ligação semirrígida, basta ser analisada a quantidade de esforço aplicado com a parcela de carga que está presente nos apoios extremos, pois estes são totalmente articulados. Assim, pode ser analisado na Figura 7-26 o gráfico comparativo da força aplicada e a parcela real de carregamento resistida pela célula de carga.

Figura 7-26: Gráfico de aplicação de força x reação da célula de carga do PCD.

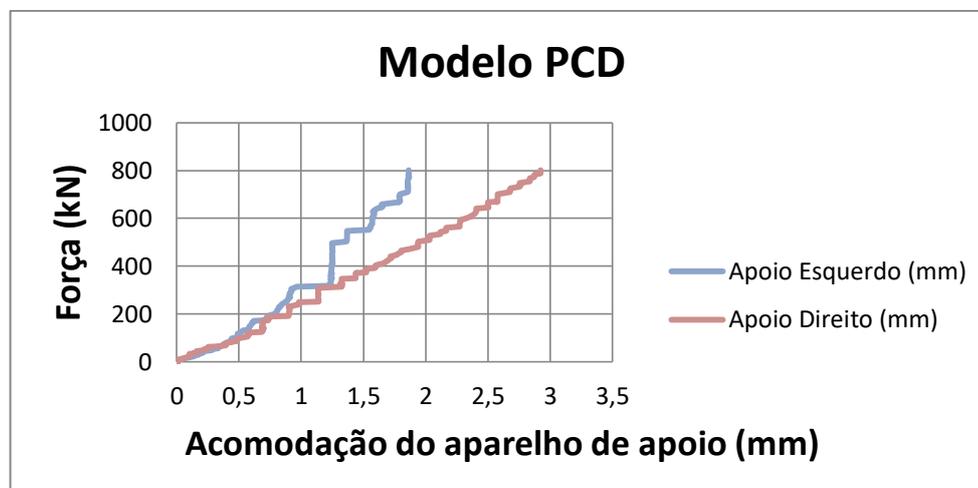


Fonte: próprio autor.

Para verificar a acomodação do aparelho de apoio nas extremidades pode ser plotado o gráfico da Figura 7-27, onde é mostrado o real deslocamento dos

apoios e, conseqüentemente, o deslocamento da viga com a aplicação dos esforços de ensaio.

Figura 7-27: Gráfico de aplicação de força x acomodação do apoio externo do PCD.



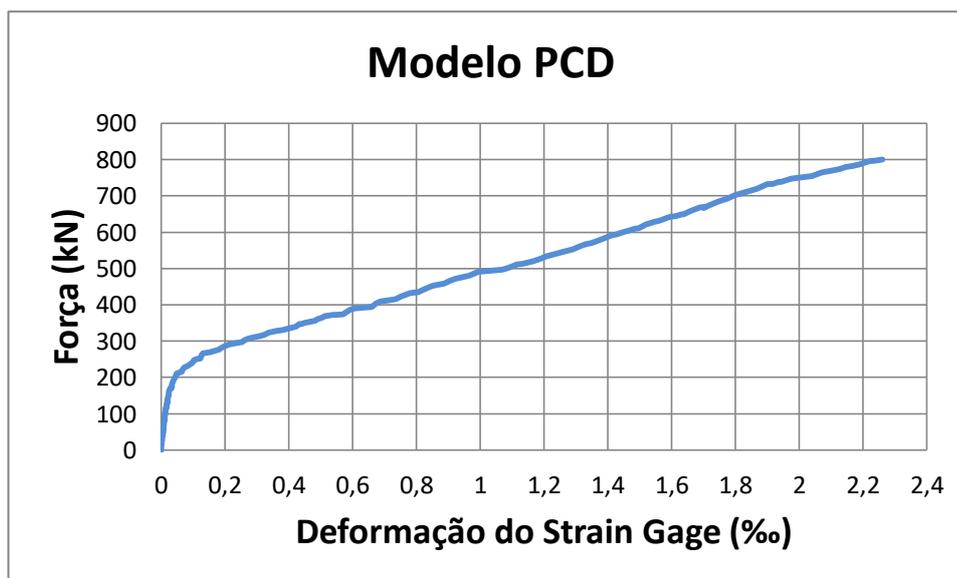
Fonte: próprio autor.

Para monitoramento do giro do pilar central com o acréscimo de forças aplicadas foi colocado um clinômetro pelo qual pode ser avaliado que os giros relativos ao pilar não foram significativos.

Outro ponto importante para análise é a verificação e o monitoramento dos transdutores colocados nos consolos para medir o giro relativo com a atuação do carregamento de ensaio, mas estes também não apresentaram valores significativos de deformações.

Com o esforço total de 800 kN pode ser retirado através da medição realizada pelo *strain gage* um alongamento de 2,26‰, conforme a Figura 7-28.

Figura 7-28: Gráfico da força aplicada x deformação do strain gage modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Como:

$$\sigma_{\text{arm}} = \frac{F_t}{A_{s,\text{tir}}} \text{ e } \sigma_{\text{arm}} = \varepsilon_{\text{SG}} \times E_s$$

$$\therefore F_t = \varepsilon_{\text{SG}} \times E_s \times A_{s,\text{tir}}$$

Sendo:

F_t = força na barra de tirante do consolo;

ε_{SG} = alongamento dado pelo strain gage na barra de tirante;

E_s = módulo de elasticidade do aço CA-50;

$A_{s,\text{tir}}$ = área da barra de tirante do consolo.

No consolo foram colocados três tirantes de bitola de 12,5mm do aço CA-50. Assim:

$$\therefore F_t = 3 \times \varepsilon_{\text{SG}} \times E_s \times A_{s,\text{tir}}$$

Para o consolo curto do ensaio e desprezando os esforços horizontais da força aplicada:

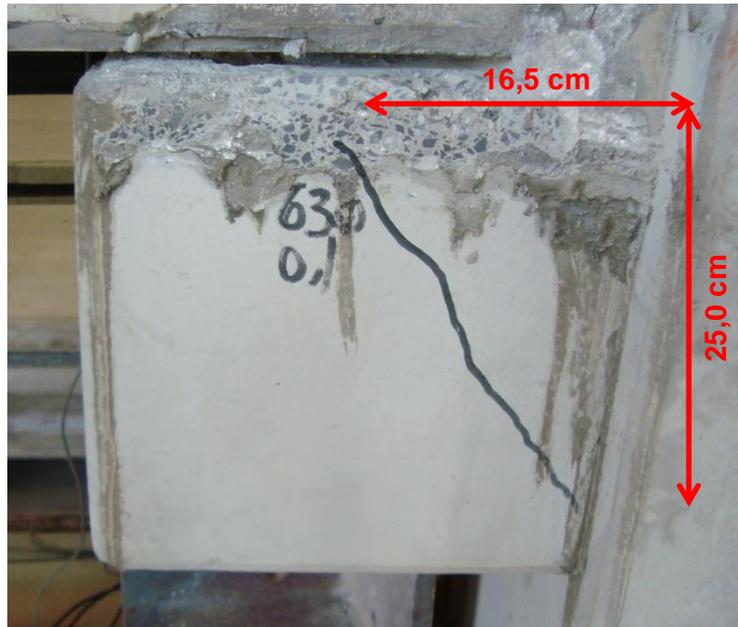
$$A_{s,\text{tir}} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times \frac{V_{\text{consolo}}}{f_{yd}}$$

$$\therefore F_t = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \times V_{\text{consolo}}$$

$$\therefore V_{\text{consolo}} = \frac{3 \times \varepsilon_{SG} \times E_s \times A_{s,tir}}{\left(0,1 + \frac{a}{d}\right)}$$

A fissura aberta no consolo apresentou uma inclinação de 16,5 cm x 25 cm, conforme pode ser analisado na Figura 7-29.

Figura 7-29: Medidas da biela de compressão do consolo modelo PCD.



Fonte: próprio autor.

Assim, pode ser calculada a força de reação presente no consolo.

$$\therefore V_{\text{consolo}} = \frac{3 \times \varepsilon_{SG} \times E_s \times A_{s,tir}}{\left(0,1 + \frac{a}{d}\right)} = \frac{3 \times \varepsilon_{SG} \times E_s \times \pi \times \left(\frac{\phi_{tir}}{2}\right)^2}{\left(0,1 + \frac{a}{d}\right)}$$

$$\therefore V_{\text{consolo}} = \frac{3 \times 2,26 \times 10^{-3} \times 210 \times 10^6 \times \pi \times \left(\frac{0,0127}{2}\right)^2}{\left(0,1 + \frac{0,165}{0,25}\right)}$$

$$\therefore V_{\text{consolo}} = 237,32\text{kN}$$

Através da porcentagem de esforços medidos pelas células de carga colocadas nas extremidades da viga, que foram responsáveis por medir um valor de

261,58 kN quando os atuadores hidráulicos marcavam 800kN, pode-se retirar a porcentagem de esforços contida na ligação. Portanto:

$$R = \frac{R_{\text{articulado}}}{F_{\text{aplicado}}} = \frac{261,58}{800} \rightarrow R = 0,3270$$

$$\therefore R = 32,70\%$$

Sendo:

$R_{\text{articulado}}$ = reação dos esforços na extremidade apoiada;

F_{aplicado} = força aplicada no atuador hidráulico sobre a viga.

A parcela de carregamento direcionada para a extremidade articulada é de 32,70%, e a parcela de esforços absorvida pela ligação semirrígida é de 67,30%. Portanto:

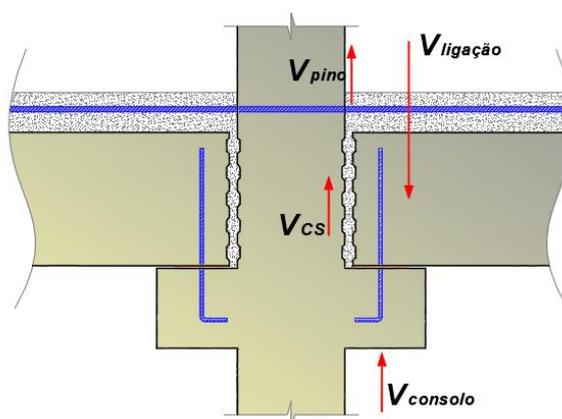
$$V_{\text{ligação}} = 0,673 \times F_{\text{aplicado}}$$

$$V_{\text{ligação}} = 0,673 \times 800$$

$$\therefore V_{\text{ligação}} = 538,4\text{kN}$$

A ligação semirrígida é responsável por suportar 538,4 kN, sendo que ela mobiliza todas as parcelas resistentes de carregamentos compostas das parcelas de consolo, do efeito pino e da rugosidade da interface pilar-viga (chave de cisalhamento), como visto na Figura 7-30.

Figura 7-30: Parcelas resistentes aos esforços da ligação semirrígida.



Fonte: próprio autor.

Assim:

$$V_{\text{ligação}} = V_{\text{consolo}} + V_{\text{pino}} + V_{\text{cs}}$$

$$538,40 = 237,32 + 80,96 + V_{\text{cs}}$$

$$\therefore V_{\text{cs}} = 220,12 \text{ kN}$$

Sendo:

$V_{\text{ligação}}$ = cisalhamento total aplicado na ligação;

V_{consolo} = parcela de cisalhamento resistida pelo consolo;

V_{pino} = parcela de cisalhamento resistida pelo efeito pino da armadura negativa;

V_{cs} = parcela resistida pela chave de cisalhamento.

É importante ser analisada a tensão de cisalhamento presente na chave.

Assim:

$$\tau_{\text{CIS,chave}} = \frac{V_{\text{cs}}}{A_{\text{chave}}} = \frac{V_{\text{cs}}}{L_{\text{rugosidade}} \times b}$$

$$\tau_{\text{CIS,chave}} = \frac{220,12}{0,5414 \times 0,30}$$

$$\therefore \tau_{\text{CIS,chave}} = 1355,25 \text{ kN/m}^2$$

A tensão de compressão presente na chave de cisalhamento é de:

$$\cos(16,7^\circ) = \frac{\tau_{\text{CIS,chave}}}{\tau_c} = \frac{1355,25}{\tau_c}$$

$$\therefore \tau_c = 1414,93 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, a tensão de tração dada perpendicularmente à tensão de compressão é dada por:

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2 \times \tau_c}{\sigma_t}$$

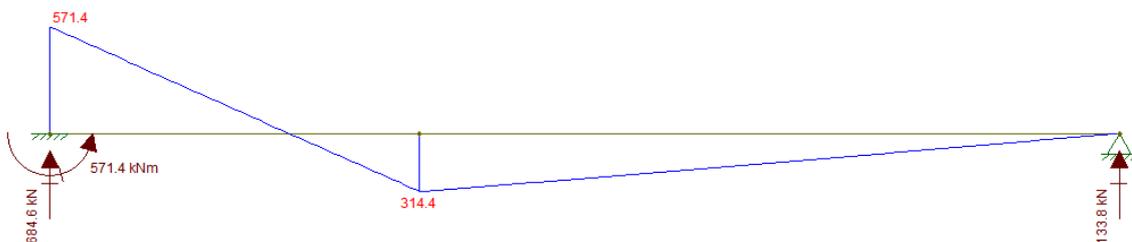
$$\text{tg } 2(16,7^\circ) = \frac{2 \times 1414,93}{\sigma_t}$$

$$\sigma_t = 4291,71 \text{ kN/m}^2$$

Com os resultados obtidos, ainda pode ser calculado o coeficiente de engastamento parcial (γ_p) através do cálculo do momento da ligação dividido pelo momento de engastamento perfeito.

O engastamento perfeito pode ser visto através da Figura 7-31, onde se consideram as parcelas de força pontual aplicada pelo atuador hidráulico com 800 kN, e carregamento uniformemente distribuído de peso próprio da viga de 1ª fase com 3,75 kN/m² e peso próprio da capa com 1,13 kN/m². Assim, através do programa FTOOL foi determinado o engastamento perfeito de 571,4 kNm.

Figura 7-31: Momento de engastamento perfeito através do FTOOL.



Fonte: próprio autor.

Para o momento de engastamento da ligação semirrígida é necessário o cálculo da força aplicada mobilizada com o fator de braço de alavanca do ponto de aplicação, sendo que a força é aplicada em uma distância do chumbador com 130 cm. Assim:

$$V_{\text{mobilizado}} = V_{\text{pino}}$$

$$\therefore V_{\text{mobilizado}} = 80,96 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, o momento de engastamento parcial é de:

$$M_{\text{SR}} = V_{\text{mobilizado}} \times L_{pa}$$

$$M_{\text{SR}} = 80,96 \times 1,30$$

$$\therefore M_{\text{SR}} = 105,25 \text{ kN/m}^2$$

Sendo:

L_{pa} = distância do chumbador ao ponto de aplicação da força.

Portanto, para o cálculo do coeficiente de engastamento parcial (γ_p):

$$\gamma_p = \frac{M_{SR}}{M_{EP}}$$

$$\gamma_p = \frac{105,25}{571,40}$$

$$\therefore \gamma_p = 0,1842 = 18,42 \%$$

Com essas características a ligação é responsável por mobilizar 18,42% dos esforços de momento. Sendo o apoio da viga no pórtico dado em uma extremidade por ligação semirrígida e na outra apoiada (articulada), pode-se estabelecer o fator de restrição da ligação que é o próprio engastamento parcial. Assim:

$$\therefore \gamma_p = \alpha_R = 0,1842 = 18,42 \%$$

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Através dos resultados medidos por meio de aparelhagem colocada nos modelos ensaiados, como células de carga, transdutores elétricos, extensômetros de base removível, atuador hidráulico e clinômetro, e dos resultados obtidos pelos cálculos matemáticos, pode ser analisado o funcionamento da chave de cisalhamento, que é o objetivo principal deste trabalho.

Nos modelos ensaiados PR – 1 e PR – 2, que apresentavam apenas a presença da chave de cisalhamento confeccionadas com pilares laterais totalmente confinados, pode ser visto que com o acréscimo de carregamentos ocorreu o aparecimento de fissuras inclinadas na parte do grauteamento. Essas fissuras formavam um caminho da biela de compressão através das rugosidades internas presente nos pilares.

Com os modelos PR – 1 e PR – 2 podem ser determinadas tensões de cisalhamento na interface de 1405,92 kN/m² e de 1796,98 kN/m², respectivamente. Assim, pode-se fazer uma comparação com valores da EUROCODE 2, que prescreve que a tensão máxima de utilização é de 1 MPa (1000 kN/m²).

Os resultados calculados apresentam-se bastante superiores, o que demonstra o sentido conservador e a favor da segurança nas edificações que utilizam esse método de ligação. Porém, é bom salientar que essas tensões foram calculadas para pilares confinados sem a presença de rotações.

Já com o ensaio do modelo de pórtico PCD, onde havia a presença de uma situação real de utilização estrutural com ligação semirrígida no pilar central, pode-se notar que ao serem acrescidos carregamentos no ponto de aplicação, situados a 130 cm do ponto de cargas do consolo, surgiram fissuras na parte superior da interface pilar-viga com carregamento de 90 kN e que, a partir de 290 kN, houve o descolamento do graute na parede do pilar na seção rugosa. Esse descolamento foi detectado apenas nas três rugosidades superiores, permanecendo totalmente intacta a região de preenchimento inferior.

A largura efetiva da viga era de 376 cm e as aberturas máximas de fissuras apresentadas com a efetivação máxima de aplicação de força (800 kN)

foram de 2,64 mm. Por meio da análise visual não foi detectado nenhum tipo de fissuração inclinada na região de preenchimento. Assim, pode-se dizer que a chave de cisalhamento ainda apresentava parcelas resistentes de alívio, mesmo apresentando o descolamento do graute na parte superior da ligação.

Como a profundidade da rugosidade é de 1 cm, as paredes de contato entre o graute e o concreto das peças (pilares e viga) ainda se apresentaram resistentes à ação de esforços aplicados. Como as peças são de pequenas dimensões, as aberturas máximas não foram suficientemente grandes para ocasionar o deslizamento da chave de cisalhamento.

Em vigas de maiores comprimentos longitudinais, em que a abertura de fissura apresenta-se superior a 1 cm, pode ocorrer o deslizamento entre as paredes da ligação pilar-viga, impedindo o funcionamento do mecanismo da chave de cisalhamento e ocasionando a perda por completo da parcela resistente, sendo que todo o esforço será inserido no apoio que é o consolo. Portanto, para vigas de maiores dimensões são necessários estudos mais aprofundados.

A chave de cisalhamento mostrou-se bastante eficaz na parte resistente dos ensaios, mobilizando uma grande parcela dos carregamentos presentes na ligação, sendo o valor calculado de 220,12 kN. Ou seja, como a ligação semirrígida foi responsável por 538,40 kN, a chave de cisalhamento resistiu a 40,88% dos esforços.

Outro ponto importante é que a chave de cisalhamento pode ser notada como efetiva na resistência de esforços devido ao tipo de aparelho de apoio no consolo. O ensaio foi executado com aparelho de apoio do tipo almofada de elastômero, que deforma com a presença de carregamento. Assim, com a deformação, permite a solicitação e mobilização dos esforços na chave de cisalhamento. Em estruturas com aparelho de apoio do tipo chapa de aço, como elas não sofrem deformações, a ligação torna-se bastante rígida e não apresenta deformações na interface viga-consolo. Dessa maneira, o carregamento não chega a passar pela chave de cisalhamento, sendo transferido de forma direta para o consolo.

No ensaio também pode ser calculado o fator de engastamento parcial da ligação, já que se conseguiu determinar a parcela de esforços presentes nas

extremidades articuladas. Assim, a ligação pela tipologia 1 da NBR 9062:2017, através do ensaio, mobilizou 18,42% dos esforços presentes na ligação.

É importante salientar que os resultados são típicos para o tipo de ensaio realizado nesta tese, ou seja, o valor máximo de 40,88% da parcela resistente da chave de cisalhamento reflete diretamente no tipo de modelo ensaiado.

Cabe ressaltar ainda que esse valor máximo de mobilização da chave de cisalhamento pode ser alterado devido à grande quantidade de variáveis presentes na ligação semirrígida, como, por exemplo, o tipo de apoio (almofada de elastômero, chapa, argamassa), a geometria da rugosidade (chave de cisalhamento), o tipo de material de preenchimento da junta (interface pilar-viga), o espaçamento da interface pilar-viga, o comprimento efetivo da viga, a tipologia de ligação etc.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo final do trabalho foi alcançado de forma satisfatória através do estudo teórico e de ensaios experimentais realizados com peças pré-fabricadas com tipologia de ligação de forma normativa. Para este trabalho foi utilizada a tipologia 1 da NBR 9062:2017.

Os ensaios ocorreram no laboratório NetPré da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), com peças executadas em duas etapas: a parte pré-fabricada foi realizada por uma fábrica no interior de São Paulo e a concretagem da parte superior da viga foi ensaiada no próprio laboratório.

Através de ensaio de modelos de chave de cisalhamento, isolando as variáveis resistentes aos esforços, pode-se concluir o estudo e determinar a parcela resistente da chave de cisalhamento. Avalia-se que realmente o mecanismo presente na rugosidade mobiliza esforços e auxilia no alívio dos esforços cisalhantes dos consolos.

Como objetivo secundário, pôde ser determinado o fator de engastamento parcial da ligação.

É importante frisar que todas as peças foram executadas com controle tecnológico, avaliando desde a execução das fôrmas até a resistência final da concretagem. Todos os ensaios foram realizados com a presença de profissionais da área e com experiência em ensaios de peças de concreto, com os equipamentos calibrados e aferidos, resultando em uma maior confiabilidade dos dados obtidos.

Diante dos resultados obtidos e apresentados, cabe ressaltar a importância de estudos relacionados a ligações semirrígidas com a presença de chave de cisalhamento, pois são muitos os parâmetros e variáveis que influenciam na mobilização de esforços.

Em futuras pesquisas recomenda-se a análise da influência dos esforços com a alteração da geometria das rugosidades, bem como a alteração da espessura de preenchimento com graute; o estudo da diferenciação de ações devido à alteração do tipo de graute e ou concreto de preenchimento; o estudo, de forma analítica, do comportamento estrutural das ligações, apresentando uma formulação adequada ou corretiva para futuras normatizações; o estudo da alteração do tipo de

aparelho de apoio entre o consolo e a viga, bem como o impacto quanto à sua altura; e, por fim, a realização de ensaios com as mesmas características apresentadas na tese, porém, com as interfaces pilar-viga sem a presença de rugosidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAUJO, D.L.; **Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho.** São Carlos – SP, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Carlos, 2002, 319p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NM-67** Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2014. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-5738:** Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2014. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-5739:** Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2014. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 221p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-7318:** Elastômero vulcanizado para uso em veículos automotores - Determinação da dureza. Rio de Janeiro, 2015. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-9062:** Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006. 43p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-14931:** Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004. 53 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-12655:** Concreto, preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 1996. 7 p.

BIRKELAND, P.W., and BIRKELAND, H. W., **Connections in precast** : Birkeland and Birkeland, concrete construction, ACI Journal, 1966.

CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO. J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado:** segundo a NBR 6118:2003. 3.ed. São Carlos. EDUFSCAR, 2007.

CHEOK, G.S. and LEW, H.S., **Model precast concrete beam-column connections subjected to cyclic loading.** PCI Journal, Vol. 38, nº 4, Julho-Agosto. 1993, pp. 80-92.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. (1991). **CEB-FIP Planning and Design Handbook on Precast Building Structures.** Commission on Prefabrication, task group TG 6.12, 2013.

EL DEBS, M. K.; **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e aplicações**; 1ª ed., São Carlos – SP, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Carlos, 2000, 441p.

ELLIOTT, K.S. **Precast concrete structures**. Oxford. Butterworth Heinemann, 2002.

ENGSTRÖM , B., **Combined Effects of Dowel Action on Friction in Bolted Connections**. COST 1 Proc. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasborg. 1992.

EUROCODE EC2. **Design of Concrete Structures**, Part 1.1, European Committee for Standardization, CEN, Brussels. 1992.

EUROCODE EC3. **Design of Steel Structures**, Part 1.1, European Committee for Standardization, CEN, Brussels. 1992.

EUROCODE EC8. **Design of Steel Structures**, European Committee for Standardization, CEN, Brussels. 1998.

FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BÉTON (FIB). **Structural Connections for Precast Concrete Building**: Guide to Good Practice – Bulletin 43. Commission C6, Prefabrication: Task Group TG 6.2: Connections, 2008. 369 p.

FERREIRA, M. A., **Estudo de deformabilidades de ligações para a análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. 1993, 166 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FERREIRA, M. A ., **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999, 231 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

GÖRGÜN, H., **Semi-Rigid behaviour of connections in precast concrete structures**. 1997. 525 p. Tese (doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Nottingham, Nottingham, 1997.

HADADE, M. A. S., **Comportamento de ligações viga-pilar típicas com continuidade de armadura negativa**. 2017, 184 p., Tese (Doutorado), Universidade Federal de São Carlos, 2017.

JEREMIAS JR, A. C., **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semirrígidas**. 2007, 193 p., Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de São Carlos, 2007.

KANEKO, Y., **Modeling of shear-off failure of concrete: Fracture mechanics approach**. PhD thesis Massachusetts Institute of Technology. Cambridge. Mass., 1992.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E., **Construções de concreto: Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Vol. 2. 1ª edição. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 1978.

LIN, T. Y., BURNS, N. H. **Design of prestressed concrete structures**, 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1981.

MACHADO, C.P. **Consolos curtos e muito curtos de concreto armado**. São Paulo, 1998. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MELO, C. E. E. **Manual Munte de projetos pré-fabricados de concreto**. São Paulo: Ed. Pini, 2004.

OLIVEIRA JÚNIOR, L. A., **A influência das fibras de aço e das adições minerais no enrijecimento à tração do concreto armado: análise experimental**, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007, 288f.

OLIVEIRA JR. L. A., **Ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado solidarizada por concreto com fibras de aço – análises estática e dinâmica**, 2012, 255 p. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

PAJARI, M., **Recommendations for design of wall-slab connections** - VTT Technical Research Centre of Finland - VTT Building and Transport, 2009.

PASTORE, M. V. F.. **Contribuição ao projeto de vigas delgadas de seção “L” de concreto pré-moldado**. 2015. 180p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTION (PCI). **PCI Design Handbook. Precast and Prestressed Concrete**, 7 ed., Chicago, 2010. 776 p.

PRESTRESSED / PRECAST CONCRETE INSTITUTE – **PCI-1992**: PCI design handbook, precast and prestressed concrete. 4. ed. Chicago, 1992.

TROTTA, A. M., **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado utilizando perfis metálicos e solda**. 2012, 101 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

ANEXO A



RELATÓRIO E ANÁLISE TÉCNICA

Rel. n°: 22119

Página 1 de 1

DADOS CADASTRAIS

Empresa: USICON CONSTRUÇÕES PRE-FABRICADAS LTDA

Endereço: AVENIDA HERMINIO CHRISTOVAO - L27 - III DIST. IND. N°: 395

Cidade: AMÉRICO BRASILIENSE U.F.: SP

Contato: TAIS E-mail: daniel@usicon.com.br; michel@usicon.com.br; tatiane@usicon.com

DADOS DO ENSAIO

Nota Fiscal n° 5040

Pedido n° 22075

Lote n° 84443080

MATERIAL ENSAIADO: Corpo de prova conforme norma vigente.

ENSAIOS SOLICITADOS	NORMA:
Comparativos com padrão de testes da Top Tec - Aparelho de Apoio Simples	N. A

ENSAIOS REALIZADOS	NORMA:
Dureza Shore A	ABNT NBR 731B
Standard Test Methods for Vulcanized Rubber and Thermoplastic Elastomers - Tension	ASTM D412/06ae2

DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	Especificação TOP TEC	Resultados Encontrados
Propriedades Físicas Originais	Dureza Shore (A)	64
	Tensão de ruptura (MPa)	14,54
	Alongamento de ruptura (%)	580
	Tensão x Alongamento (MPa x %)	8.433

CONCLUSÃO

Os resultados obtidos satisfazem as exigências das condições específicas do item 5.1.1 e 5.1.2 da norma NBR 731B:2015, que diz respeito ao elastômero para aparelhos de apoio fretado.


Paulo R. L. BARBOSA
 COORD. DE QUALIDADE
 Responsável Técnico
 segunda-feira, 18 de dezembro de 2017

USICON - Construções Pré-Fabricadas

Este certificado foi analisado e está ...

Conforme Não conforme
 ... com o pedido de compra e/ou norma específica.

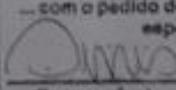
 19/12/17
 Responsável Data

FIG. 1 - Relatório de análise técnica Top Tec Borrachas

ANEXO B

Cálculo da viga do pórtico do modelo PCD.

Considerando como bi-apoiada

Cobrimento = 2,5cm

Estribos = \varnothing 8,0mm

Armadura longitudinal = \varnothing 25,0mm

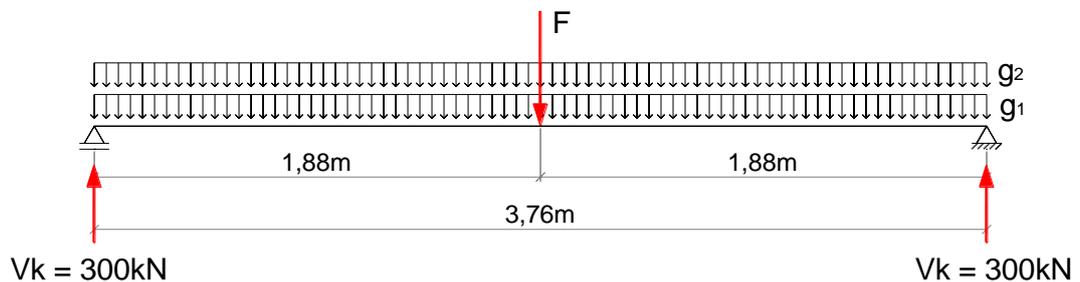
$$L_{ef} = L_{total} - 2 \times \text{dist}_{\text{furo}} = 400 - 2 \times 12$$

$$\therefore L_{ef} = 376\text{cm}$$

Consideram-se coeficientes de majoração de esforços e minoração do aço, pois o rompimento ocorre no ponto da ligação, devendo a viga permanecer intacta.

Considera-se cortante máxima de ruptura do consolo com 300 kN para o arredondamento da capacidade suporte do consolo.

Esquema estrutural de cálculo:



$$f_{ck \text{ peça}} = 40\text{MPa};$$

$$f_{ck \text{ capa}} = 30\text{MPa};$$

g_1 = peso próprio;

g_2 = capemento;

F = força aplicada no ensaio.

$$\text{Peso próprio viga: } g_1 = b \times h \times \gamma_c = 0,3 \times 0,50 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Capa de concreto: } g_2 = b \times h_{\text{capa}} \times \gamma_c = 0,3 \times 0,15 \times 25 = 1,13 \text{ kN/m}$$

$$V_k = \frac{g_1 \times l}{2} + \frac{g_2 \times l}{2} + \frac{F}{2}$$

$$F = 2 \times V_k - \left(\frac{g_1 \times l}{2} + \frac{g_2 \times l}{2} \right)$$

$$F = 2 \times 300 - \left(\frac{3,75 \times 3,76}{2} + \frac{1,13 \times 3,76}{2} \right)$$

$$\therefore F = 581,65 \text{ kN}$$

Momento característico:

$$M_k = \frac{p \times l^2}{8} + \frac{F \times l}{4}$$

$$M_k = \frac{4,88 \times 3,76^2}{8} + \frac{581,65 \times 3,76}{4}$$

$$\therefore M_k = 555,37 \text{ kNm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}}$$

$$KMD = \frac{555,37 \times 1,4}{0,30 \times 0,60^2 \times \frac{30000}{1,4}} \rightarrow \therefore KMD = 0,336$$

Para vigas retangulares:

$$KMD = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$0,336 = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$-0,272 \times KX^2 + 0,68 \times KX - 0,336 = 0$$

$$KX = \frac{-0,68 - \sqrt{0,68^2 - 4 \times 0,272 \times 0,336}}{-2 \times 0,272} = 0,678$$

Como:

$$KX = \frac{x}{d} \rightarrow 0,678 = \frac{x}{60} \rightarrow \therefore x = 40,68 \text{ cm}$$

Como $x > h_f = 15 \text{ cm}$ a linha neutra está na seção de $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Para isso, deve ser feita a homogeneização da resistência do concreto:

$$f_{ck,homog} = \frac{f_{ck\text{ capa}} \times A_{capa} + f_{ck\text{ viga}} \times A_{LN}}{A_{capa} + A_{viga}} = \frac{f_{ck} \times (h_f \times b) + f_{ck\text{ viga}} \times (h_{LN} - h_f) \times b}{h_f \times b + (h_{LN} - h_f) \times b}$$

$$f_{ck,homog} = \frac{30 \times (0,15 \times 0,30) + 40 \times (0,4068 - 0,15) \times 0,30}{0,15 \times 0,30 + (0,4068 - 0,15) \times 0,30}$$

$$\therefore f_{ck,homog} = 36,313MPa$$

Cálculo do KMD utilizando o $f_{ck,homog}$:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}}$$

$$KMD = \frac{555,37 \times 1,4}{0,30 \times 0,60^2 \times \frac{36313}{1,4}} \rightarrow \therefore KMD = 0,278$$

Para vigas retangulares:

$$KMD = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$0,278 = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$-0,272 \times KX^2 + 0,68 \times KX - 0,278 = 0$$

$$KX = \frac{-0,68 - \sqrt{0,68^2 - 4 \times 0,272 \times 0,278}}{-2 \times 0,272} = 0,514$$

$$KZ = 1 - 0,4 \times KX \rightarrow KZ = 0,794$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \times d \times f_s}$$

$$A_s = \frac{555,37 \times 1,4}{0,794 \times 0,60 \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow \therefore A_s = 37,54cm^2$$

Adotando tirantes de $\varnothing 25mm \rightarrow 7 \varnothing 25,0mm$

Armadura de pele

Sendo a altura total da peça viga e capa igual à 65 cm, de acordo com o item 17.3.5.2.3 da NBR 6118:2014, deve ser utilizada armadura lateral mínima de 0,10% $A_{c,alma}$ em cada face da viga.

$$A_{s,pele} = 0,10\% A_{c,alma} = 1,95 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Portanto, serão utilizados 4 \emptyset 8,0mm em cada face da viga.

Armadura transversal (estribos)

Utilizando o Modelo I de cálculo de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118-2014 que admite bielas com inclinação de $\theta = 45^\circ$ e V_c constante independente de V_{sd} .

$$V_k = 300 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 300 \times 1,4 = 420 \text{ kN}$$

Verificação da diagonal de compressão do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d$$

Necessitando de nova homogeneização da resistência do concreto:

$$f_{ck,homog} = \frac{f_{ck \text{ capa}} \times A_{capa} + f_{ck \text{ viga}} \times A_{viga}}{A_{capa} + A_{viga}}$$

$$f_{ck,homog} = \frac{f_{ck \text{ capa}} \times (h_f \times b) + f_{ck \text{ viga}} \times (h_{viga} \times b)}{h_f \times b + h_{viga} \times b}$$

$$f_{ck,homog} = \frac{30 \times (0,15 \times 0,30) + 40 \times (0,50 \times 0,30)}{0,15 \times 0,30 + 0,50 \times 0,30}$$

$$\therefore f_{ck,homog} = 37,692 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{37,692}{250} = 0,85$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,85 \times \frac{37692}{1,4} \times 0,30 \times 0,60$$

$$V_{Rd2} = 1112,2 \text{ kN}$$

Como $V_{Rd2} > V_{Sd} \therefore$ não há esmagamento do concreto das bielas.

Força cortante resistida pelo concreto (V_c):

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3 \times \sqrt[3]{37,692^2}}{1,4} = 1,686 \text{MPa} = 1686 \text{ kN/m}^2$$

$$V_c = 0,6 \times 1686 \times 0,30 \times 0,60 = 182,1 \text{kN}$$

Força cortante resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 420 - 182,1 = 237,9 \text{kN}$$

Espaçamento dos estribos, adotando $\emptyset 8,0 \text{mm}$:

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd}}$$

$$\frac{2 \times 0,50}{S} = \frac{237,9}{0,9 \times 60 \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow S = 10,0 \text{cm}$$

Portanto, serão utilizados estribos de $\emptyset 8,0 \text{mm}$ espaçados a cada 10cm .

ANEXO C



produtos
quartzolit

super graute quartzolit – Pág.: 1/2

super graute quartzolit

1. UTILIZAÇÃO

super graute quartzolit é um graute industrializado, pronto para uso, que requer apenas a adição da quantidade correta de água para a obtenção de um material fluido destinado ao grauteamento de seções confinadas. É composto por cimento Portland, agregados minerais, aditivos especiais e fluidificantes.

- Grauteamento e fixação de bases de equipamentos e máquinas de pequeno porte.
- Preenchimento de vazios com espessuras entre 20 e 60 mm. Para espessuras maiores, deve-se adicionar até 30% de Brita 0 ou Brita 1, em massa. Nesta situação, consultar a Weber.
- Reparos localizados em pisos de concreto (consultar a Weber para instruções de uso).

2. VANTAGENS

- Facilidade de aplicação, podendo ser vertido por gravidade ou bombeado.
- Auto adensável.
- Baixa permeabilidade e retração controlada.
- Isento de cloretos.

3. PREPARO DA BASE

O substrato deve estar limpo, isento de óleos, graxas ou outros materiais contaminantes, partículas soltas ou pó. Delimitar as áreas de reparo com disco diamantado e remover o concreto deteriorado até atingir o concreto sã. Armaduras existentes na estrutura devem estar limpas e isentas de produtos de corrosão. Caso seja observada qualquer contaminação nas armaduras, proceder a sua limpeza mediante o uso de jateamento abrasivo ou turbo-jateamento e posterior tratamento com **protetor de armadura quartzolit**. Para ampliar a proteção de áreas adjacentes à região da intervenção em estruturas atacadas por cloretos, recomenda-se a instalação de pastilhas de proteção catódica galvânica da linha **galvashield quartzolit**. Antes da aplicação de **super graute quartzolit**, saturar a superfície preparada com água evitando-se empocamento e deixando-a na condição de "saturada e seca". Devido à elevada fluidez do produto, é necessário o uso de fôrmas estanques, preferencialmente seladas nas extremidades com gesso ou material equivalente de fácil remoção.

4. MISTURA

Para grandes volumes, recomenda-se usar um misturador de ação forçada ou, para apenas um conjunto, usar uma haste metálica acoplada a uma furadeira de baixa rotação (400 a 500 rpm). A quantidade de água a ser utilizada na mistura deve ser respeitada e está descrita na lateral da embalagem, podendo-se alterar esta relação em 5% para mais ou para menos em função da trabalhabilidade e das condições do ambiente. Colocar a quantidade de água especificada num recipiente, acionar a furadeira ou o misturador e adicionar o **super graute quartzolit** aos poucos misturando até constatar uniformidade e homogeneidade do material. O tempo de mistura varia de 3 a 5 minutos e as embalagens não devem ser fracionadas. Lançar o **super graute quartzolit** imediatamente após a mistura. Dependendo do tipo de aplicação, pode-se adicionar à mistura seca, em massa, até 30% de brita 0 (pedrisco) ou de brita 1, transformando o **super graute quartzolit** num microconcreto ou num concreto, respectivamente. Nestes casos, estes agregados devem ser limpos, isentos de materiais pulverulentos e secos, e a relação água/materiais secos pode sofrer alterações. Para eventuais dúvidas, consultar a Weber.

5. APLICAÇÃO

A operação de lançamento do produto deve ser contínua, sempre por uma das extremidades do elemento estrutural. Sobre o substrato saturado e seco, verter o graute através da menor distância de percurso possível até o preenchimento total da seção em questão. Para a aplicação em reparos localizados de pisos de concreto, o produto deve ser lançado na cavidade a ser reparada, preferencialmente adicionado de brita 0 ou de brita 1, a quantidade de água deve ser rigorosamente controlada e a superfície de acabamento deve ser pouco trabalhada, ou seja, o desempenho deve ser realizado apenas o suficiente para a obtenção de uma superfície plana e regular.

Atualizado em maio/2014

Saint-Gobain do Brasil Produtos Industriais e para Construção Ltda.
Matriz: Via de Acesso João de Góes, 2127 – Jandira/SP – Brasil - CEP 06612-000 – Tel.: 55 (11) 2196-8000 – Fax: 55 (11) 2196-8301
SAC: 0800 709 6979 - www.weber.com.br





produtos
quartzolit

super graute quartzolit – Pág.: 2/2

6. RESTRICÇÕES DE USO

O **super graute quartzolit** foi desenvolvido para aplicações em condições de confinamento, tais quais as descritas no item "Usos" acima. Para quaisquer outros tipos de aplicações, consultar a Weber.

7. CURA

Após a finalização dos trabalhos, preservar as fôrmas por no mínimo 24 horas e aplicar membrana de cura química da linha Weber quartzolit ou promover a cura úmida, por no mínimo, 3 dias. Não aplicar os produtos sob insolação direta e se necessário utilizar anteparos.

8. PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS

Massa unitária:	2,200 kg/dm ³
Resistência à compressão às 24 horas (NBR 5739/07):	25 MPa
Resistência à compressão aos 3 dias (NBR 5739/07):	35 MPa
Resistência à compressão aos 28 dias (NBR 5739/07):	50 MPa
Tempo em aberto para lançamento a 25 °C:	30 minutos
Teor de cloretos:	Isento

9. CONSUMO

O consumo aproximado do **super graute quartzolit** é de 2.200 kg/m³

10. FORNECIMENTO E EMBALAGEM

O **super graute quartzolit** é fornecido em sacos de 25 kg. Armazenar em local seco e arejado, sobre estrado elevado do solo, em pilhas com, no máximo, 1,5 m de altura, em sua embalagem original fechada. Sua validade é de 9 meses a contar da data de fabricação impressa na embalagem.

11. PREUCAÇÕES

As medidas de higiene e de segurança do trabalho e as indicações quanto ao fogo, limpeza e disposição de resíduos devem seguir as recomendações constantes na FISPQ do produto.

IMPORTANTE: O rendimento e o desempenho do produto dependem das condições ideais de preparação da superfície/substrato onde será aplicado e de fatores externos alheios ao controle da **Weber**, como uniformidade da superfície, umidade relativa do ar e ou de superfície, temperatura e condições climáticas, locais, além de conhecimentos técnicos e práticos do aplicador, usuário e outros. Em função destes fatores, o rendimento e performance podem apresentar variações.

Atualizado em maio/2014

Saint-Gobain do Brasil Produtos Industriais e para Construção Ltda.
Matriz: Via de Acesso João de Góes, 2127 – Jandira/SP – Brasil - CEP 06612-000 – Tel.: 55 (11) 2196-8000 – Fax: 55 (11) 2196-8301
SAC: 0800 709 6979 - www.weber.com.br

