

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANDRÉIA FARENZENA  
RÚBIA MARA BOSSE**

**PROPOSTA DE SOLUÇÕES EM ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA  
COMO ALTERNATIVA PARA O PROJETO DE UMA ESCOLA EM  
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL (MOLDADO *IN LOCO*)**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PATO BRANCO  
2014**

ANDRÉIA FARENZENA  
RÚBIA MARA BOSSE

**PROPOSTA DE SOLUÇÕES EM ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA  
COMO ALTERNATIVA PARA O PROJETO DE UMA ESCOLA EM  
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL (MOLDADO *IN LOCO*)**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, *Câmpus* Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias.  
Co-orientador: Prof. Me. Cleovir José Milani

PATO BRANCO  
2014



## **TERMO DE APROVAÇÃO**

### **PROPOSTA DE SOLUÇÕES EM ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA COMO ALTERNATIVA PARA O PROJETO DE UMA ESCOLA EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL (MOLDADO IN LOCO)**

**ANDRÉIA FARENZENA**

e

**RÚBIA MARA BOSSE**

Ao 1º dias do mês de dezembro do ano de 2014, às 08h30min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco – UTFPR-PB, conforme Ata de Defesa Pública nº 34-TCC/2014.

Orientador: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC / UTFPR-PB)

Co-orientador: Prof. Msc. CLEOVIR JOSÉ MOLANI (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup>. HELOIZA PIASSA BENETTI (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof<sup>o</sup> Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (DACOC / UTFPR-PB)

## **AGRADECIMENTOS**

Com grande gratidão, em primeiro lugar agrademos a Deus por tornar possível atingir esse objetivo e ser fonte de amparo.

Agrademos aos nossos pais por todo o apoio e por nos dar forças nos momentos mais difíceis durante essa jornada.

Aos nossos amigos, pela ajuda e compreensão, por todos os aprendizados compartilhados e momentos vividos, com certeza foram essenciais para que chegássemos até aqui.

Ao nosso professor orientador, Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias, por acreditar na nossa capacidade e pelo auxílio. Ao professor co-orientador, Prof. Msc. Cleovir José Milani, pelas importantes dicas e pelas palavras de conforto nos diversos momentos de insegurança. Agradecemos também aos professores da banca examinadora, Prof. Dr. Rogério Carrazedo e Heloiza Piassa Benetti, pelas contribuições ao trabalho.

Ao Eng. Julio Cesar Barzotto, por disponibilizar o software CAD/ TQS, o qual foi de grande auxílio na realização deste trabalho. Ao Eng. Otávio Rech, pelo apoio e empréstimo do software AltoQi/Qicad.

O nosso sincero agradecimento a todos os envolvidos, que de alguma forma contribuíram para este trabalho.

“A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo”.

Albert Einstein

## RESUMO

BOSSE, Rúbia M. FARENZENA, Andréia. **Proposta de soluções em estrutura pré-fabricada como alternativa para o projeto de uma escola em concreto armado convencional (moldado *in loco*)**. 2014. 100f. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2014.

Este trabalho apresenta propostas de soluções em concreto armado pré-fabricado como alternativas para o projeto estrutural do bloco padrão da escola “Espaço Educativo Urbano II”, a qual é uma obra pública, reproduzida em várias cidades, executada em concreto armado convencional. Para isso, foram concebidas duas soluções de arranjo estrutural, uma utilizando lajes pré-fabricadas unidirecionais e outra empregando lajes alveolares protendidas. Desta forma, foi elaborado o projeto estrutural com dimensionamento e detalhamento dos elementos vigas, pilares, consolos e cálices de ambas as propostas. A partir dos projetos desenvolvidos, foi feita uma análise comparativa quanto às características dos projetos. Observou-se que para a edificação objeto de estudo, foi possível reduzir o número de elementos componentes da estrutura com ambas as soluções em pré-fabricados. Levantados os quantitativos de materiais (aço e concreto) das três configurações estudadas, foi verificado que, no geral, as estruturas pré-fabricadas consumiram maior quantidade de concreto e aço. O sistema em pré-fabricado mostra-se propenso ao desenvolvimento da racionalização na construção civil, pois reduz a geração de resíduos e desperdícios, além de possibilitar padronização da qualidade, o que justifica sua aplicação também em obras públicas.

**Palavras-Chaves:** Estruturas pré-moldadas. Concreto armado. Obras Públicas.

## ABSTRACT

BOSSE, Rúbia M. FARENZENA, Andréia. **Proposed solutions in precast structure as an alternative to the design of a school built in sitecast concrete framing.** 2014. 100f. Final Paper – Civil Engineering, Federal Technological University of Paraná. Pato Branco, 2014.

The purpose of this research is to show the precast concrete framing as an alternative for the structural design of a standardized school project, which is a public building to be constructed in more than one city, actually using sitecast concrete framing. Therefore, two kinds of precast framing systems were selected as probable solutions: unidirectional precast slabs and hollow core prestressed concrete slabs. Thus, the structural design for both proposals was elaborated, consisting of beams, columns, corbels and sockets details. Based in the structural designs that were previously developed, a comparative analysis between the characteristics of the systems was performed. As a result, it was possible to reduce the number of structural elements in both kinds of precast framing systems. Also, the consumption of concrete and steel were estimated, and was verified that, in general, precast concrete structures consume greater amounts of concrete and steel. In short, precast concrete systems offered a great potential in waste reduction and also a better quality control, which justify their use for public buildings construction.

**Keywords:** Precast Structures. Reinforced concrete. Public Buildings.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Laje Treliçada .....	19
Figura 2 - Lajes alveolares .....	20
Figura 3 - Domínios de dimensionamento.....	22
Figura 4 - Arranjos de armadura de consolo.....	27
Figura 5- Pilares Pré-fabricados.....	32
Figura 6 - Determinação de “a”, ancoragem por laço e por solda.....	39
Figura 7 – Consolo .....	41
Figura 8 - Transferência de esforços em cálices de paredes lisas.....	45
Figura 9 - Transmissão de esforços paredes lisas e rugosas .....	45
Figura 10 – Folga .....	49
Figura 11– Implantação.....	53
Figura 12- Esquema da estrutura do bloco pedagógico.....	54
Figura 13 - Parte da Estrutura em Concreto Moldado in loco – Pavimento Térreo ...	55
Figura 14 - Parte da Estrutura em Concreto Moldado in loco – Pavimento Cobertura .....	56
Figura 15 - Aparelho de apoio do consolo.....	62
Figura 16 - Solução 1 – Pavimento cobertura.....	64
Figura 17 - Modelo 3D estrutura com laje de vigotas treliçadas.....	64
Figura 18 – Solução 1 – pavimento térreo .....	65
Figura 19 - Solução com Lajes Alveolares .....	66
Figura 20 - Lajes alveolares em balanço.....	66
Figura 21 - Modelo 3D estrutura com laje alveolar.....	67
Figura 22 - Montagem de Pilar e Viga.....	70
Figura 23 – Cobertura em Madeira .....	85
Figura 24 - Dimensões da Edificação.....	88
Figura 25 - Coeficiente de arrasto em vento de alta turbulência .....	90
Figura 26 - Definição de Carga Vento .....	91
Figura 27 - Catálogo Cassol.....	100
Figura 28 - Detalhe Apoio Laje Alveolar.....	101
Figura 29 - Graficos de Esforços solicitantes na viga de exemplo .....	102
Figura 30 - Comprimento das armaduras no dente Gerber.....	108
Figura 31 - Seções da viga L.....	109
Figura 32 - Detalhe de extremidade da viga .....	110
Figura 33 - Entrada de Dados .....	114
Figura 34 – Resultado $\omega$ no ábaco no aplicativo.....	114
Figura 35 - Dados de entrada no aplicativo.....	117
Figura 36 - Determinação do $\omega$ no ábaco no aplicativo.....	118
Figura 37 - Posição das armaduras no cálice .....	123

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparativo volumes de concreto em m <sup>3</sup> .....	74
Gráfico 2 - Comparativo quantitativos de aço.....	75
Gráfico 3 - Comparativo da taxa de aço em Kg/m <sup>3</sup> .....	76
Gráfico 4 - Comparativo da taxa de concreto/área da edificação em m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> . .....	77

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Taxa de armadura mínima para vigas.....	26
Tabela 2 - Comprimento de Flambagem.....	34
Tabela 3 - Tensões e pontos de aplicação de Hd no cálice .....	46
Tabela 4 - Tolerâncias.....	50
Tabela 5 - Quantitativo de aço vigas baldrames .....	57
Tabela 6 - Quantitativo de aço das vigas da cobertura .....	57
Tabela 7 - Quantitativo do aço pilares.....	57
Tabela 8 – Volume de concreto.....	58
Tabela 9 - Descrição das soluções .....	59
Tabela 10 - Quantitativo de elementos.....	71
Tabela 11 - Quantitativo de aço das vigas baldrames da solução 1 – Estrutura Pré-fabricada com lajes Unidirecionais.....	72
Tabela 12 - Quantitativo de aço das vigas da cobertura da solução 1 .....	72
Tabela 13 – Quantitativo de aço dos pilares da solução 1 .....	72
Tabela 14 – Volume de concreto da solução 1 .....	73
Tabela 15- Quantitativo de aço das vigas baldrames da solução 2 .....	73
Tabela 16- Quantitativo de aço das vigas da cobertura da solução 2.....	73
Tabela 17 - Quantidade de Aço Pilares da Solução 2.....	73
Tabela 18 - Volume de Concreto da Solução 2.....	74
Tabela 19 - Fator $S_2$ .....	89
Tabela 20 - Resumo ações do vento.....	92
Tabela 21 - Parte da Tabela KMD.....	99
Tabela 22 - Resumo dimensionamento Consolos.....	120
Tabela 23 - Cálculo armadura .....	123
Tabela 24 - Cálculo armadura .....	124

## SUMÁRIO

1	INTRODUCAO .....	12
1.1	OBJETIVOS .....	14
1.1.1	Objetivo Geral .....	14
1.1.2	Objetivos Específicos .....	14
1.2	JUSTIFICATIVA .....	15
2	CONCRETO PRÉ-FABRICADO .....	16
2.1	HISTÓRICO DO CONCRETO PRÉ-FABRICADO .....	16
2.2	MERCADO E ATUALIDADES .....	16
2.3	ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO .....	18
2.3.1	Solicitações .....	18
2.4	LAJES DE VIGOTAS PRÉ-FABRICADAS .....	19
2.5	LAJES ALVEOLARES .....	20
2.6	VIGAS .....	21
2.6.1	Dimensionamento de Vigas .....	21
2.6.1.1	Armadura Longitudinal .....	21
2.6.1.2	Armadura Transversal .....	23
2.6.1.3	Dimensionamento do dente Gerber .....	27
2.6.1.3.1	Armadura de Suspensão .....	27
2.6.1.3.2	Armadura de Costura .....	28
2.6.1.3.3	Estribos Verticais .....	28
2.6.1.3.4	Armadura do tirante .....	29
2.7	LIGAÇÕES .....	29
2.7.1	Ligação Viga- Pilar por Pino e Elastômero .....	30
2.7.1.1	Elastômero .....	31
2.7.1.2	Chumbadores .....	31
2.8	PILARES .....	32
2.9	IÇAMENTO .....	37
2.10	CONSOLOS .....	38
2.10.1	Dimensionamento de Consolos .....	38
2.10.2	Armaduras dos Consolos .....	39
2.11	CÁLICE .....	43
2.12	FOLGAS E TOLERÂNCIAS .....	48
3	OBRAS PÚBLICAS E LICITAÇÕES .....	51
4	ANÁLISE DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL .....	53

5 SOLUÇÕES COM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO ARMADO .....	59
5.1 LEVANTAMENTO DAS CARGAS.....	60
5.2 JUNTA DE DILATAÇÃO.....	60
5.3 DEFINIÇÕES DE PROJETO.....	60
5.4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	62
5.5 ESTRUTURA COM LAJE DE VIGOTAS TRELIÇADAS – SOLUÇÃO 1.....	63
5.6 ESTRUTURA COM LAJES ALVEOLARES – SOLUÇÃO 2.....	65
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	68
6.1 ANÁLISE DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS.....	68
6.2 QUANTITATIVOS .....	71
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	78
REFERÊNCIAS.....	81
APÊNDICE A – Carga da Cobertura .....	85
APÊNDICE B – Cargas de Vento na Edificação .....	88
APÊNDICE C – Planta de Carga dos Pilares – Solução 1 .....	93
APÊNDICE D – Planta de Carga dos Pilares – Solução 2 .....	94
APÊNDICE E – Momentos Máximos nas Vigas – Solução 1 .....	95
APÊNDICE F – Momentos Máximos nas Vigas – Solução 2 .....	96
APÊNDICE G – Laje com Vigota Trelaçada.....	97
APÊNDICE H – Laje Alveolar Utilizada.....	100
APÊNDICE I – Dimensionamento Vigas .....	102
APÊNDICE K – Dimensionamento Pilares.....	112
APÊNDICE K – Dimensionamento Consolos.....	119
APÊNDICE L – Dimensionamento Cálices .....	121
APÊNDICE M – Projeto da Solução 1 – Estrutura com Lajes de Vigotas Trelaçadas .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
APÊNDICE N – Projeto da Solução 2 – Estrutura com Lajes Alveolares.....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A construção civil brasileira é marcada por improvisações, falta de planejamento, atrasos nos prazos de entrega das obras, desperdícios de materiais com geração e má destinação de resíduos, além da baixa produtividade no setor. As origens destes problemas podem ser apontadas como a falta de tecnologia empregada à construção civil, a grande necessidade de mão de obra nas construções juntamente com a falta de preparo dos trabalhadores. Em resumo, pode-se dizer que o baixo grau de desenvolvimento da construção industrializada tem sua parcela de contribuição nestes problemas. O mercado da construção civil do país é formado por pequenas e microempresas situadas predominantemente nas regiões Sudeste e Sul, sem alto grau de especialização nos serviços. Desta forma, a maior parte da produção de construções está vinculada a produção de obras públicas (KURESKI et al, 2008).

Ao se tratar de obras públicas, no atual cenário brasileiro, é inevitável a associação aos atrasos no cronograma e na entrega das edificações, baixo desempenho das construções existentes, rigor na fiscalização entre muitos outros agravantes. De acordo com JusBrasil (2013), os senadores integrantes da Comissão de Serviços de Infraestrutura (CI), consideram que os principais problemas que provocam o atraso nas obras públicas brasileiras são: projetos e processos executivos deficientes; exagero na atuação dos órgãos de fiscalização; processo licitatório mal realizado; problemas de gestão do órgão responsável pela execução da obra; falta de planejamento; deficiência na execução orçamentária.

Pode-se dizer então, que a industrialização do setor da construção civil é a chave para o desenvolvimento do mercado no país, pois já não é possível tolerar as perdas nas construções (material e mão de obra) e tamanhos prazos para execução. De acordo com Formoso et al (1997), as atividades que agregam valor correspondem a somente um terço do tempo total gasto pela mão de obra, o que significa que o restante do tempo é perdido entre transporte, retrabalho, entre outras atividades, cada vez mais onerosas aos orçamentos das obras.

Por estes motivos a pré-fabricação vem sendo cada vez mais empregada, pois esta possibilita muitas vantagens, entre elas Spadeto (2011) cita: economia, eficiência, desempenho técnico, condições favoráveis de trabalho e sustentabilidade.

A preocupação com industrialização na construção civil no Brasil iniciou apenas na década de 50, entretanto, a evolução das técnicas para que esta seja possível não evoluiu tanto, se comparado a outros países. A primeira construção com pré-fabricados ocorreu em 1926, porém houve grande rejeição do sistema no mercado e apesar desse método não ser novo no país, a utilização em larga escala é mais recente (VASCONCELOS, 2002).

Devido ao fato que essa técnica vem sendo utilizada e conhecida mais recentemente, é comum que haja uma relativa confusão entre o termo concreto pré-moldado e concreto pré-fabricado, assim é importante fazer a distinção entre os conceitos. De acordo com a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) um elemento pré-moldado é aquele executado com controle de qualidade, mas fora do local de utilização da peça. Já, um elemento pré-fabricado é aquele produzido industrialmente com controle rigoroso de qualidade, mesmo em instalações temporárias.

El Debs (2000, p. 11) também define que, de um modo geral “pré-moldagem aplicada à produção em grande escala resulta na pré-fabricação, que por sua vez, é uma forma de buscar a industrialização da construção”.

A pré-fabricação vem sendo utilizada para construções industriais, residenciais, grandes shoppings e supermercados, porém existe um mercado ainda não explorado para este tipo de estrutura que são as obras públicas.

Obras públicas são obras com várias repetições, onde os blocos usualmente são regulares, assim o sistema construtivo em pré-fabricados pode apresentar-se vantajoso em relação ao método convencional, principalmente pelo ganho em tempo de execução. A adoção do sistema para este tipo de obra ainda proporcionaria melhor padronização da qualidade e redução da mão de obra.

Por esse motivo, nesse trabalho foi realizado um estudo comparativo de uma estrutura de uma obra pública, a qual o governo federal disponibiliza os projetos para execução em concreto moldado *in loco*, dimensionada para a confecção das peças em concreto pré-fabricado. Esses projetos são de escolas que já foram executadas em muitas cidades, inclusive no sudoeste do Paraná e que ainda poderão ser licitadas para construção em outras.

A partir desse estudo, pretende-se propor soluções em concreto pré-fabricado para a estrutura do bloco padrão da escola em estudo, abordando os critérios de

dimensionamento e as diferenças nos quantitativos de aço e concreto entre os modelos elaborados e o projeto original.

O presente trabalho está dividido em cinco partes. A primeira parte destina-se a revisão bibliográfica, para assim esclarecer os aspectos do sistema de pré-fabricados e também em relação a obras públicas. Na parte seguinte é descrita a metodologia, de como este trabalho se desenvolveu. Dedicou-se uma parte para apresentação dos resultados alcançados, sendo que na sequência está a discussão dos resultados. Na última parte estão as considerações finais, onde se avaliou a contribuição desse estudo para futuras obras.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste na concepção e no dimensionamento de soluções em concreto pré-fabricado como alternativas a um projeto existente de escola, em concreto armado convencional.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos este trabalho se propõe a:

- Apresentar referencial bibliográfico sobre o sistema de construção por pré-fabricados, com as diferenças e vantagens deste sistema em relação ao concreto armado convencional, moldado *in loco*;
- Analisar o projeto estrutural da escola, fornecido em eventual licitação, de modo a descrever as soluções estruturais adotadas;
- Conceber soluções alternativas em pré-fabricados para a edificação objeto de estudo, e desenvolver o projeto estrutural contemplando o dimensionamento no estado limite último e detalhamento dos pilares, vigas, consolos, cálices e verificação dos elementos de laje;
- Produzir o quantitativo de materiais (concreto e aço) dos elementos vigas e pilares tanto para o projeto original quanto para o projeto a ser empregado na edificação da estrutura de pré-fabricados.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

O emprego de concreto pré-fabricado vem crescendo nos últimos tempos devido ao fato da dificuldade de mão de obra, pelo desejo de uma maior rapidez de execução, entre outros aspectos que contribuem para tornar a industrialização da construção cada vez mais viável (NAKAMURA, 2013).

Ressalta-se a importância de se buscar técnicas inovadoras na área da construção civil, de modo a provocar um avanço nos processos, assim como tentar tornar essas técnicas, tais como a pré-fabricação, mais populares, com o intuito de serem lembradas e buscadas no momento da elaboração de projetos.

Este trabalho aborda a possibilidade de que edificações que hoje são licitadas e construídas da maneira tradicional, possam ter seu sistema de execução e projeto substituídos por sistemas mais rápidos, otimizados e nem por isso menos eficazes, como o sistema de estrutura pré-fabricada.

Os projetos da escola em questão são fornecidos pelo governo em licitações e normalmente são multiplicados, ou seja, os mesmos projetos são licitados e executados em diferentes cidades. Sua concepção é para execução com concreto moldado *in loco*.

Porém, visto que a arquitetura se apresenta em formato regular, com vocação para a pré-fabricação, configura a possibilidade deste projeto ser desenvolvido para o sistema de pré-fabricados, demonstrando a originalidade da elaboração desse trabalho, que visa comparar o projeto estrutural de uma mesma edificação, a escola, se concebida em concreto convencional, ou em estrutura pré-fabricada.

## 2 CONCRETO PRÉ-FABRICADO

### 2.1 HISTÓRICO DO CONCRETO PRÉ-FABRICADO

De acordo com Vasconcelos (2002), o nascimento da pré-moldagem se deu antes mesmo da realização de estruturas com concretagem local, a pré-fabricação nasceu com o concreto armado, na forma da moldagem de elementos em local fora do destino final de aplicação.

Salas<sup>1</sup> (1988, apud SERRA; FERREIRA; PIGOZZO, 2005, p. 4) enfatiza que na Europa, no período pós-guerra, em decorrência da devastação, diversos edifícios foram construídos de elementos pré-fabricados. Entretanto a falta de avaliação prévia nestas construções fez com que estas apresentassem baixo desempenho com aparecimento de muitos problemas e patologias causando rejeição a este tipo de edificação.

Nos últimos 20 anos, na Europa, Elliot<sup>2</sup> (2002, apud SERRA; FERREIRA; PIGOZZO, 2005, p. 4) cita que a indústria de pré-fabricados, tem se caracterizado pelo alto grau de especificação, na forma de que os projetistas vêm aperfeiçoando as opções de acabamentos de alta qualidade para os elementos pré-moldados.

Vasconcelos (2002) comenta que o Conjunto Residencial da Universidade de São Paulo, foi a primeira construção de prédio com diversos pavimentos em elementos pré-fabricados. Contando com 12 prédios de doze pavimentos construídos em 1964 para abrigar estudantes de outras cidades, os elementos componentes foram fabricados dentro do próprio canteiro de obras. O autor destaca ainda que a empresa responsável pela obra executou um trabalho perfeito diante dos vários problemas enfrentados em decorrência da falta de treinamento dos operários que não possuíam nenhuma experiência neste sistema construtivo.

### 2.2 MERCADO E ATUALIDADES

Nos últimos anos, o uso de elementos pré-fabricados ou pré-moldados de concreto vem sendo impulsionada por fatores como mão de obra escassa, prazos de

---

<sup>1</sup> SALAS, S. J. **Construção Industrializada**: pré-fabricação, monumentos, fundações. Volume III. Studio Nobel. São Paulo, 2002.

<sup>2</sup> ELLIOT. **Precast Frame Concepts, Economics and Architectural Requirements**. In workshop on Design & Construction of Precast Concrete Structures. Construction Industry Training Institute. Singapore, 2002.

execução cada vez mais curtos, necessidade de racionalização de recursos e controle de custos, entre outros. Em acréscimo a isso, houve também avanços que impulsionaram o emprego de pré-fabricados, tais como: publicação de normas técnicas e equipamentos para movimento das peças que aliados com maior conhecimento dessa técnica por parte de projetistas e construtores, foram terminantes para o atual desenvolvimento desse setor (NAKAMURA, 2013).

Albuquerque e El Debs (2005), em um estudo das considerações feitas por fabricantes de estruturas pré-moldadas, chegaram às seguintes considerações:

- Em média 70% das obras são adaptações para a pré-moldagem de uma concepção de estrutura em concreto moldado *in loco*, e não são originalmente concebidas para utilizar esse sistema;

- Para melhorar a relação entre projeto, indústria e obra, é preciso que os projetistas tenham mais conhecimento sobre esse sistema, aumentando a divulgação dos resultados, assim como tornar a indústria mais flexível para às mudanças de mercado e também melhorar a coordenação de projetos;

- O projeto arquitetônico, para se adaptar ao sistema pré-moldado e dessa forma proporcionar uma maior eficiência, deve buscar uma modulação, o qual através da repetição das peças reduzirem o custo de fabricação.

De acordo com El Debs (2000) em países em desenvolvimento, tais como o Brasil, onde as técnicas mais tradicionalmente empregadas são as de concreto moldado no local, as perspectivas são de crescimento para o emprego da pré-moldagem.

Segundo a Associação Brasileira de Construção Industrializada (2013), na última década os pré-fabricados no Brasil passaram à sofisticação arquitetônica, e tornou-se possível a execução do sistema completo em pré-fabricados, da fundação/estrutura aos elementos de fachada e fechamento, além de que a evolução dos pré-fabricados vem possibilitando a produção de edificações cada vez mais verticais.

A produção racionalizada com foco em qualidade não é uma questão de modismo, mas é uma questão de sobrevivência para as atuais empresas. Devido à maior presença do Brasil no mercado competitivo mundial, isso demanda uma adaptação da indústria brasileira aos consumidores mais exigentes e conscientes dos direitos que possuem (MAMEDE, 2001).

## 2.3 ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO

Para El Debs (2000), o projeto de estruturas de concreto pré-moldado diferencia-se do projeto das estruturas de concreto moldado no local quanto à análise estrutural, basicamente pela necessidade de considerar outras situações de cálculo além da situação final da estrutura. Há também necessidade de considerar as particularidades das ligações entre os elementos pré-moldados que formam a estrutura.

Para o projeto e análise das estruturas de concreto pré-moldado devem ser levados em conta os seguintes aspectos (El Debs, 2000):

- Comportamento dos elementos isoladamente: essa consideração deve-se às situações transitórias como desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem. O efeito dinâmico da movimentação dos elementos é considerado nessa etapa, onde esse efeito é levado em conta por meio de um coeficiente que afeta o peso do elemento, na situação mais desfavorável;
- Incerteza na transmissão de forças nas ligações: são consequências dos desvios da geometria dos elementos e apoios, assim como variações volumétricas ou a falta de conhecimento do comportamento de certas ligações, o que afeta o dimensionamento;
- Ajustes na introdução de coeficientes de segurança: em quesitos de segurança, são utilizadas as mesmas regras do concreto moldado no local quanto a resistência e utilização. Porém, como existem particularidades da produção, alguns coeficientes podem ser diferentes.

### 2.3.1 Solicitações

A NBR9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) estabelece que no dimensionamento devem ser consideradas as ações decorrentes de carga permanente, carga acidental, vento, variações de temperatura, choques, vibrações, esforços repetidos e deslocamentos de apoio.

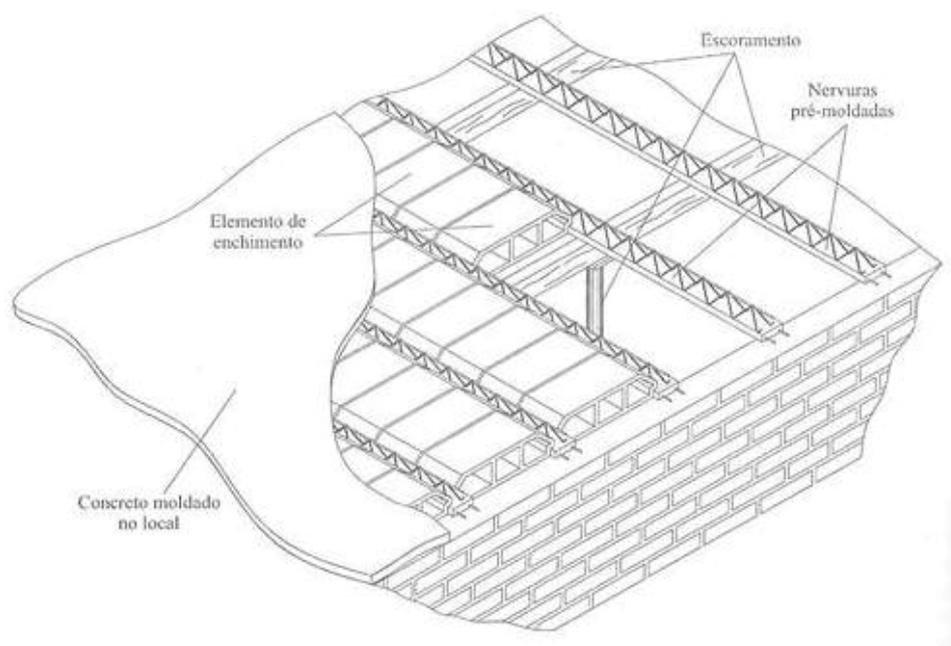
O Manual Munte (2004) aponta que embora sempre existentes, os esforços horizontais podem não ser considerados no dimensionamento dos elementos e este critério dependerá do tipo e complexidade da estrutura. Entretanto, os esforços devidos à ação do vento sobre as edificações são de obrigatória consideração.

## 2.4 LAJES DE VIGOTAS PRÉ-FABRICADAS

As lajes formadas por vigotas pré-moldadas são, como explica El Debs (2000), constituídas por: elementos lineares pré-moldados dispostos espaçadamente, que são as nervuras; elementos de enchimento, encaixados sobre os elementos pré-moldados, e concreto moldado no local (Figura 1). O material de enchimento é normalmente blocos cerâmicos, de concreto vazado ou blocos de poliestireno expandido, conhecido como EPS.

Tem como característica principal a disposição das vigotas em uma só direção, onde geralmente é a do menor vão e são simplesmente apoiadas nas vigas da extremidade. Assim, essas vigas em que esses elementos se apoiam são as que recebem a maior parcela da carga (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2013).

O comportamento estrutural desse tipo de laje corresponde de forma geral ao de lajes armadas em uma direção ou lajes unidirecionais como também são chamadas, com a seção resistente formada pela parte pré-moldada e o concreto moldado no local (EI DEBS, 2000).



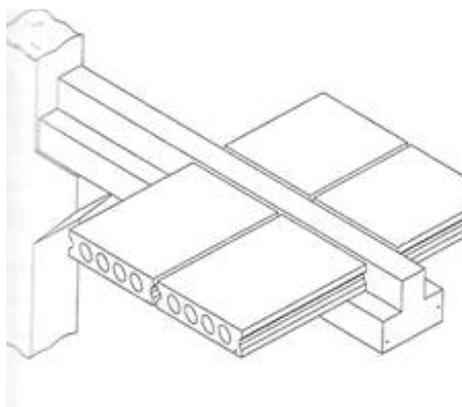
**Figura 1 - Laje Treliçada**  
Fonte: El Debs, 2000.

Nas fases de montagem e concretagem, os elementos pré-moldados são a parte resistente do sistema, tendo capacidade de suportar, além de seu peso próprio, o peso das lajotas, do concreto da capa e uma carga acidental pequena para um vão

de normalmente até 1,5 m. Isso significa que, o escoramento para se executar esse tipo de laje não necessita um grande número de puntaletes ou escoras (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2013).

## 2.5 LAJES ALVEOLARES

Também chamada de laje vazada ou oca, a laje alveolar é formada por vazamentos na seção transversal de forma circular, oval, “pseudo” elipse, retangular, etc. Na Figura 2 pode-se visualizar o painel alveolar apoiado sobre a viga pré-fabricada.



**Figura 2 - Lajes alveolares**  
**Fonte: El Debs, 2000.**

A faixa de vãos em que esse elemento pode ser empregado vai de 5 m a 15 m. A largura fica entre 1,00 m a 2,00 m, podendo chegar a 2,50 m. Já, a altura tem uma variação entre 15 cm a 30cm, mas pode chegar a atingir 50 cm em casos excepcionais.

Os painéis alveolares apresentam algumas particularidades em questão ao dimensionamento, uma delas é a armadura dos painéis, que é, salvo em algum caso especial, constituída apenas de armadura ativa, na mesa inferior, e em geral na mesa superior também.

A capa de concreto, geralmente utilizada nos demais tipos de lajes pré-fabricadas, pode ser dispensada na laje alveolar, visto que a seção dos painéis é capaz de resistir as tensões de compressão e apenas os preenchimentos das juntas é suficiente para uniformizar as distribuições das cargas. Porém, é indicada a execução da capa de concreto principalmente para as lajes de piso, de modo a

regularizar e nivelar a laje, além de promover a correção da contra flecha inerente da protensão (TATU, 2014).

A execução da capa de concreto possibilita a disposição de armaduras sobre os painéis, as quais permitem à redistribuição de cargas concentradas no pano da laje, viabilizando a construção de alvenarias ou aplicação de carregamentos similares diretamente sobre laje.

A laje alveolar protendida destaca-se por propiciar rapidez de execução e não necessitar de escoramentos, vencendo vãos maiores e suportando a altos carregamentos (ZANON, 2011).

## 2.6 VIGAS

As vigas retangulares armadas, como explica Melo (2007), podem ter qualquer seção, porém busca-se adotar seções múltiplas de 10 cm, para ser possível a utilização de fôrmas metálicas, de modo a aumentar a produtividade e qualidade, sendo 15 cm a menor largura possível e largura ideal de 20 cm.

“De acordo com as indicações feitas nos consolos, geralmente as vigas armadas apresentam dentes Gerber com metade da altura da viga” (Manual Munte 2004, p.314).

### 2.6.1 Dimensionamento de Vigas

#### 2.6.1.1 Armadura Longitudinal

Para o dimensionamento das vigas pré-moldadas do projeto seguiu-se as recomendações de Carvalho e Figueiredo Filho (2013) e da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014). Para seções retangulares, as variáveis necessárias ao cálculo das armaduras podem ser determinadas a partir do equilíbrio de forças atuantes na seção. Mas inicialmente é preciso definir o domínio de dimensionamento das peças (domínios 2, 3, 4 e 4a) conforme Figura 3 para concretos com resistências entre 20 e 50 MPa.

$$\text{Domínio 2: } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ 0 \leq \varepsilon_c < 3,5\text{‰} \end{cases}$$

$$\text{Domínio 3: } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \end{cases}$$



$$M_d = (0,68dx - 0,272x^2)b_w f_{cd} \quad (5)$$

em que  $x$  é a posição da linha neutra.

Admitindo que a peça possa trabalhar nos domínios 2 ou 3, tem-se pela equação (6):

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} \quad (6)$$

Em seguida deve-se verificar o domínio de dimensionamento da peça no estado limite último. O preferível é que a peça trabalhe no domínio 3. Para isto utiliza-se da relação entre deformações, pois o primeiro princípio assumido no dimensionamento das peças é o de linearidade, ou seja, de que as seções permanecem planas após a deformação, equação (7).

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (7)$$

Quanto a posição da linha neutra no limite do domínio 2 e no domínio 3 a deformação específica do concreto é de  $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$  para concretos com resistência menor que 50 MPa. Portanto na equação acima, tem-se, equação (8):

$$\beta = \frac{x}{d} = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_s} \quad (8)$$

#### 2.6.1.2 Armadura Transversal

A taxa de armadura transversal mínima definida pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) é dada pela equação (9):

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (9)$$

em que  $A_{sw}$  é a área da seção transversal dos estribos;

$s$  é o espaçamentos dos estribos;

$\propto$  a inclinação dos estribos

$f_{ywk}$  resistência característica ao escoamento do aço da armadura;

A resistência da peça é satisfatória se atendidas as equações (10) e (11):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (10)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (11)$$

$V_{sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo

$V_{Rd2}$  é a força cortante resistente de cálculo de acordo com o modelo escolhido

$V_{Rd3}$  é a força cortante resistente de cálculo relativa a ruína por tração diagonal.

O modelo de cálculo II determina que as bielas de compressão estejam inclinadas, e o ângulo  $\theta$  varia de  $30^\circ$  a  $45^\circ$ , de modo que, nas equações (13) e (14).

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \text{sen}^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (12)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (13)$$

Para cálculo da área de aço da armadura transversal, utiliza-se da equação (14) e (15):

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (14)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) 0,9 d f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \text{sen } \alpha \quad (15)$$

$V_c = 0$ , para elementos tracionados com linha neutra fora da seção;

$V_c = V_{c1}$ , na flexão simples e flexo-tração com linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c1} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd, \text{máx}}}\right)$  na flexo-compressão, neste caso, pela equação (16):

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (16)$$

$V_{c1} = V_{c0}$  quando  $V_{sd} \leq V_{c0}$

$V_{c1} = 0$  quando  $V_{sd} = V_{Rd2}$  deve-se interpolar linearmente para valores intermediários.

Assim, para o cálculo da armadura transversal tem-se a equação (17):

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \operatorname{sen} \alpha \quad (17)$$

Simplificando para ângulo de inclinação dos estribos de  $90^\circ$  como usual e isolando a área de aço pelo espaçamento entre estribos, tem-se a equação (18):

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 d f_{ywd} \cot \theta} \quad (18)$$

em que  $A_{sw}$  é definido como o número de ramos do estribo multiplicado pela área da seção transversal da barra.

Ao se optar pelo diâmetro da barra empregada, pode-se obter o espaçamento entre estribos pela equação (19):

$$s = \frac{n_{ramos} \cdot A_{s\phi}}{A_{sw}} \quad (19)$$

O espaçamento mínimo deve ser aquele que permite a vibração com passagem dos agregados pelos espaços e envolvimento das armaduras pelo concreto. O espaçamento longitudinal máximo é definido de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) pela equação (20):

$$S_{MÁX} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 300mm \text{ se } V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \\ 0,3d \leq 200mm \text{ se } V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \end{cases} \quad (20)$$

Quanto ao espaçamento transversal máximo, na equação (21):

$$S_{t,MÁX} \leq \begin{cases} d \leq 800mm \text{ se } V_{sd} \leq 0,20V_{Rd2} \\ 0,6d \leq 350mm \text{ se } V_{sd} > 0,20V_{Rd2} \end{cases} \quad (21)$$

A armadura mínima na seção transversal, conforme o descrito pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) é determinada por um momento fletor mínimo, que

representa a ruptura da seção com concreto simples, somente o concreto resistindo a tração. Este momento pode ser calculado pela equação (22).

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,sup} \quad (22)$$

em que  $W_o$  é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativa à fibra mais tracionada, e  $f_{ctk,sup}$  é a resistência característica do concreto na fibra mais tracionada, dados pelas equações (23), (24);

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) \quad (23)$$

$$W_o = I_c / y_t \quad (24)$$

em que  $I_c$  é o momento de inércia da seção bruta;  $y_t$  distância da linha neutra a fibra mais tracionada.

Ainda, a armadura mínima deve ser maior do que a expressa pela Tabela 1 abaixo para os diferentes  $f_{ck}$ 's.

**Tabela 1 - Taxa de armadura mínima para vigas.**

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}^a$ ( $A_{s,min}/A_c$ ) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>a</sup> Os valores de  $\rho_{mín}$  estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $d/h = 0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{mín}$  deve ser recalculado.

**Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).**

A respeito da armadura máxima, a soma das armaduras de compressão e tração não deve ser superior a 4% da seção transversal da peça.

A armadura de pele deve ser aplicada em vigas com alturas a partir de 60 cm, e é dada pela equação (25):

$$A_{s,pele} = 0,10\% A_{c,alma} \quad (25)$$

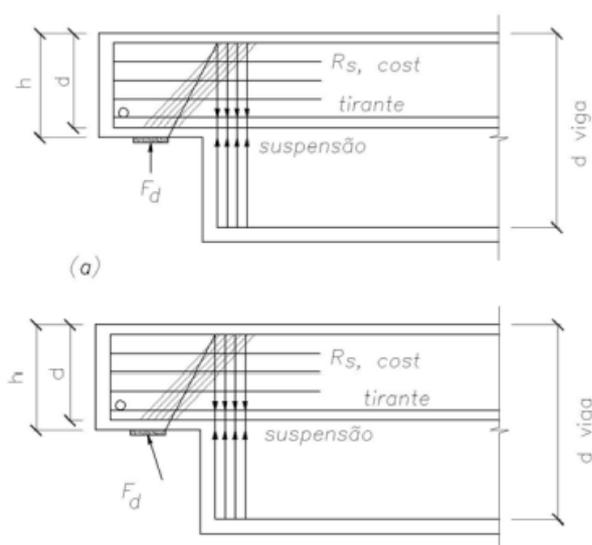
Carvalho e Figueiredo Filho (2013) indicam que a armadura de pele não deve ser disposta com distância entre barras maior que 20 cm;  $d/3$ ;  $15\phi$ .

### 2.6.1.3 Dimensionamento do dente Gerber

Os dentes Gerber são os elementos de apoio nas vigas com recorte. Estes são muito solicitados por tensões de cisalhamento, pois há redução da altura da peça e o mecanismo de transferência de esforços não é simples.

Em geral o dimensionamento dos dentes de concreto segue a metodologia para dimensionamento dos consolos.

El Debs (2000) mostra dois arranjos de armaduras para o dente de concreto, conforme a Figura 4 abaixo. A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) trata a respeito das armaduras que precisam ser dispostas para a transmissão dos esforços pelo dente Gerber.



**Figura 4 - Arranjos de armadura de consolo.**  
**Fonte: El Debs, 2000.**

#### 2.6.1.3.1 Armadura de Suspensão

É necessário dispor de armadura de suspensão na extremidade da viga de modo a resistir às cargas verticais aplicadas. A armadura de suspensão consiste geralmente em estribo fechado envolvendo a armadura longitudinal da viga, e deve ser disposta a distância  $d/4$  do recorte. A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) permite que a armadura longitudinal da viga seja dobrada em 90 graus e utilizada como complemento à suspensão. Entretanto recomenda-se que se considere apenas 40% da força cortante.  $A_{s,sus}$  é dada pela equação (26):

$$A_{s,sus} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (26)$$

As verificações no concreto se dão da mesma maneira que para os consolos, a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) recomenda que não seja ultrapassado o limite na biela de compressão de  $0,85f_{cd}$ , para  $\frac{a}{d} = 0,5$ ; limitando  $\tau_{wu} = 0,149f_{cd}$ .

#### 2.6.1.3.2 Armadura de Costura

É necessário dispor de estribos horizontais e verticais no dente Gerber. A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) relata que os estribos horizontais ou ainda chamados de armadura de costura ( $A_{sh}$ ) devem ser ancorados na viga 1,5 vezes o comprimento de ancoragem da armadura na viga. O diâmetro da armadura de costura não deve ser superior a 1/15 da menor dimensão do consolo, e o espaçamento vertical não deve ser superior a: 1/5 da altura útil “d”; 20 cm; distância “a”. A área de aço é calculada pela equação (27):

$$A_{sh} \geq 0,4 A_{s,tir} \quad (27)$$

Para consolos curtos, a armadura de costura deve ser distribuída na altura de 2/3 d a partir da posição do tirante.

#### 2.6.1.3.3 Estribos Verticais

El Debs (2000) relata que os estribos verticais no dente são dimensionados da mesma forma que os estribos do consolo. Para consolos ou dentes com relação  $a/d < 1$  adota-se como armadura de estribo a armadura mínima transversal para vigas, sendo que este valor deve ser superior a  $0,2 A_{s, tir}$ .

#### 2.6.1.3.4 Armadura do tirante

No dente a armadura do tirante é dimensionada analogamente ao consolo. Para dentes com relação  $0,5 \leq a/d \leq 1$  a armadura é obtida pela equação (28).

$$A_{s,tir} = \frac{V_d}{0,9f_{yd}} \frac{a}{d} + 1,2 \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (28)$$

em que  $H_d$  é a força horizontal devido à variação volumétrica.

## 2.7 LIGAÇÕES

Nas estruturas pré-fabricadas as ligações a serem estudadas se dão entre fundação e pilar, pilar e viga, viga e laje, em alguns casos pilar e laje e demais ocorrências excepcionais. O Manual Munte (2004) relata que as ligações entre pilares e vigas são as mais detalhadas e importantes para o dimensionamento, pois dependendo do tipo da ligação, esta pode tornar a estrutura mais isostática ou mais hiperestática.

Existem quatro tipos de ligações viga-pilar que podem ser consideradas:

- Ligação simples (Tipo 1): os elementos encontram-se em condição isostática, logo é a ligação de mais fácil modelagem. Não se considera qualquer transferência de momento fletor ou esforço horizontal entre os elementos. Desta maneira, para esta ligação não se faz a análise de pórtico, pois não existe interação entre as peças, e estas podem ser calculadas individualmente.

- Ligação Rotulada (Tipo 2): nesta ligação não se considera transmissão de momento fletor entre as peças, entretanto existe transmissão de esforço horizontal. Desta forma precisa-se fazer a análise de pórtico, pois sendo as barras rotuladas (que trabalham a esforço normal) existe interação na estrutura e redistribuição de esforços. Esta ligação pode ser feita com utilização de neoprene sob o apoio da viga no consolo.

- Ligação Semi-Rígida (Tipo 3): Considera-se transmissão dos esforços horizontais e parte do momento fletor. Esta ligação é parcialmente resistente à rotação, utilizando-se de neoprene e graute, para execução.

- Ligação Engastada: Existem duas formas de consideração para esta ligação: tipo 4 e 4A. Na ligação tipo 4 considera-se transmissão de momento fletor negativo

entre viga e pilar, porém esta ligação não é adequada para casos em que há a inversão do momento negativo no apoio. Para executar este tipo de ligação são colocadas armaduras passantes dentro dos pilares e capa de laje. Já o tipo 4A é dimensionado para resistir a esta inversão de momento negativo, as ligações deste tipo são consideradas de “Engastamento Perfeito”, e para executá-las utiliza-se de chapas soldadas.

As ligações mais simples, normalmente articulações, acarretam elementos mais solicitados à flexão comparados com similares de concreto moldado no local, bem como estrutura com pouca capacidade de redistribuição de esforços. Já as ligações que possibilitam a transmissão de momentos fletores, chamadas de ligações rígidas, tendem a produzir estruturas com comportamento próximo ao das estruturas de concreto moldado no local. Elas são mais difíceis de executar ou então mais caras, ou reduzem uma das principais vantagens da pré-moldagem, que é a rapidez de construção (EL DEBS, 2000).

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) classifica os tipos de ligações solicitadas predominantemente a compressão de acordo com o material sobre o qual os elementos são assentados, sendo eles: com junta a seco; com intercalação de camada de argamassa; com concretagem local; rótulas metálicas ou almofadas de elastômero. A aplicação de cada um destes tipos de ligação dependerá do tipo de elemento envolvido, suas dimensões e a necessidade de eficiência ou transferência de esforços.

### 2.7.1 Ligação Viga- Pilar por Pino e Elastômero

Com uso intensivo nas estruturas de concreto pré-moldado no Brasil e no exterior, a ligação viga – pilar por meio de elastômero e chumbadores é um caso de grande interesse por sua execução ser bastante simples, ser do tipo de ligação a seco e sem precisar de solda de campo (EL DEBS, 2000).

Os chumbadores em uma primeira aproximação teriam como intuito assegurar o equilíbrio da viga contra o tombamento e eventual instabilidade lateral.

O espaço entre o chumbador e o furo da viga pode ser preenchido com material deformável, tipo asfalto ou mastique, ou graute auto-adensável não retrátil. Não se preencher esse espaço também é uma possibilidade, quando a fixação é feita

com porcas e arruelas, mas para situações definitivas, essa solução pode causar prejuízo em relação à proteção do chumbador contra a corrosão.

#### 2.7.1.1 Elastômero

O emprego de material de amortecimento nas ligações de elementos pré-moldado tem a finalidade de promover uma distribuição de esforços das tensões de contato mais uniforme nas ligações entre as peças de concreto e também para permitir movimentos de translação e rotação (EL DEBS, 2000).

O elastômero é o material de amortecimento mais utilizado, mas existem vários materiais que podem ser usados com essa finalidade. O elastômero mais conhecido, inclusive no Brasil, é policloropreno, denominado comercialmente de neoprene.

De acordo com EL Debs (2000) o elastômero “pode ser empregado na forma de camada simples ou de múltiplas camadas intercaladas de material mais rígido”. Emprega-se apoio com camada simples quando as reações de apoio são de intensidade menor. Porém, quando estas forem de grande magnitude, como em geral ocorre em pontes, utiliza-se apoio de múltiplas camadas intercaladas com chapa de aço.

Toda a área de apoio da peça deve estar coberta pelo aparelho de neoprene. Nos consolos, a dimensão em planta deve ser a mesma dimensão de cada aresta, diminuindo-se 3 cm. O neoprene deve estar encostado na face do pilar na ocasião da montagem, o que irá resultar na distância de 3 cm da borda do consolo (MANUAL MUNTE, 2004).

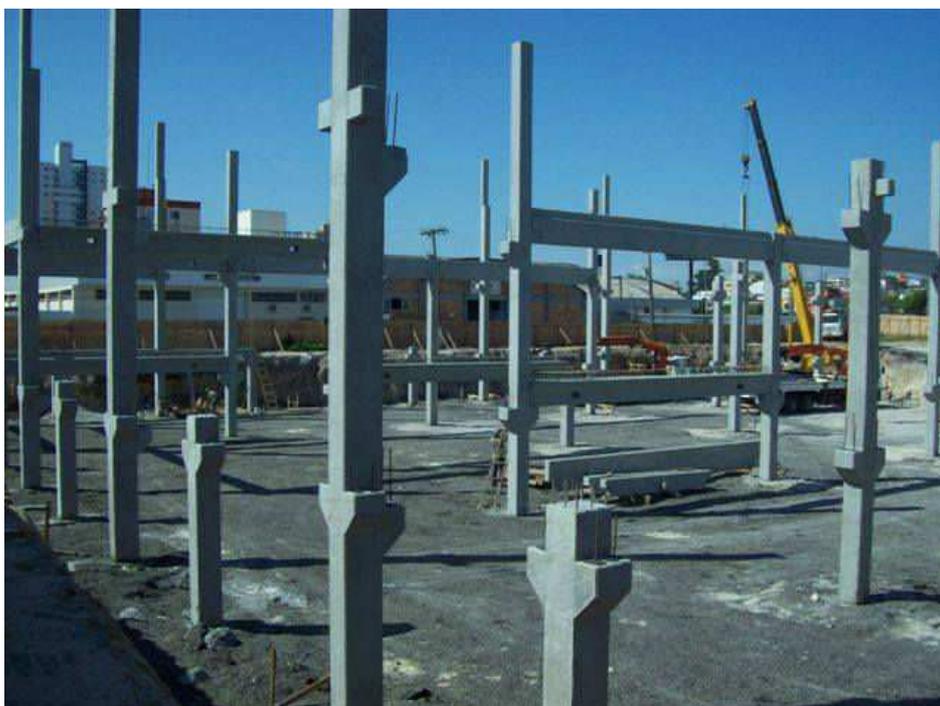
#### 2.7.1.2 Chumbadores

Os chumbadores, também conhecidos por pinos, utilizados nos consolos, devem estar especificados na elevação do pilar, onde deve ser indicada a locação, o seu diâmetro e as informações do material que deve ser empregado (CA 25, CA 50 ou cordoalha), como também o seu comprimento (MANUAL MUNTE, 2004).

## 2.8 PILARES

Os pilares, de acordo com Manual Munte (2004), são as peças mais difíceis para projetar e executar, tendo em vista a diversidade de tipos de posições e dimensões dos consolos empregados. Portanto, requer grande número de detalhes no projeto e desta forma são as peças menos padronizadas do sistema, como pode ser visto na Figura 5.

O cálculo estrutural dos pilares pré fabricados, como explica El Debs (2000), é o mesmo que o feito para o concreto armado convencional e envolve o dimensionamento a seções à flexão e à flexo-compressão oblíqua. Pode-se também recorrer a ábacos.



**Figura 5- Pilares Pré-fabricados.**  
Fonte: RECH, 2014.

### 2.8.1 Dimensionamento de Pilares

Como visto anteriormente, os pilares pré-moldados podem ser calculados como de concreto convencional, assim aplica-se as exigências da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) como segue.

A armadura longitudinal mínima deve ser considerada pela equação (29):

$$A_{s,min} = \left( 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 A_c \quad (29)$$

Já a armadura máxima possível em pilares deve ser 8% da seção real, considerando-se inclusive a sobreposição de armaduras em regiões de emenda, conforme a equação (30).

$$A_{s,máx} = 8,0\% A_c \quad (30)$$

Os pilares estão sujeitos à flambagem, que de acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), é o fenômeno que causa equilíbrio instável da barra, pelo fato das ações principais serem de compressão, onde o estado de deformação da estrutura influi nos esforços internos. Assim, os efeitos de segunda ordem são aqueles somados aos obtidos na análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. A flambagem está relacionada ao índice de esbeltez.

O índice de esbeltez( $\lambda$ ) é uma grandeza que depende do comprimento do pilar, da seção transversal e das condições de extremidade. Para o caso de seções simétricas, o  $\lambda$  pode ser definido para direções x e y nas equações (31), (32):

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x}}{i_y} \quad (31)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (32)$$

Em que  $\lambda$  é o índice de esbeltez;  $l_e$  é o comprimento de flambagem nas direções x ou y dependendo das condições de apoio;  $i$  é o raio de giração;  $I$  é o momento de inércia;  $A$  é a área da seção transversal.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) define que, no caso de pilar engastado na base e livre no topo, o valor de  $l_e$  é igual a  $2 l$ .

Porém, de acordo com El Debs (2000, p. 104), para o “cálculo do comprimento de flambagem de pilares de pórticos com pilares engastados e vigas apoiadas, de um pavimento”, utilizam-se os valores da Tabela 2.

**Tabela 2 - Comprimento de Flambagem**

Número de vãos	0 <sup>1</sup>	1	2	3	4	5
Comprimento de flambagem	2h	1,8h	1,6h	1,4h	1,2h	1,0h

h – altura dos pilares.

1. pilar isolado em balanço.

Fonte: El Debs, 2000.

O momento mínimo no pilar, segundo Carvalho e Pinheiro (2013), é definido na equação (33):

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03h) \quad (33)$$

em que  $M_{1d,min}$  é o momento mínimo de primeira ordem, isto é, o momento de primeira ordem acrescido dos efeitos das imperfeições locais; 0,015 é dado em metros; h é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros;  $N_d$  é o esforço normal de cálculo.

As excentricidades iniciais são obtidas dividindo-se os momentos na ligação ( $M_x, M_y$ ) pelas forças Normais  $N_d$ , equações (34), (35):

$$e_{i,x} = \frac{M_x}{N} \quad (34)$$

$$e_{i,y} = \frac{M_y}{N} \quad (35)$$

Os esforços locais de segunda ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite  $\lambda_1$ , dado pela expressão (36):

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot (e_1/h)}{\alpha_b} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases} \quad (36)$$

O valor de  $\alpha_b$  depende da vinculação dos extremos da coluna isolada e do carregamento atuante, devendo ser determinado da seguinte forma para pilares em balanço, equação (37):

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \begin{cases} \geq 0,85 \\ \leq 1,00 \end{cases} \quad (37)$$

em que  $M_A$  é o momento de primeira ordem no engaste e  $M_C$  é o momento de primeira ordem no meio do pilar.

Se o maior momento calculado ao longo do pilar para pilares biapoiados ou em balanço for menor que o momento mínimo,  $\alpha_b = 1,0$ .

Para a determinação dos efeitos locais de segunda ordem pode-se fazer o uso de métodos aproximados que contém a formulação para tal. Um deles é o método do pilar-padrão com curvatura aproximada descrita na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) para o caso de pilares com  $\lambda < 90$ , com seção constante, armadura simétrica e constante ao longo do eixo.

Nesse método a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada e a deformação da barra é suposta senoidal. Já a não linearidade física é considerada por meio da expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

O momento máximo no pilar é calculado pela expressão (38):

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10r} \geq M_{1d,A} \quad (38)$$

Na expressão acima,  $1/r$  é a curvatura na seção crítica, que é expressa nas equações (39) e (40):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (39)$$

$$v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} \quad (40)$$

A distribuição da armadura, como cita Carvalho e Pinheiro (2013), deve ser feita de modo a necessitar no menor consumo de aço. Para isso ser possível, é preciso considerar a direção do momento atuante e a sua intensidade em relação a força normal. Por exemplo, se a seção está submetida somente a uma força normal de compressão, torna-se interessante distribuir as barras ao longo do perímetro da seção.

Para as seções retangulares, admitindo-se a armadura distribuída nas faces opostas na seção de modo a resistir mais ao momento fletor, pode-se ter armadura

simétrica ou não-simétrica. Em situações onde os pilares estão sujeitos a ação de ventos, efeitos de segunda ordem ou defeitos de execução, onde os momentos têm apenas a direção definida e não o sentido, é preferível usar armadura simétrica. Essa disposição também simplifica o processo de montagem, colocação e conferência das armaduras.

O cálculo da armadura necessária no estado limite último em uma seção transversal pode ser feito utilizando-se de programas ou ábacos. Os programas são a melhor alternativa, pois estes permitem o uso de qualquer cobertura e, em princípio, qualquer disposição de armadura. Porém, quando não se dispõe de programas, a opção mais empregada é o uso de ábacos, que são gráficos que correlacionam à forma normal, momento fletor e quantidade de armadura em uma seção considerada, com a forma de distribuição e posição das barras e tipo de aço.

O dimensionamento da armadura simétrica em duas faces de seção retangulares é feito através do equilíbrio das forças e dos momentos na seção. Os ábacos adimensionais são obtidos a partir dessas equações de maneira simples: escolhe-se a disposição da seção transversal e aplicam-se diversos valores possíveis das deformações do concreto e do aço, pertencentes aos seis domínios de deformação, chegando-se aos valores dos esforços resistentes de caçulo. Assim constroem-se os gráficos  $N_d \times M_d$ , ou  $v \times \mu$ , que são valores reduzidos adimensionais, a partir das equações (40), (41) e (42).

$$\mu_x = v \cdot \frac{e_x}{h_x} \quad (41)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (42)$$

em que,  $b$  e  $h$  são as dimensões da peça;  $v$  é a forma adimensional da força normal;  $\mu$  é a forma adimensional do momento;  $\omega$  é a taxa mecânica de armadura em relação à área da seção.

O diâmetro das barras longitudinais, como está disposto na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal.

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos, deve ser colocada em toda a altura do pilar. O diâmetro das barras não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos para garantir o posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior aos seguintes valores:

- 200 mm
- Menor dimensão da seção;
- $24 \phi_l$  para CA-25,  $12 \phi_l$  para CA-50, em que  $\phi_l$  é o diâmetro da armadura longitudinal do pilar.

Se as armaduras forem constituídas do mesmo tipo de aço, pode ser adotado o valor  $\phi_t < \phi_l/4$ , desde que o espaçamento respeite também a limitação:

$$S_{m\acute{a}x} = 90000 \cdot \left( \frac{\phi_t^2}{\phi_l} \right) \cdot \frac{1}{f_{yk}} \quad (43)$$

## 2.9 IÇAMENTO

O Manuel Munte (2004) aponta que os detalhes de alças são de grande importância no projeto, e estes devem ser detalhados e posicionados com atenção pelo projetista. A primeira utilização das alças se dá na retirada das peças da forma, para isto é necessário que o concreto já tenha atingido resistência de no mínimo  $f_{cj} = 21$  MPa. As alças devem ser de cordoalha ou ainda de aço CA-25. A posição ideal para as alças de levantamento é de  $L_x/5$  a partir de cada extremidade da peça e são necessárias usualmente duas alças.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) trata das alças como elementos de ligação temporários, já que somente são utilizadas para o içamento das peças e montagem da estrutura, as alças são solicitadas a tração e ao cisalhamento dentro do concreto.

Para dimensionamento das alças de içamento a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) indica que quando não for possível fazer uma análise detalhada para cada caso de levantamento seja considerada ação dinâmica majorando a carga permanente a ser transportada de “ $g_{e,min}$ ”, equação (44):

$$g_{e,min} = \beta_a g \quad (44)$$

em que,  $g_{e,min}$  é a carga estática equivalente;  $g$  é a carga estática permanente no transporte;  $\beta_a$  é o coeficiente de ação dinâmica (coeficiente de majoração de no mínimo  $\beta_a=1,3$ ).

Pode ser considerado alívio de “g” por conta da ação dinâmica, a norma permite utilizar  $\beta_a=0,8$  para este caso.

## 2.10 CONSOLOS

Consolo é um elemento estrutural prismático que serve de apoio para outros elementos estruturais. Estes dispositivos transmitem carga diretamente aos pilares em que estão apoiados (NAEGELI, 1997).

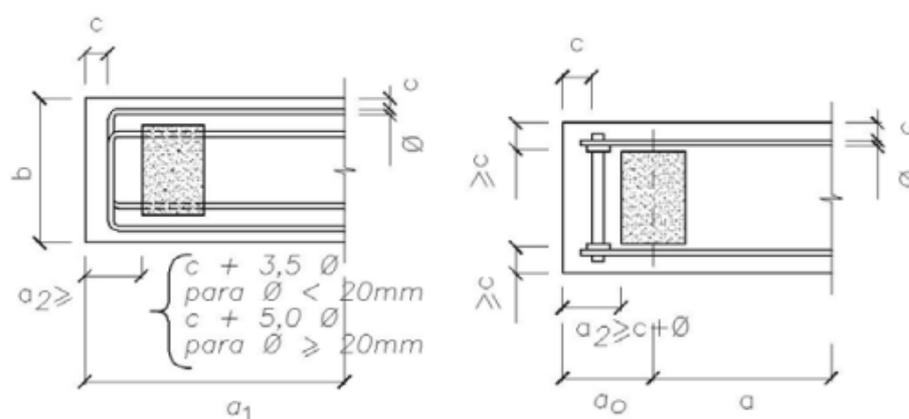
### 2.10.1 Dimensionamento de Consolos

Inicialmente calcula-se o comprimento mínimo do consolo, pela equação abaixo descrita por El Debs (2000).

$$l_c = 2t_{pilar} + f + \frac{\Delta l^+}{2} + \frac{\Delta l^-}{2} + t_{viga} + a_{ap,min} \quad (45)$$

em que,  $t_{pilar}$ , tolerância de medidas do pilar;  $f$  é a folga entre viga e pilar;  $\Delta l$  é a variação do comprimento devido a retração, fluência e variação da temperatura;  $t_{viga}$ ; tolerância nas dimensões da viga;  $a_{ap,min}$ ; comprimento mínimo do consolo;

Na determinação das características geométricas do consolo uma consideração importante é o valor de  $a$ , que consiste na distância do ponto de aplicação da carga no consolo até a face do pilar. A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) explica que o cálculo de  $a$  irá depender do tipo de ancoragem da barra do tirante que será feito. A Figura 6 abaixo mostra a metodologia para determinação do valor de  $a$ .



**Figura 6 - Determinação de “a”, ancoragem por laço e por solda.**  
**Fonte: NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006).**

Desta forma, nota-se que  $a = L - a_0$

em que  $L$  é o comprimento total do consolo.

A determinação de  $a_0$  se dá pela equação (46).

$$a_0 = a_2 + \frac{b_{elast}}{2} \quad (46)$$

em que  $a_2$  é a distância entre a extremidade do consolo e o início do elastômero;  $b_{elast}$  é o a largura de base do elastômero; Quanto se emprega armadura com ancoragem por solda  $a_2 = c + \phi$ , com  $c$  definido como o cobrimento da armadura do consolo e  $\phi$  o diâmetro da armadura do tirante empregada.

### 2.10.2 Armaduras dos Consolos

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) indica que o dimensionamento dos consolos irá depender da relação  $a/d$  do mesmo, ( $a$  é a distância entre a aplicação da força vertical da viga até a face do pilar;  $d$  a altura útil do consolo). Consolos com  $0,5 \leq \frac{a}{d} \leq 1,0$ , são considerados consolos curtos e seu dimensionamento segue o modelo biela tirante, sendo que a metodologia de cálculo destes está descrita na sequência.

Na transmissão dos esforços da viga para o consolo, além da reação vertical da viga bi-apoiada, há ainda a ocorrência de uma força horizontal devido aos efeitos de variação volumétrica das peças, assim como pode haver força horizontal adicional em decorrência do efeito de frenagem em vigas de pontes ou pontes rolantes (EL DEBS, 2000).

Na transmissão de esforços do consolo para o pilar, o modelo propõe a existência de uma treliça contando com uma barra tracionada (armadura do tirante) e diagonal comprimida formando a biela de compressão.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) indica que a obtenção aproximada desta força dependerá do tipo de aparelho de apoio sob a viga e pode ser escrita em função da força vertical. Sendo sistemas mais rígidos geram maior atrito na ligação e por isso resulta em um  $H_d$  maior, conforme abaixo:

$$H_d = 0,8V_d \text{ juntas a seco;}$$

$$H_d = 0,5V_d \text{ junta de argamassa;}$$

$$H_d = 0,16V_d \text{ almofadas de elastômetro;}$$

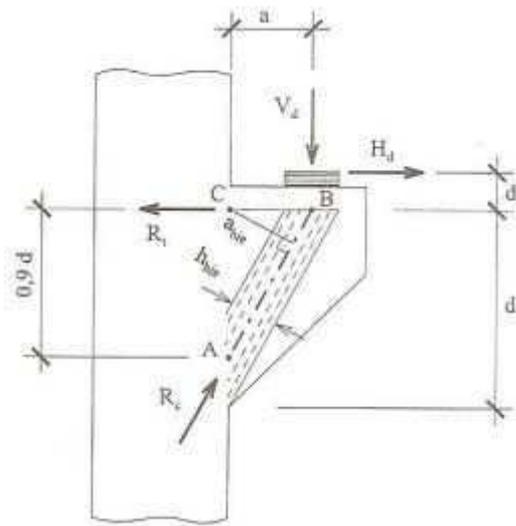
$$H_d = 0,08V_d \text{ almofadas revestidas de politetrafluoretileno (PTFE);}$$

$$H_d = 0,25V_d \text{ apoio com chapas metálicas não soldadas;}$$

$$H_d = 0,4V_d \text{ apoios entre concreto e chapas metálicas;}$$

Existem basicamente dois modelos de consolo quanto a geometria, consolos com chanfro ou sem chanfro. A diferença básica destes é a necessidade de se criar um dente de concreto na viga de apoio ou não. Usualmente para consolos com chanfro (também chamada de mísula), as vigas são apoiadas nos dentes sem a necessidade do dente Gerber.

É necessário fazer a verificação do esmagamento do concreto nos consolos. Para isto com base no indicado na figura abaixo, inicialmente são feitas aproximações para determinar o valor da reação  $R_c$  da qual depende a tensão de compressão no concreto, os cálculos são feitos a partir dos momentos em torno do ponto C, na Figura 7. Seguindo o sugerido por El Debs (2000), têm-se o equacionamento a seguir, nas equações (47), (48) e (49):



**Figura 7 – Consolo**  
**Fonte: El Debs, 2000.**

$$a_{bie} = \frac{0,9 da}{\sqrt{(0,9^2) + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} \quad (47)$$

$$h_{bie} = 0,2d \quad (48)$$

$$R_c = \frac{V_d a + H_d d_n}{a_{bie}} \quad (49)$$

A tensão de compressão na biela é dada pelas equações (50), (51):

$$\sigma_c = \frac{V_d}{bd} 5,55 \sqrt{(0,9^2) + \left(\frac{a}{d}\right)^2} \quad (50)$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} \leq \tau_{wu} \quad (51)$$

$$\tau_{wu} = \frac{0,18\beta f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} = \chi f_{cd} \quad (52)$$

Com  $\beta = 1$  forças diretas e  $\beta = 0,85$  forças indiretas. Para  $\beta = 1$ , tem-se  $\chi = 0,134$  para  $\frac{a}{d} = 1$  e  $\chi = 0,175$  para  $\frac{a}{d} = 0,5$ .

O valor da tensão última recomendada pela NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) é dado na equação (53):

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} \leq \tau_{wu} \leq \left\{ \begin{array}{l} 3,0 + 0,9\rho f_{yd} \text{ em MPA} \\ 0,3f_{cd} \\ 6MPa \end{array} \right\} \quad (53)$$

A área de aço do tirante é determinada pela equação (54):

$$A_{s,tir} = \frac{V_d}{0,9f_{yd}} \frac{a}{d} + 1,2 \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (54)$$

A armadura mínima dada pelas equações (55) e (56) do tirante deve ser:

$$\omega = \frac{A_{s,tir} f_{yk}}{bd f_{ck}} \quad (55)$$

Com,

$$0,04 \leq \omega \leq 0,15 \quad (56)$$

Existem basicamente duas formas de dispor a armadura no tirante. Ela pode ser ancorada como alça horizontal, formando laço, por exemplo, ou ainda pode ser utilizado barra auxiliar e a armadura do tirante ser soldada nesta. Neste último caso, a barra em que o tirante será soldado não poderá ter diâmetro inferior ao diâmetro do tirante.

A armadura de costura no consolo é dimensionada em função da armadura do tirante, e deve ser superior ao determinado na equação (57):

$$A_{sh} \geq 0,4 A_{s,tir} \quad (57)$$

A armadura de costura deve ser distribuída na altura de  $2/3d$  a partir da armadura do tirante.

São necessários dispor de estribos verticais no consolo, e a área de aço necessária também se dá em função do área de aço do tirante, equação (58):

$$A_{shv} \geq 0,2 A_{s,tir} \quad (58)$$

A área de aço dos estribos também não pode ser inferior a área de aço transversal mínima para vigas, determinada pela equação (59):

$$A_{shv,min} \geq 0,14\% b_w \quad (59)$$

## 2.11 CÁLICE

O cálice é a parte da fundação que irá receber o pilar pré-moldado, o qual pode ter suas paredes rugosas ou lisas e tem a função de encaixar esses elementos. O trecho em que o pilar permanece em contato com o cálice é denominado comprimento de embutimento  $l_{emb}$ . Três situações diferentes de cálice são possíveis: totalmente externo ao bloco, ou seja, com o colarinho saliente em sua totalidade; parcialmente embutido, onde o comprimento de embutimento é a junção entre a parte do colarinho externo e a parte embutida; ou embutido no bloco, tipo esse que não tem colarinho (BARROS; GIONGO, 2013).

Os autores realizaram um estudo desses três tipos de ligação entre o pilar e a fundação, comparando com um bloco de referência com ligação monolítica. Como resultado, eles verificaram que o bloco com cálice externo apresentou força última semelhante à obtida no bloco de referência, enquanto os outros dois modelos (parcialmente embutido e embutido) apresentaram força última inferior.

Após a colocação do pilar no elemento de fundação por encaixe, a ligação é efetivada com o preenchimento do espaço restante entre o pilar e o cálice com concreto ou graute. O nivelamento do pilar e locação em planta ocorrem com a utilização de dispositivos de centralização. A fixação temporária e o prumo são feitos por meio de cunhas, em sua maioria (EBELING, 2006).

### 2.11.1 Dimensionamento do Cálice

O cálice ou colarinho é o elemento de ligação entre o pilar pré-fabricado e a fundação, que pode ser direto ou indireto. O cálice conta com 4 paredes de altura igual ao comprimento de engastamento do pilar, onde o pilar deve ser encaixado e solidarizado com graute ou concreto. A ligação pode contar com paredes lisas ou rugosas, a escolha do tipo de parede implica que o cálice e o pilar deverão ter o

mesmo tipo de superfície. Para o dimensionamento deste, deve-se levar em consideração as cargas provenientes da planta de cargas dos pilares do projeto.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) prescreve que o comprimento de embutimento de pilares na fundação para elementos de paredes lisas deve ser o expresso nas equações (60), (61):

$$L_{eng} \geq 1,5 h, \quad \text{para } \frac{M}{N \cdot h} \leq 0,15 \quad (60)$$

$$L_{eng} \geq 2,0 h, \quad \text{para } \frac{M}{N \cdot h} \geq 2,00 \quad (61)$$

em que,  $L_{eng}$  corresponde ao comprimento de engastamento da base;  $h$  é a dimensão do pilar paralela ao plano de ação do momento  $M$ ;  $N$  é a força normal no pilar.

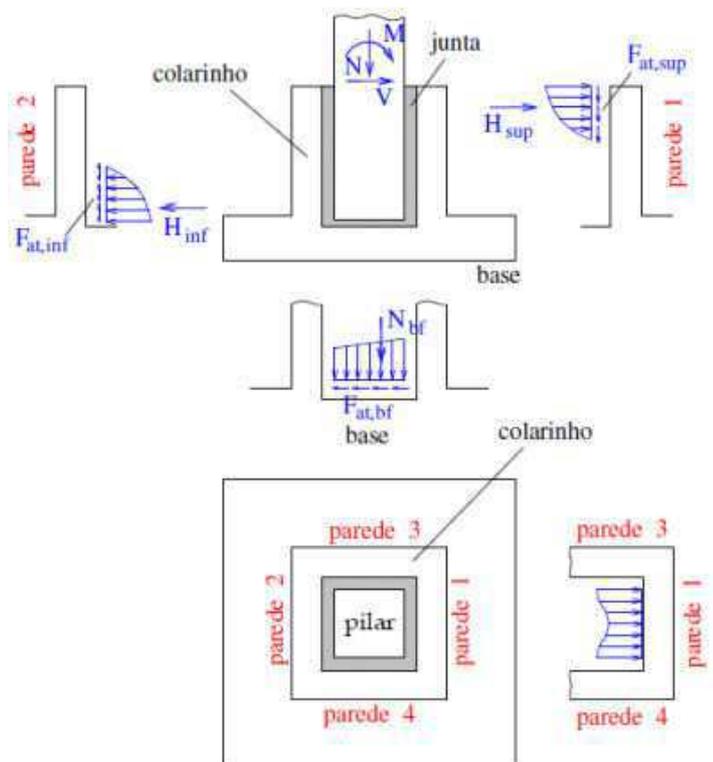
Para valores intermediários é necessário interpolar linearmente. Não são permitidos valores de  $L_{eng}$  menores que 40cm ou menores que o comprimento de ancoragem da armadura do pilar.

A espessura das paredes dos cálices devem ser de  $h_c$ , conforme a equação (62):

$$h_c \geq \left\{ \begin{array}{l} 100mm \\ 1/3 h_{int} \text{ ou } b_{int} \end{array} \right\} \quad (62)$$

em que,  $h_{int}$  corresponde à altura da face interna do cálice;  $b_{int}$  é a largura da face interna do cálice.

As paredes que estão perpendiculares à direção em que atua o momento fletor do pilar, paredes 1 e 2, recebem as solicitações de momento e esforço cortante, as demais paredes 3 e 4 recebem as solicitações de flexão da parede 1 conforme a Figura 8. As paredes 3 e 4 trabalham como um consolo transmitindo as forças para a base do cálice (modelo biela tirante).

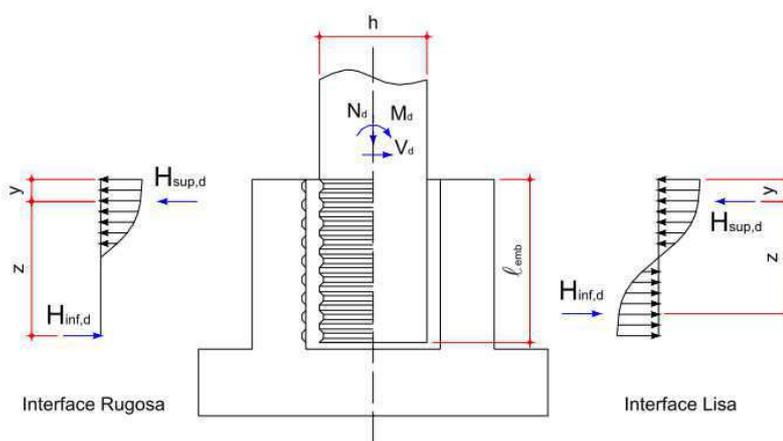


**Figura 8 - Transferência de esforços em cálices de paredes lisas.**  
 Fonte: EL DEBS, 2000.

A rugosidade utilizada na ligação dos elementos auxilia na transmissão de forças para a fundação de modo que surgem forças de transmissão por dentes de cisalhamento na interface pilar/cálice (EL DEBS, 2000).

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) prevê que quando a rugosidade nos elementos tem dimensão de 1cm em cada 10cm de face, pode-se considerar que a força normal do pilar é transmitida completamente pelas paredes do cálice.

A Figura 9 abaixo ilustra as diferenças na transmissão dos esforços para o caso de paredes rugosas e lisas (Leonhardt e Monning apud EBELING, 2006).



**Figura 9 - Transmissão de esforços por paredes lisas e rugosas**  
 Fonte: Ebeling, 2006.

Os modelos de Leonhardt e Monning foram adaptados por El Debs (2000), e este descreveu as pressões resultantes nas paredes dos cálices, conforme a tabela 3.

**Tabela 3 - Tensões e pontos de aplicação de  $H_d$  no cálice**

	Paredes Lisas	Paredes Rugosas
$H_{d,sup}$	$1,5 \frac{M_d}{l_{emb}} + 1,25V_d$	$1,2 \frac{M_d}{l_{emb}} + 1,2V_d$
$H_{d,inf}$	$1,5 \frac{M_d}{l_{emb}} + 0,25V_d$	$1,2 \frac{M_d}{l_{emb}} + 0,2V_d$
$y$	$0,167l_{emb}$	$0,15l_{emb}$

Fonte: EL DEBS, 2000.

A armadura  $A_{shp}$  para transmitir o  $H_{d,sup}$  é calculada pela equação (63), e deve ser disposta em uma faixa de  $l_{emb}/3$  do topo do cálice. A armadura nesta faixa de altura deve ser a maior entre  $A_{shp}$  e  $A_{sl}$  que trata da armadura de flexão calculada na parede 1. O cálculo da armadura de flexão segue o descrito para vigas, na equação (63).

$$A_{shp} = \frac{H_{d,sup}}{2f_{yd}} \quad (63)$$

Nas paredes 3 e 4 a armadura funciona como armadura de tirante de um consolo, e estas podem ser calculadas pelas equações abaixo, dependendo do ângulo da biela forma no cálice  $\beta$ , equação (64):

$$\beta = \arctg \frac{(l_c - y)}{(0,85h_{ext} - h_c/2)} \quad (64)$$

em que  $l_c$  é a altura externa do cálice;  $y$  é a distância do topo do cálice ao ponto de aplicação de  $H_d$ ;  $h_{ext}$  é a largura externa da parede do cálice;  $h_c$  é a espessura da parede, sendo que a armadura vertical é dada nas expressões (65) e (66).

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}} \text{ (consoles curtos) } \text{tg}\beta > 0,5 \quad (65)$$

$$A_{svp} = \frac{0,8 \frac{H_{supf}}{2}}{f_{yd} \cdot \mu} \text{ (consoles curtos) } tg\beta \leq 0,5 \quad (66)$$

Ou ainda, pela equação (67):

$$A_{svp} = \frac{\frac{H_{supf}}{2} - 3h_c d_c}{0,9f_{yd}} \quad (67)$$

A área de aço adotada para a armadura deverá ser a maior entre as equações (65), (66) e (67).

De acordo com a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006).

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

$\mu = 1,0$  para concretos lançados sobre concreto endurecido e interface rugosa;

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

Neste caso deve-se fazer a verificação do esmagamento do concreto em termos da tensão de cisalhamento de cálculo,

As armaduras  $A_{sv}$  e  $A_{sh}$  são calculadas da mesma forma como nos consolos, equações (68), (69) e (70):

$$A_{sv} \geq 0,4A_{s,tir} \text{ (consoles curtos)} \quad (68)$$

$$A_{sv} \geq 0,5A_{s,tir} \text{ (consoles muito curtos)} \quad (69)$$

$$A_{sh} \geq 0,25A_{svp} \quad (70)$$

Estas paredes necessitam ser verificadas quanto ao esmagamento do concreto, pela equação (71):

$$\sigma_c = \frac{R_c}{h_{bie} h_c} \leq 0,85f_{cd} \quad (71)$$

A formulação proposta por El Debs (2000) quanto aos cálices de paredes lisas difere do presente na NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006). Enquanto o autor considera em caso extremo que toda a carga normal do pilar é transmitida para a fundação pelo fundo do cálice, a norma prescreve que 70% desta carga é transmitida pelas paredes e 30% é transmitida pelo fundo, desde que seja disposta armadura de suspensão entorno do cálice definida na equação (72):

$$A_s = \frac{0,7N_d}{f_{yd}} \quad (72)$$

A opção por parte do projetista em utilizar de ligação por paredes lisas ou rugosas dependerá das solicitações do pilar e da possibilidade de produzir as ranhuras de rugosidade na fábrica em ambos os elementos. Assim como a escolha do modelo de cálculo (considerando a carga transmitida pelas paredes ou não no caso de cálice liso). O cálice pode ser produzido *in loco* ou na fábrica dependendo do perfil.

Na altura base de ligação do pilar pré-fabricado com o cálice, para faces do pilar e do cálice com superfície lisa é indicado que se disponha de armadura para resistir ao esforço cortante de intensidade  $H_d$ . El Debs (2000) indica que esta armadura seja calculada na equação (73):

$$A_{sb} = H_{d,inf}/f_{yd} \quad (73)$$

Esta armadura adicional pode ser colocada em estribos ou de armadura em forma de U na base do pilar. Deve ser verificado o comprimento de ancoragem desta armadura de modo que esta encontre-se disposta abaixo do topo do cálice.

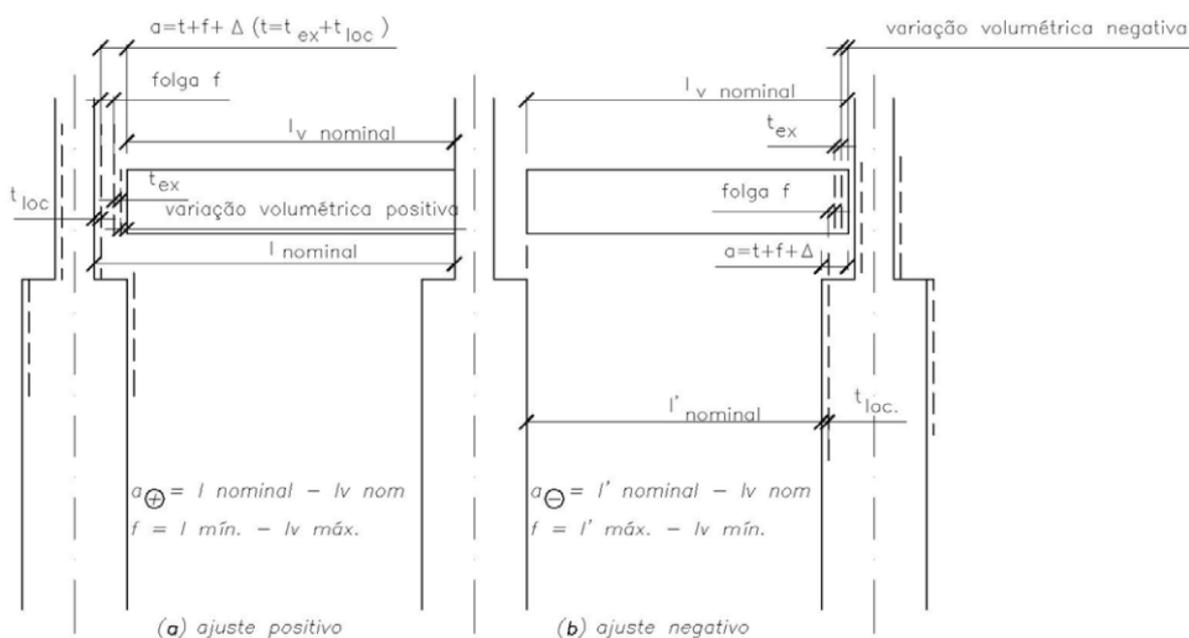
## 2.12 FOLGAS E TOLERÂNCIAS

Para se dimensionar os elementos e ligação de um projeto de estrutura composta por elementos pré-moldados, precisa-se estabelecer folgas e tolerâncias, “levando-se em conta os desvios de produção, de locação e verticalidade da obra e de montagem dos elementos”, segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 1985, p. 4)

A diferença entre a dimensão executada e a dimensão básica de um elemento é definida como desvio, onde a tolerância é o máximo valor aceitável para o desvio.

Já a folga é definida como o “espaço mínimo para fazer a montagem” (EL DEBS, 2000, p.81).

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) diferencia a folga para ajuste em positiva e negativa. A folga para ajuste negativa é considerada a diferença entre a máxima medida reservada para se colocar um elemento em projeto e a mínima extensão possível do apoio. Já a folga para ajuste positivo, é a diferença entre a mínima medida deixada em projeto para se colocar o elemento e a medida máxima da dimensão correspondente do elemento, ou seja, espaço mínimo que possibilite a montagem, Figura 10.



**Figura 10 – Folga**  
 Fonte: ASSOCIAÇÃO..., 2006.

As tolerâncias estão indicadas na NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) e foram sintetizadas na tabela 4.

Tabela 4 - Tolerâncias

Grupo de elementos pré-moldados	Seção ou dimensão		Tolerância
Pilares, vigas, pórticos e elementos lineares	Comprimento	$L \leq 5$ m	+/- 10 mm
		$5$ m < $L \leq 10$ m	+/- 15 mm
		$L > 10$ m	+/- 20 mm
	Seção transversal		- 5 mm e + 10 mm
	Distorção		+/- 5 mm
Linearidade		+/- L/1000	
Painéis, lajes, escadas, e elementos em placa	Comprimento	$L \leq 5$ m	+/- 10 mm
		$5$ m < $L \leq 10$ m	+/- 15 mm
		$L > 10$ m	+/- 20 mm
	Espessura		- 5 mm, + 10 mm
	Planicidade	$L \leq 5$ m	+/- 3mm
		$L > 5$ m	+/- L/1000
	Distorção:	Largura ou altura $\leq 1$ m	+/- 3 mm cada 30cm
		Largura ou altura > 1 m	+/- 10 mm
Linearidade		+/- L/1000	
Telhas e/ou elementos delgados	Comprimento	$L \leq 5$ m	+/- 10 mm
		$5$ m < $L \leq 10$ m	+/- 15 mm
		$L > 10$ m	+/- 20 mm
	Espessura	$e \leq 50$ mm	- 1 mm e + 5 mm
		$e > 50$ mm	- 3 mm e + 5 mm
	Distorção		+/- 5 mm
	Linearidade		+/- L/1000
Estacas	Comprimento		+/- L/300
	Seção transversal (ou diâmetro)		+/- 5%
	Espessura da parede para seções vazadas		+13 / -6 mm
	Linearidade		+/- L/1000

onde: L é o comprimento do elemento pré-moldado.

Fonte: ASSOCIAÇÃO..., 2006.

### 3 OBRAS PÚBLICAS E LICITAÇÕES

Obra pública, de acordo com a lei nº 8.666/93, “é toda construção, reforma, fabricação, recuperação, ou ampliação de bem público”. Esta é realizada de forma direta, quando é executada pelo próprio órgão ou entidade da Administração com seus próprios recursos, ou então de forma indireta, quando há contratação de terceiros por meio ou não (dependendo o caso) de licitação (OBRAS PÚBLICAS, 2013).

Segundo o manual de Obras Públicas (2013), as etapas que vem antes da licitação são de extrema importância, mas frequentemente são menosprezadas de modo a passar para as próximas fases sem ter o devido aval de que o empreendimento é viável. Essas etapas têm por objetivo o estudo de necessidades, a estimação dos recursos e a escolha da melhor alternativa.

O projeto básico é o que compreende toda a obra, possuindo os requisitos exigidos na lei nº 8.666/93, e é o elemento mais importante para a execução da obra pública. Este é elaborado com o apoio do estudo preliminar e do anteprojeto, para então ser aprovado formalmente pela autoridade de competência. Os requisitos exigidos são:

- Ter elementos suficientes para caracterizar o que será contratado;
- Possuir apropriado nível de precisão;
- Dar a possibilidade de avaliação do custo da obra, assim como sistema executivo e o prazo necessário;
- Ter viabilidade técnica e tratamento do impacto ambiental assegurados nos estudos preliminares.

O Manual de Obras Públicas-Edificações (2014) indica a necessidade de se apresentar os elementos que constam na Lei de Licitações e Contratos, em especial o orçamento detalhado, com as especificações técnicas e quantitativos de materiais, equipamentos e serviços, bem como os métodos construtivos e prazos de execução corretamente definidos.

O TCU – Tribunal de Contas da União é o órgão responsável por fiscalizar as obras custeadas com recursos federais, e este atua nos limites da Constituição da República e nas leis do País, tendo o objetivo de controlar a administração pública. Desta forma o TCU age de modo a garantir que sejam alcançados parâmetros de custo definidos em lei, como o Sicro (definido pelo DNIT) e Sinapi (definido pela Caixa Econômica Federal e IBGE). Em resumo, a fiscalização compara os parâmetros acima

com os orçamentos aprovados, de modo a evitar desperdício de dinheiro público (NARDES, 2014).

As principais irregularidades que podem ser associadas às obras públicas são sobrepreço ou superfaturamento, licitações irregulares, falta de projeto básico ou executivo, e inadequados estudos ambientais.

Estes problemas existem há muito tempo no cenário de obras públicas brasileiras, e ao longo dos anos vêm se criando ferramentas na tentativa de minimizar tais irregularidades que resultam em desperdícios de recursos, paralisação de obras e obras inacabadas.

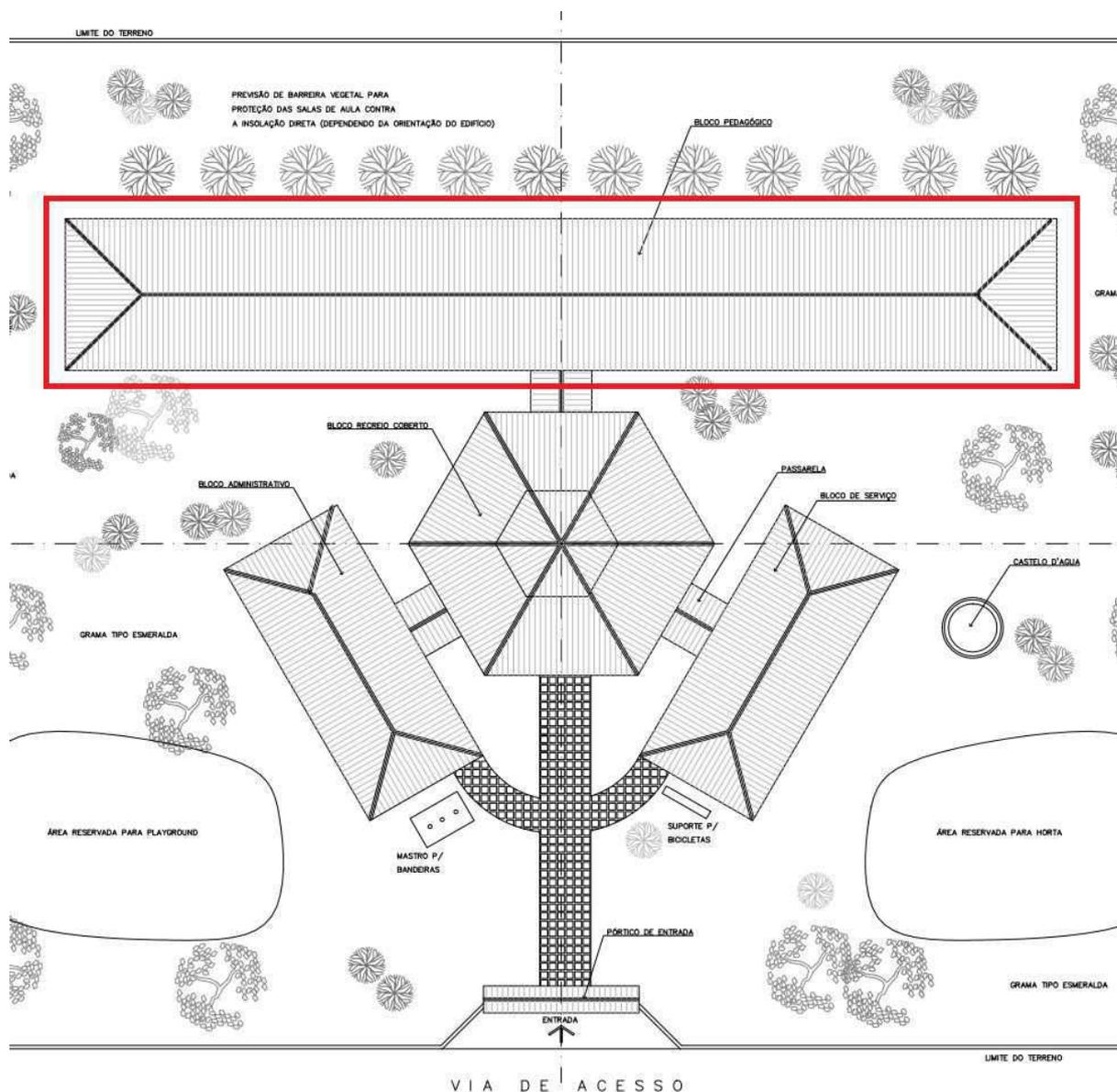
De acordo com Ribeiro (2013), uma das medidas relevantes foi à criação do PAC (Programa de Aceleração Econômica) em janeiro de 2007, no qual a problemática das obras públicas passou a coordenar de forma centralizada, planejando, monitorando e gerenciando a execução das obras do programa, a implantação do programa juntamente com a garantia de liberação de recursos financeiros para os empreendimentos, significaram poderosos aliados para acelerar a execução dos serviços.

Outra grande medida criada para agilizar a construção das obras públicas destinadas à copa do mundo de 2014 realizada no Brasil foi à instituição do RDC – Regime Diferenciado de Contratação. Este regime ainda vem sendo muito discutido e criticado pelas entidades e líderes, pois sua aplicação para todas as obras públicas até então está reprovada pela câmara, deixaria por conta das empreiteiras as tarefas de projetar, construir, fazer os testes e demais operações necessárias para a entrega da obra, logo seria possível contratar o serviço antes da elaboração do projeto (AMORIN, 2014).

Apesar das atitudes do governo durante estes anos, algumas apontadas como positivas outras bastante criticadas, certos problemas perduram e se dão principalmente pelas deficiências no planejamento público. Este é o principal fator que acarreta contratações de obras com projetos desatualizados, inadequados ou mesmo ruins. Muitas vezes os projetos são feitos às pressas, para que não se percam os recursos orçamentários disponíveis. Sem uma significativa evolução na gestão de planejamento para obras públicas os índices de irregularidades continuarão presentes (RIBEIRO, 2013).

#### 4 ANÁLISE DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL

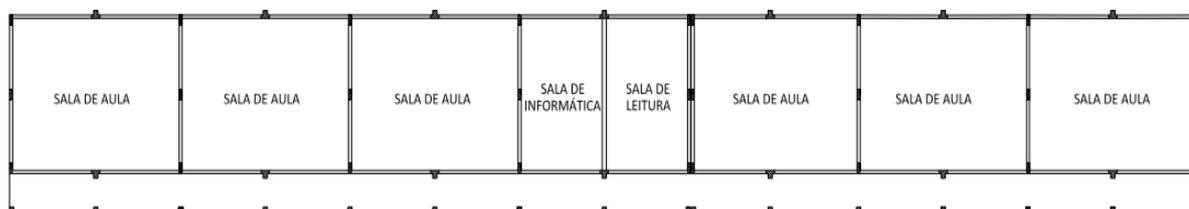
O objetivo desse trabalho era demonstrar a possibilidade de adequação do projeto estrutural para concreto pré-fabricado da escola Espaço Educativo Urbano II, elaborado por Santos (2006), que atualmente consta em projeto em concreto moldado *in loco*. Desse modo, foi analisada e dimensionada a estrutura do bloco pedagógico com 6 salas, conforme Figura 11 abaixo.



**Figura 11– Implantação.**  
**Fonte: Lissa e Silveira (2004).**

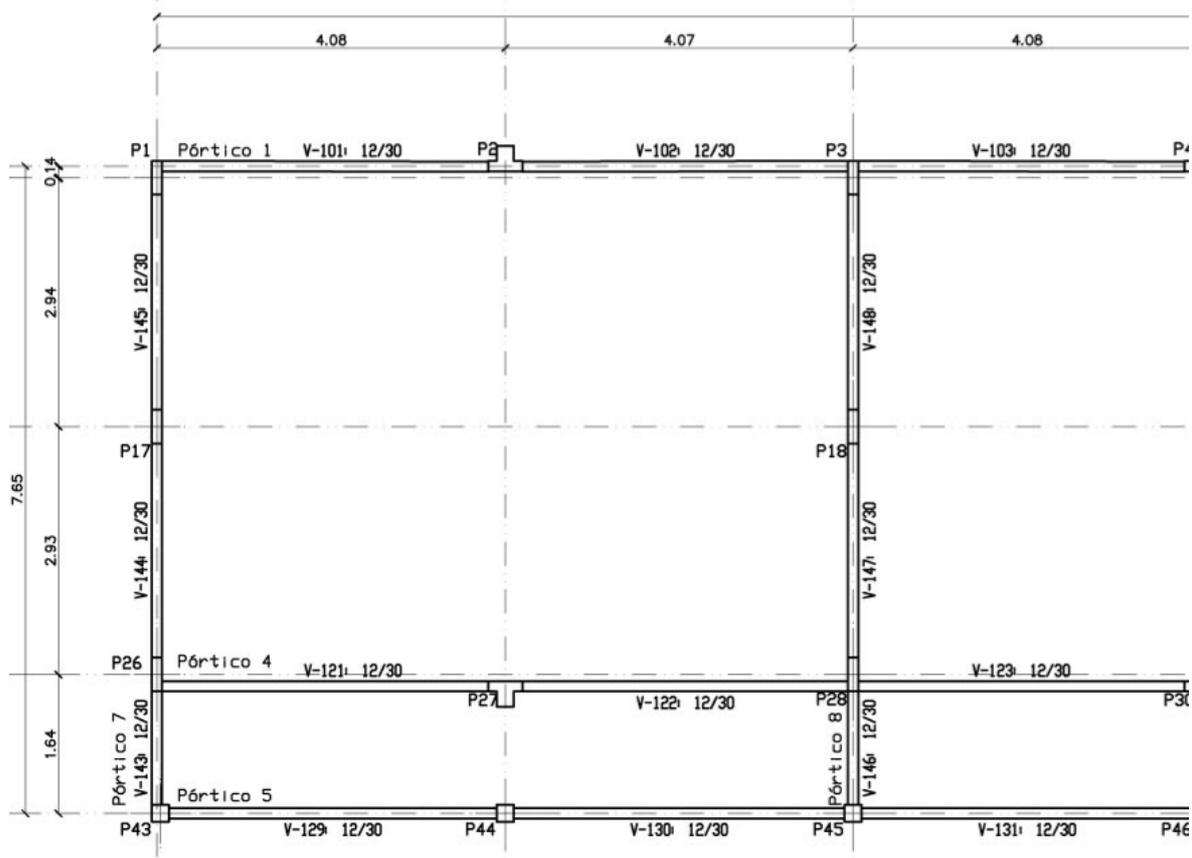
Iniciou-se fazendo uma análise do projeto disponibilizado pelo governo para concreto moldado *in loco*, familiarizando-se com os elementos, os vãos e demais detalhes.

O bloco pedagógico é composto por 6 salas de aula, uma sala de leitura e uma sala de informática. Seu formato é retangular com uma largura total de 7,93 metros e comprimento de 57,20 metros. A estrutura do projeto original (Figura 12) é modulada de forma que a distância entre eixo de pilares é de 4,08 metros no sentido longitudinal. Além das salas, existe também corredor externo coberto.



**Figura 12- Esquema da estrutura do bloco pedagógico**  
**Fonte: As Autoras.**

O projeto da estrutura em concreto moldado *in loco* é composto de fundação em sapatas e supra-estrutura em pórticos compostos de vigas e pilares, sendo uma edificação térrea. O pavimento cobertura é constituído de lajes de vigotas treliçadas. Na Figura 13 pode-se visualizar parte do projeto do pavimento térreo.



**Figura 13 - Parte da Estrutura em Concreto Moldado in loco – Pavimento Térreo**  
**Fonte: Santos, 2006.**

O pavimento térreo conta com vigas baldrames de seção transversal 12 x 30 cm. A estrutura é composta por pilares de seções transversais variadas, sendo alguns retangulares de seção 12 x 40 cm, 20 x 20 cm e também em formato de T como pode ser visualizado na Figura 14.

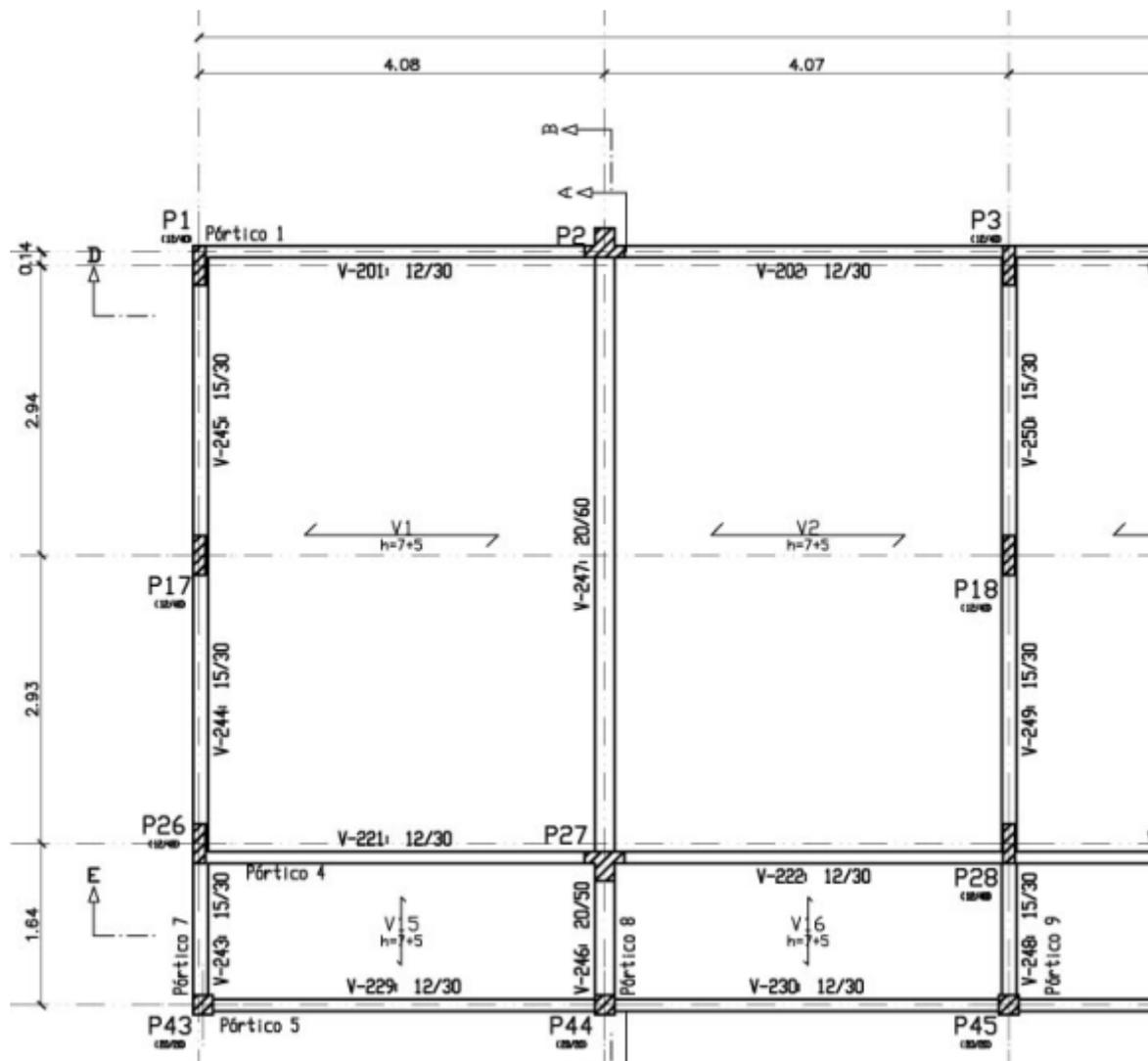


Figura 14 - Parte da Estrutura em Concreto Moldado in loco – Pavimento Cobertura  
Fonte: Santos, 2006.

As lajes são compostas de vigotas treliçadas com altura de 7 cm, com um acréscimo de 5 cm da capa de concreto, ficando a altura total em 12 cm, e estão apoiadas no sentido indicado na Figura 14.

As vigas que apoiam as lajes são retangulares, com seção transversal de 20x60 cm e 20x50 cm, as vigas de borda têm seção transversal de 12 x 30 cm e 15 x 30 cm. O vão da viga mais solicitada é de 6,15 m e esta recebe apoio de dois panos de laje.

## 4.1.1 Quantitativo da estrutura moldada in loco

A solução original do projeto da escola, feita em concreto moldado *in loco*, conta com as quantidades de aço e concreto de vigas e pilares apresentadas nas Tabela 5, 6, 7 e 8.

Tabela 5 - Quantitativo de aço vigas baldrames

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg) + 10%	Total (Kg)
50A	6,3	765,2	208,0	208
60B	5	1535,1	265,0	265
Total				473

Fonte: Santos, 2006.

Tabela 6 - Quantitativo de aço das vigas da cobertura

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso + 10% (Kg)	Total (Kg)
50A	6,3	511,7	139,0	
50A	8	408,0	176,0	
50A	10	62,2	43,0	
50A	12,5	13,9	15,0	
50A	16	73,7	127,0	500
60B	5	1983,0	342,0	342
Total				842

Fonte: Santos, 2006.

Tabela 7 - Quantitativo do aço pilares

Tipo do aço	Diâmetro (mm)	Comprimento Total (m)	Peso + 10% (Kgf)	Total (Kg)
50A	6,3	784	214,0	
50A	8	447,6	193,0	
50A	10	1486	1026,0	
50A	12,5	140,4	152,0	
50A	16	112,8	195,0	1780
60B	5	1070,1	185,0	185
Total				1965

Fonte: Santos, 2006.

**Tabela 8 – Volume de concreto**

	Classe do concreto (MPa)	Quantidade (m <sup>3</sup> )
Vigas cobertura	20	15,27
Vigas Baldrames	20	7,30
Pilares	20	11,82

**Fonte: Santos, 2006.**

## 5 SOLUÇÕES COM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO ARMADO

Como o objetivo deste trabalho é de propor soluções alternativas em concreto pré-fabricado para o sistema estrutural da escola, somente os componentes da estrutura foram concebidos e dimensionados, de forma que os demais elementos de fechamento e acabamentos foram mantidos iguais aos do projeto original.

Inicialmente foi feito um estudo visando determinar qual seria o melhor rearranjo para os elementos estruturais, buscando redução do número de peças para que o aumento das seções transversais inerente ao projeto de pré-fabricados fosse compensado em volume de concreto.

Como o projeto original já conta com lajes de vigotas treliçadas, a primeira ideia foi manter esta condição, reduzindo a quantidade de alguns elementos como os pilares que se localizavam na linha de parede de divisão entre as salas e o corredor e conseqüentemente as vigas ligadas a estes.

A partir de estudo sobre as possibilidades de outros elementos pré-fabricados, a solução empregando lajes alveolares protendidas mostrou-se pertinente devido à sua característica de vencer grandes vãos, além de que seu emprego vem sendo popularizado com fabricação mesmo em indústrias de pré-fabricado de pequeno porte.

Estas constituem as duas soluções elaboradas como alternativa ao projeto estrutural do bloco da escola, as quais estão descritas no esquema da Tabela 9.

**Tabela 9 - Descrição das soluções**

Solução 1	Lajes Unidirecionais por vigotas treliçadas; Apoio das lajes no sentido longitudinal da edificação; Modulação de 4,08 metros.
Solução 2	Lajes alveolares Protendidas; Apoio das lajes no sentido transversal da edificação; Modulação de 8,15 metros.

**Fonte: As Autoras.**

## 5.1 LEVANTAMENTO DAS CARGAS

Após definidos os modelos de estudo foi feito o levantamento de cargas solicitantes. A carga referente ao telhado foi calculada analisando-se o projeto da cobertura do modelo original, de onde se retirou as dimensões das peças sendo possível então calcular o peso próprio da mesma. No apêndice A consta o levantamento de cargas da cobertura que foi utilizado para dimensionamento das duas propostas.

O carregamento resultante da cobertura, para simulação dos esforços nas lajes, foi modelado como carga linearmente distribuída aonde se localizava as linhas de cavaletes da estrutura da cobertura.

Também foi considerado carregamento distribuído de 50 Kgf/m<sup>2</sup> como carga acidental segundo a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980).

Foi então calculada a força de vento de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988). O detalhamento do cálculo encontra-se no apêndice B.

A carga de alvenaria utilizada foi de 1300 kg/m<sup>3</sup>, contando com parede de 15 cm e altura do pé direito de 2,40 metros.

## 5.2 JUNTA DE DILATAÇÃO

O projeto da estrutura em concreto moldado no local contém uma junta de dilatação que separa a edificação em dois blocos. Após uma consulta a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) notou-se que esta não estabelece nenhum parâmetro para execução de juntas de dilatação. Já El Debs (2000) coloca que as solicitações nos elementos de concreto pré-moldado podem ser menores que nos de concreto moldado *in loco* e prescreve uma distância das juntas de dilatação de 60 m, enquanto que para estruturas convencionais devem ser de 40 m. Assim, foi alterada a concepção inicial e o projeto foi modelado como estrutura única, sem junta de dilatação.

## 5.3 DEFINIÇÕES DE PROJETO

A partir dos carregamentos levantados e da definição da modulação, foram estabelecidas as seções transversais iniciais das peças utilizadas no projeto. Para as

vigas, a estimativa da seção transversal foi feita de maneira aproximada com relação da altura da viga solidarizada pelo vão livre de 10%, e base igual a espessura da alvenaria de fechamento. Nos pilares inicialmente adotou-se os valores mínimos para fabricação, e a largura de base das vigas.

Para o concreto adotou-se um  $f_{ck}$  de 30 MPa, pois de acordo com a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006), para elementos de concreto pré-fabricados a resistência característica  $f_{ck}$  não deve ser menor que 25 MPa e o consumo mínimo de cimento de 400 Kg/m<sup>3</sup>, com fator água / cimento menor ou igual a 0,45.

Os cobrimentos mínimos para esse projeto são:

- Para as lajes: 2,0 cm;
- Para as vigas e pilares: 2,5 cm;
- Para elementos em contato com o solo: 3,0 cm.

Nos casos onde o solo não é rochoso, segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006), sob a estrutura deve-se colocar uma camada de concreto simples, fora do que foi considerado no cálculo, onde esta deve ter um consumo de cimento de no mínimo 250 Kg/m<sup>3</sup> e espessura de pelo menos 5 cm. Como o projeto não foi elaborado para um terreno definido, e sim que pode ser executado em diferentes locais, considerou-se pertinente colocar essa informação como nota na prancha de formas.

A folga de montagem entre as peças da estrutura considerada foi de 1,5 cm.

Para a ligação viga pilar adotou-se a utilização de apoio por dente Gerber e ligação rotulada. O aparelho de ligação escolhido foi almofada de elastômero e chumbador, pois como visto anteriormente, é uma das ligações mais utilizadas e também nesse tipo de ligação a viga é considerada biapoiada. Na Figura 15 está ilustrado o aparelho de apoio do consolo.



**Figura 15 - Aparelho de apoio do consolo**  
**Fonte: Rech, 2014**

Para a ligação entre pilar e fundação, optou-se pelo tipo de cálice externo, o qual, segundo o que foi comentado, com o uso de graute no enchimento do espaço remanescente entre as peças, proporciona uma ligação engastada.

O apoio das vigas baldrames pré-fabricadas caracterizadas para ambos os projetos foi feito por consolos (dentes Gerber), da mesma forma como as vigas da cobertura. É interessante relatar que, usualmente, quando da utilização de vigas baldrames pré-fabricadas, se faz o apoio destas diretamente sobre o cálice de fundação. Entretanto, diante da incerteza do nível da fundação direta por sapatas e também da falta de bibliografias a respeito das particularidades do dimensionamento do cálice frente a esta solicitação, optou-se por apoiar as vigas baldrames em consolos.

#### 5.4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

Utilizou-se o software CAD/TQS (2014) para o levantamento das solicitações atuantes na estrutura, e a partir dessas foi feito o dimensionamento das peças. Foram modeladas as duas soluções e retirados os gráficos que o programa fornece.

Após a determinação dos dados acima, de propriedades dos materiais, cargas, cobrimentos, estes foram configurados na definição do edifício do *software* CAD/TQS o qual conta com módulo PREO, que é próprio para cálculo de estruturas pré-fabricadas, pois já conta com seções catalogadas, critérios que definem o tipo de ligação entre peças, entre outros aspectos inerentes a projetos do tipo.

Feita a definição dos edifícios, no modelador estrutural do *software* foram lançados os elementos, sendo que foram utilizadas seções catalogadas para as vigas de acordo com o estabelecido e sobre esses elementos os carregamentos correspondentes.

Com as estruturas modeladas, foi executado o processamento global, o qual gerou os gráficos de momento fletor, as plantas de cargas dos pilares e resumo utilizados para o dimensionamento das peças.

De posse dos resultados dos esforços solicitantes da estrutura e a partir do equacionamento apresentado na revisão bibliográfica, foi possível dimensionar as peças pré-moldadas. Para facilitar o dimensionamento da armadura das peças foram elaboradas planilhas eletrônicas.

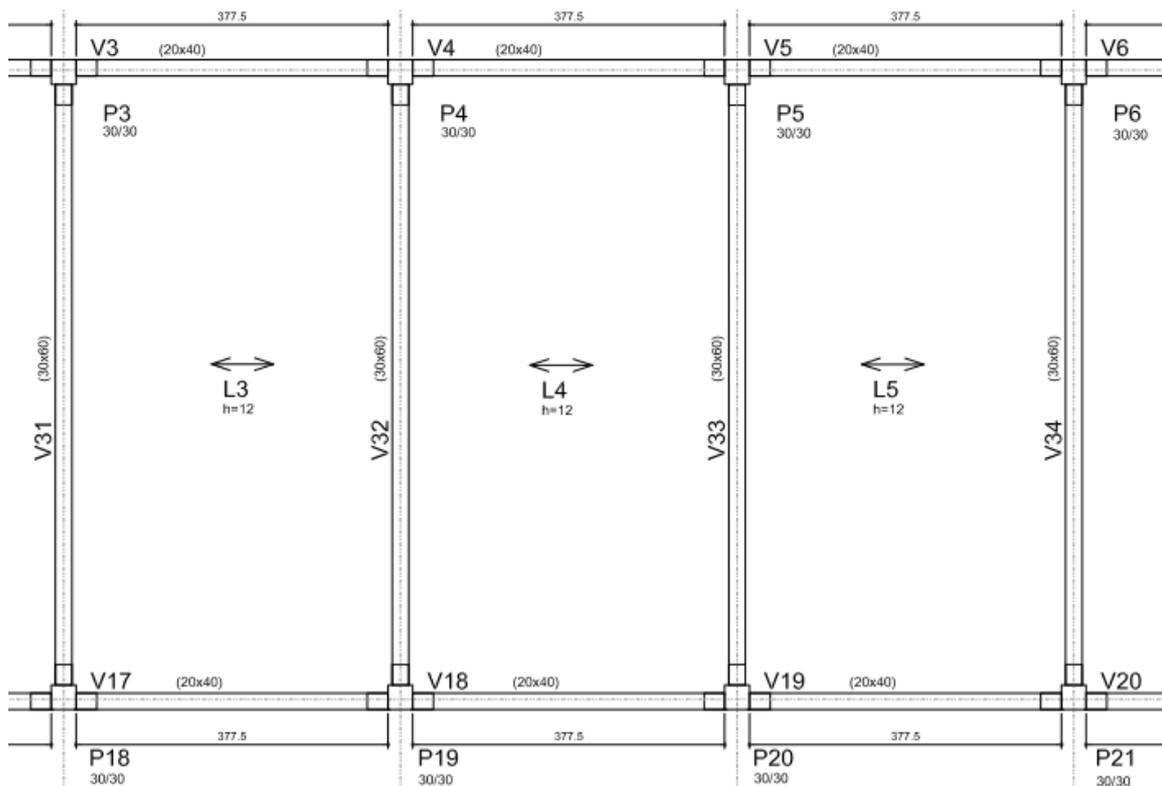
À medida que foram obtidos os esforços para a primeira configuração das seções transversais, verificou-se que a primeira tentativa não resistiria as solicitações. Com uso das planilhas foram feitas diferentes tentativas, aumentando-se gradualmente as seções transversais a fim de se determinar a seções aplicáveis.

Depois disso, foi feito o relançamento da estrutura no CAD/TQS, para obtenção dos esforços finais que serviram para o dimensionamento das peças (pilares, vigas, consolos e cálices). As plantas de carga dos pilares dos projetos estão dos apêndices C e D e tabelas contendo os momentos máximos nas vigas nos apêndices E e F.

Com base nas áreas de aço obtidas para cada elemento foi utilizado o *software* Qlcad (2014) para detalhamento das peças, sendo que estas se encontram em pranchas que estão nos apêndices M e N.

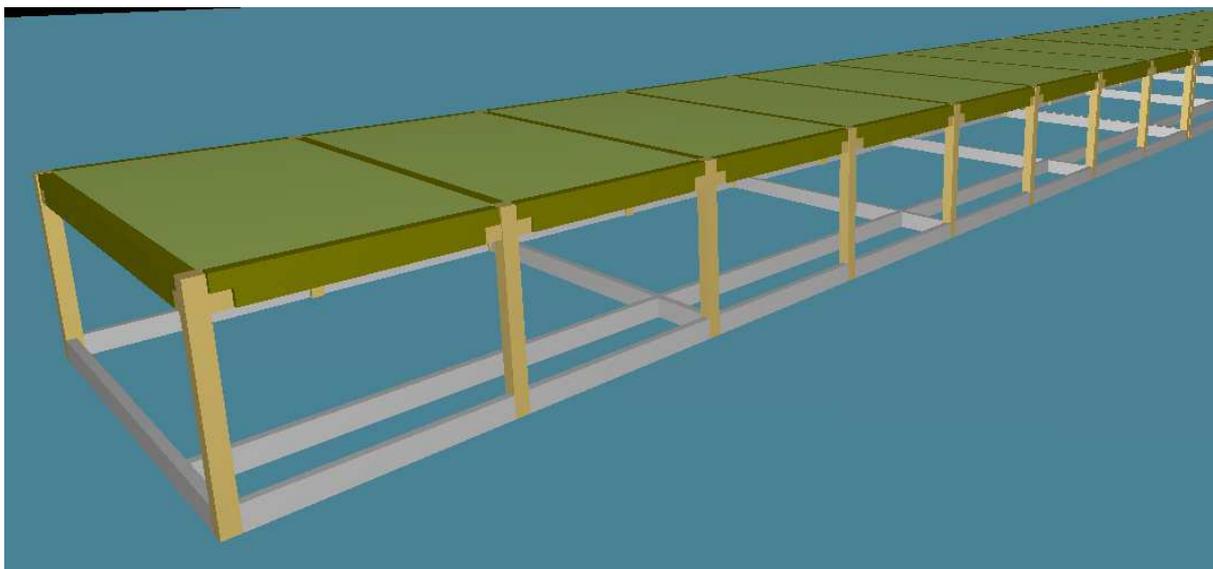
## 5.5 ESTRUTURA COM LAJE DE VIGOTAS TRELIÇADAS – SOLUÇÃO 1

A estrutura projetada com laje de vigotas treliçadas seguiu a mesma disposição da laje do projeto original. Com vigotas de altura de 7 centímetros, que somada com a capa de concreto com 5 centímetros, resulta em uma altura total de 12 centímetros. Como na solução em pré-fabricados as vigas tendem a vencer vãos maiores, os pilares foram posicionados nas extremidades do contorno da edificação e, neste caso, as vigas transversais possuem vãos maiores, conforme Figura 16.



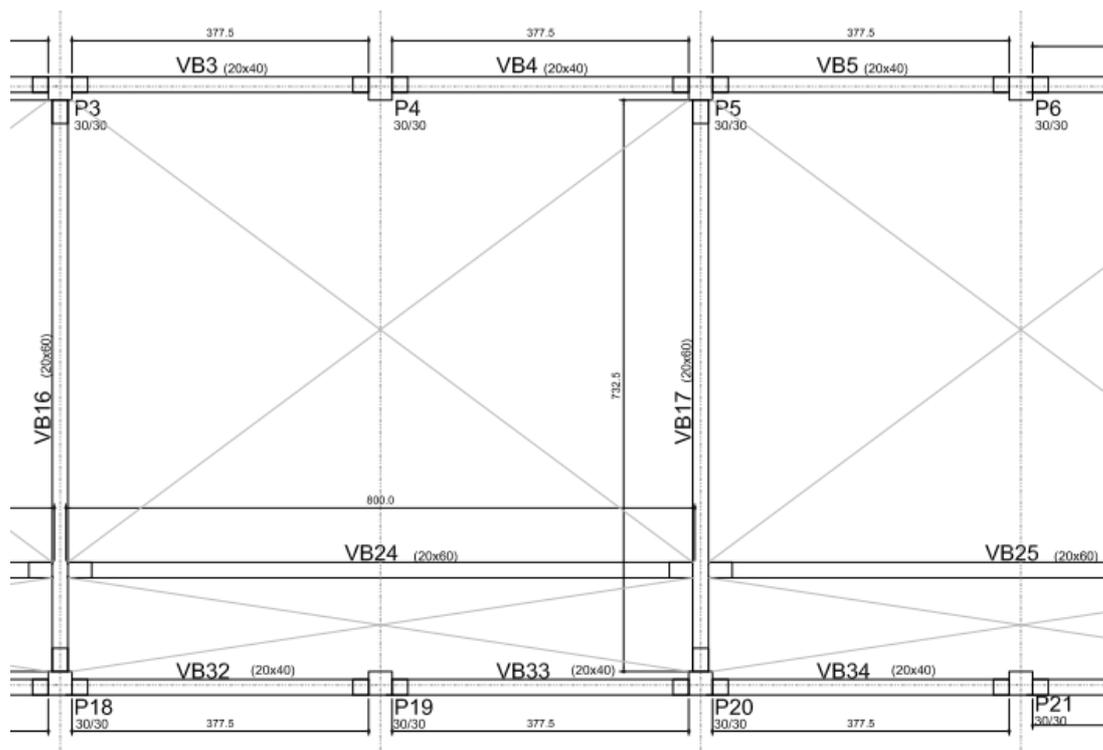
**Figura 16 - Solução 1 – Pavimento cobertura.**  
**Fonte: As Autoras, 2014.**

De modo a facilitar a visualização de como ficaria a estrutura com essa nova solução em pré-moldado, utilizou-se a visualização no modelo 3D do CAD/TQS (2014) conforme a Figura 17. As diferentes cores que compõe o desenho são apenas para melhor identificação dos elementos que compõem a estrutura.



**Figura 17 - Modelo 3D estrutura com laje de vigotas treliçadas**  
**Fonte: TQS, 2014.**

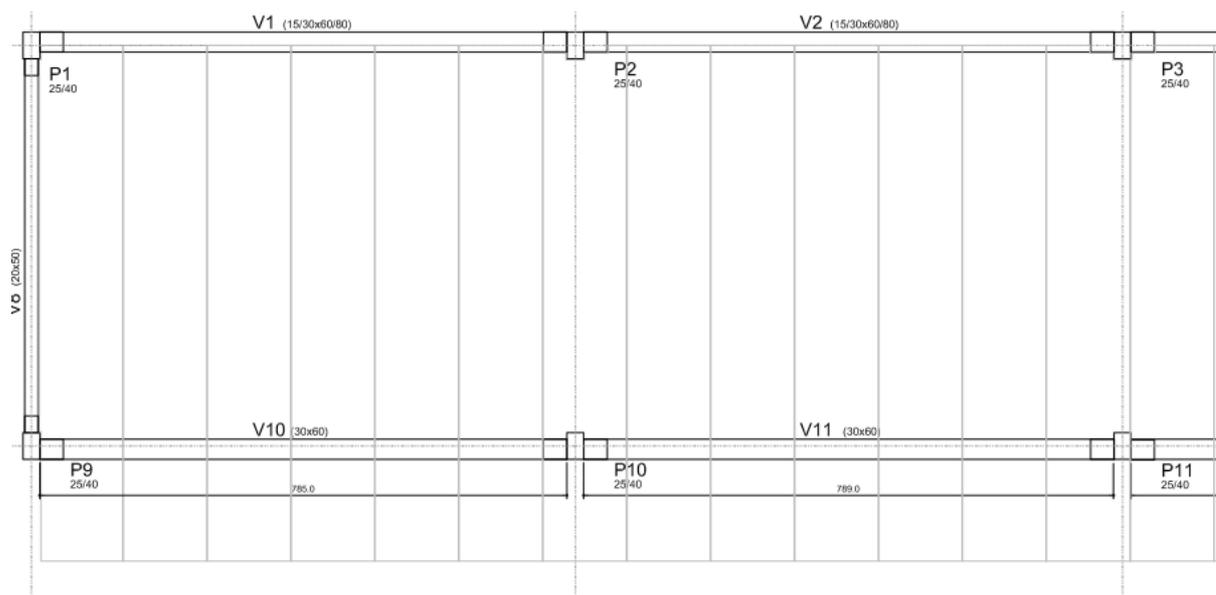
Para essa solução ser possível, as vigas baldrame do pavimento térreo que estavam sob a parede que divide a sala do corredor, ficaram apoiadas nas vigas perpendiculares a elas, como pode ser visto na Figura 18.



**Figura 18 – Solução 1 – pavimento térreo**  
**Fonte: As Autoras, 2014.**

## 5.6 ESTRUTURA COM LAJES ALVEOLARES – SOLUÇÃO 2

A segunda solução elaborada com lajes alveolares permitiu a diminuição de várias vigas e pilares por comportar vãos maiores, conforme pode ser visualizado na Figura 19.



**Figura 19 - Solução com Lajes Alveolares**

Fonte: As Autoras, 2014.

Para esta solução, como foi suprimida a linha de pilares de borda da estrutura, a porção da laje de cobertura do vão corredor foi disposta com a laje alveolar em balanço. Desta forma as placas alveolares apoiam-se nas vigas de bordo, nas vigas intermediárias (vencendo vão de 6,13 m) e estendem-se por mais 1,6 m em balanço, configurando a cobertura do corredor. A Figura 19 apresenta o sentido de colocação das lajes. As placas têm largura de 1,25 m e comprimento total de 7,73 m. Na Figura 20 pode-se observar como ficariam as lajes em balanço.



**Figura 20 - Lajes alveolares em balanço**

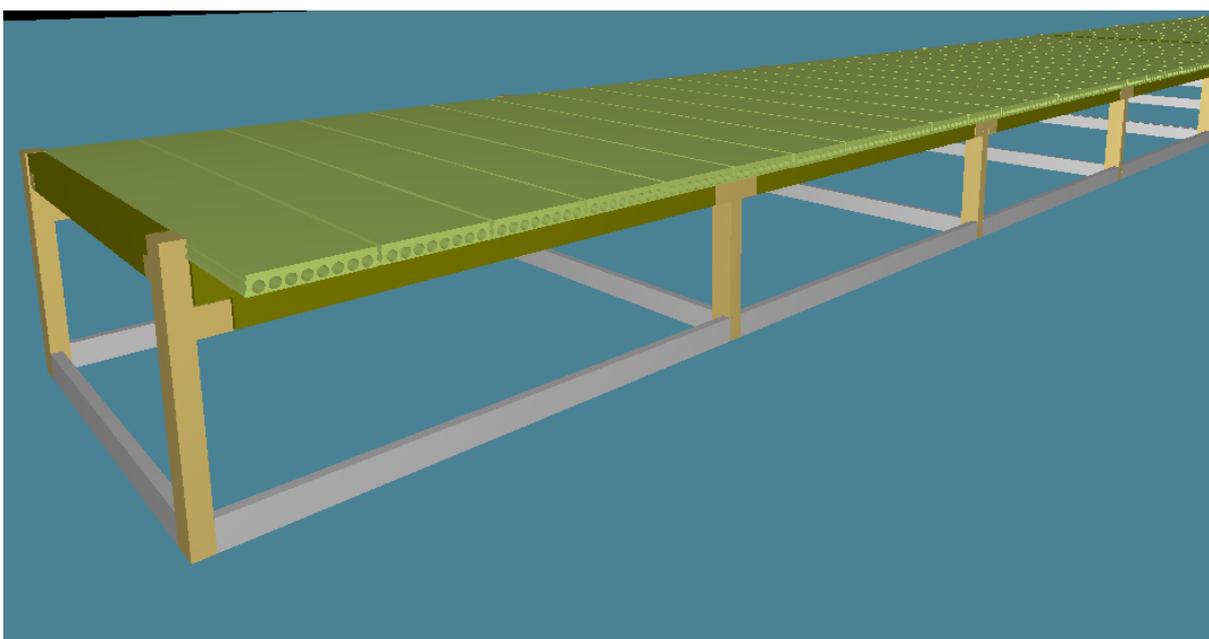
Fonte: Rech, 2014.

A espessura das placas alveolares utilizadas é de 15 cm, e considerou-se execução de capa de concreto 5 cm afim de possibilitar maior solidarização das peças.

As medidas das lajes alveolares foram adotadas com base no Catálogo Cassol (2014), que traz tabelas e ábacos que permitem a obtenção de configurações de lajes alveolares em função do carregamento e vãos a vencer.

Neste aspecto o projetista geralmente determina a altura das placas, porém a disposição das armaduras ativas se dá por parte dos fabricantes, que possuem padrões de produção com número e disposição das cordoalhas de modo a garantir a capacidade resistente informada nos ábacos.

Novamente, foi gerado modelo 3D com ferramenta de visualização do *software* CAD/TQS (2014), onde é possível visualizar os volumes da estrutura com destaque para as lajes alveolares com balanço na região do corredor externo, Figura 21.



**Figura 21 - Modelo 3D estrutura com laje alveolar.**  
Fonte: TQS, 2014.

Destaca-se que ao se utilizar lajes alveolares com comprimentos em balanço os fabricantes devem ser consultados para que seja verificada a resistência das peças. Usualmente as lajes alveolares contam com cordoalhas tanto na parte inferior quanto na superior da laje, mas em lajes utilizadas para balanço pode ser necessário dispor de mais cordoalhas na parte superior da peça para que esta resista ao momento negativo no apoio.

## 6 RESULTADOS E DISCUSÕES

Nesta seção estão apresentados os arranjos das soluções finais, fazendo uma análise qualitativa das concepções. Na sequência estão os quantitativos de materiais (concreto e aço) para comparação com os obtidos da estrutura em concreto armado moldado *in loco*.

### 6.1 ANÁLISE DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS

O primeiro aspecto relevante como resultado do trabalho é a determinação das dimensões das peças. Para o projeto solução 1 - lajes pré-fabricadas unidirecionais as seções resultantes foram de:

- Pilares seção quadrada: 30x30 cm;
- Vigas apoiando lajes, seções retangulares: 20x60 cm;
- Vigas de bordo que não apoiam lajes, 20x40 cm;
- Vigas baldrames para os menores vãos, 20x40 cm;
- Vigas baldrames para os maiores vãos, 20x60 cm;
- Demais vigas baldrames, 20x50 cm;
- Consolos como dentes Gerber, seções de: 20x29x30 cm, 20x19x20 cm, 20x24x25 cm (base x altura x comprimento respectivamente).
- Cálices de fundação com paredes de 15 cm, e altura de embutimento do pilar de 50 cm.

Já para a solução 2 – estruturas em lajes alveolares, as seções resultantes foram de:

- Pilares seção retangulares: 25x40 cm;
- Vigas de bordo apoiando lajes, seções L: 15 a 30 x60 a 80 cm;
- Vigas intermediárias apoiando lajes, seções retangulares: 30 x 60 cm;
- Vigas de bordo que não apoiam lajes, 20x50 cm;
- Vigas baldrames para os maiores vãos, 20x60 cm;
- Vigas baldrames para os menores vãos, 20x50 cm;
- Consolos como dentes Gerber seções de: 30x29x30 cm, 20x29x30 cm, 20x24x25 cm (base x altura x comprimento respectivamente).

- Cálices de fundação com paredes de 17,5 cm, e altura de embutimento de 60 cm.

No projeto com lajes alveolares, a escolha de apoiar as lajes com vigas de bordo em seção L se deu porque este tipo de viga além de apresentar maior inércia e desempenho em decorrência disso, proporciona melhor acabamento estético em relação ao emprego de vigas retangulares nas bordas. Com a aplicação deste modelo de seção não é necessário utilizar qualquer tipo de forma ou chapa para fechamento lateral da viga na concretagem da capa.

O nível do topo das vigas que não apoiam lajes coincide com o nível da laje final (placa mais capa) de modo a dispensar a aplicação de camada de concreto sobre o topo da viga, para ambos os projetos.

Outra informação relevante que pode ser destacada a respeito da possível execução dos projetos elaborados é de que o nível do topo dos cálices dos pilares foi determinado em função da altura da viga baldrame mais alta do projeto (60 cm). Desta forma os topos dos cálices estão nivelados a -100 cm do piso acabado, nível 0,0 cm do projeto.

Após, feita análise da disposição das esquadrias do projeto em concreto armado convencional e com a determinação das seções transversais das vigas, percebeu-se que seria preciso aumentar o pé-direito da edificação para as soluções em concreto pré-fabricado de 2,80 para 3,0 m.

O projeto de pré-fabricados é caracterizado pela riqueza de detalhes e pela precisão das medidas e tolerâncias estabelecidas, como pode ser visto nos apêndices M e N, que trazem as pranchas e detalhamentos dos projetos elaborados. Quando da produção das peças, é crucial que sejam respeitadas todas as determinações do projeto e, sobretudo na montagem das peças é fundamental que se tenha muito cuidado para estas, sejam posicionadas corretamente mediante o previsto no projeto.

Reforçando o citado acima, Boiça e Santos Filho (2005) comentam que, considerando-se o comportamento das peças de uma forma isolada, a probabilidade de falhas é diminuída devido ao rígido controle de execução e a pequena variação no processo de fabricação dos elementos pré-fabricados.

Por isso, um fator que culturalmente pode ser vista como empecilho para o uso do sistema de estrutura em concreto pré-fabricado é de que o alto nível de precisão na disposição das peças requer mão de obra especializada e experiente no trabalho. Por exemplo, as fundações precisam ser executadas com muito rigor de

modo que não existam desvios na posição dos elementos, pois qualquer diferença na distância entre estes pode acarretar que as vigas não possam ser montadas. O exemplo Figura 22 ilustra a montagem das peças em canteiro de obra. Neste aspecto, as construções em pré-fabricados são inflexíveis frente a erros ou desvios de todo gênero.



**Figura 22 - Montagem de Pilar e Viga**  
Fonte: Rech, 2014.

No que diz respeito à agilidade de execução, o fato de que as estruturas pré-fabricadas são produzidas fora do seu local de utilização, permite que estas possam ser feitas com antecedência, ou mesmo paralelamente a outras atividades desenvolvidas no canteiro de obras diminuindo a relação de dependência entre tarefas. Por exemplo, enquanto são executadas as atividades preliminares, como locação e escavação, as peças podem estar sendo produzidas na fábrica.

Pré-fabricados definem-se pelo processo mecanizado e organizado de fabricação, onde os elementos são produzidos em série, com o intuito de se executar construções rapidamente. “Os tempos e os custos da construção diminuem, ao mesmo tempo que se incrementam as propriedades do elemento construtivo” é o que explicam Couto e Couto (2007, p. 2), que em sua pesquisa realizaram um estudo das características dos pré-fabricados, citando vantagens e desafios desse sistema construtivo.

Além disso, deve ser valorizado o aspecto da diminuição de necessidade de dispositivos para travamento, escoramento e produção de formas para as estruturas. Principalmente quando da utilização de lajes alveolares, que dispensam qualquer tipo de escoramento em sua montagem. Este fator acarreta boa diminuição dos custos e principalmente da geração de resíduos e desperdícios na construção, além de que proporcionam um ambiente mais limpo e seguro no canteiro de obras.

Notou-se que para estruturas pré-fabricadas há certa dificuldade em construir juntas de dilatação, pois devido à necessidade de elemento de ligação por meio de cálices que por vezes exigem paredes espessas, as faces dos pilares distanciam-se muito.

Por fim, a mudança do sistema de estrutura da edificação implica na mudança também das técnicas construtivas e estes são fundamentais para garantir o desempenho e confiabilidade da estrutura projetada. Em canteiros de obra de estruturas pré-fabricadas há o emprego de maquinário para içamento e transporte das peças, e por este motivo o layout do canteiro que precisa ser arranjado de modo a possibilitar a movimentação dos equipamentos.

## 6.2 QUANTITATIVOS

Inicialmente é interessante verificar a diferença entre a quantidade de peças resultantes das soluções propostas. A Tabela 10 apresenta o quantitativo de elementos dos projetos.

**Tabela 10 - Quantitativo de elementos**

	<i>In loco</i>	Solução 1	Solução 2
Vigas Cobertura	83	43	16
Vigas Baldrame	69	43	22
Pilares	57	30	16

**Fonte: As Autoras.**

Nota-se que houve significativa redução no número de elementos nas soluções em pré-fabricados na comparação com o projeto em concreto armado convencional. Esta mudança se deu em decorrência da adoção de maiores vãos.

Com a utilização de lajes alveolares conseguiu-se redução de 70% do número de peças com relação ao projeto moldado *in loco*, pois foi possível retirar uma linha

de pilares em posições alternadas de modo que o vão entre eixos da estrutura foi dobrado.

Com os projetos desenvolvidos foram elaborados os quantitativos de aço e concreto dos elementos de vigas baldrames, vigas de cobertura e pilares do projeto solução 1 – lajes unidirecionais, apresentadas nas tabelas 11 a 14.

**Tabela 11 - Quantitativo de aço das vigas baldrames da solução 1 – Estrutura Pré-fabricada com lajes Unidirecionais**

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)	Total (Kg)
50	6,3	540,9	132,3	
50	8	607,7	239,8	
50	10	608,7	375,3	
50	12,5	332,7	320,4	
50	16	524,7	828	1895,8
60	5	2292,6	353,4	353,4
				2249,2

Fonte: As Autoras, 2014.

**Tabela 12 - Quantitativo de aço das vigas da cobertura da solução 1**

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)	Total (Kg)
50	6,3	1462,2	357,8	
50	8,0	783,4	309,1	
50	10,0	790,9	487,6	
50	12,5	104,4	100,6	
50	16,0	33,3	52,5	
50	20,0	434,6	1071,7	2379,3
60	5,0	91,8	14,1	14,1
Total				2393,4

Fonte: As Autoras, 2014.

**Tabela 13 – Quantitativo de aço dos pilares da solução 1**

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)	Total (Kg)
50	6,3	1130,5	276,6	
50	8,0	33,3	13,1	
50	10,0	1093,4	674,1	
50	12,5	40,9	39,4	1003,3
60	5,0	62	9,5	9,50
Total				1012,8

Fonte: As Autoras, 2014.

Tabela 14 – Volume de concreto da solução 1

	Classe do concreto (MPa)	Quantidade (m³)
<b>Vigas cobertura</b>	30	27,92
<b>Vigas Baldrames</b>	30	27,72
<b>Pilares</b>	30	14,04

Fonte: As Autoras, 2014.

As tabelas 15 a 18, apresentam o resumo do quantitativo de materiais, aço e concreto de vigas e pilares, para o projeto solução 2 – em lajes alveolares.

Tabela 15- Quantitativo de aço das vigas baldrames da solução 2

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)	Total (Kg)
50	6,3	249,1	60,9	
50	8	642,6	253,5	
50	12,5	556,7	536,3	850,7
60	5	1277,8	196,9	196,9
Total				1047,6

Fonte: As Autoras, 2014.

Tabela 16- Quantitativo de aço das vigas da cobertura da solução 2

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)	Total (Kg)
50	6,3	1492	365,1	
50	8	1276,8	503,8	
50	10	614,8	379	
50	12,5	352,9	339,9	
50	16	458	722,8	2310,6
60	5	802	123,6	123,6
Total				2434,2

Fonte: As Autoras, 2014.

Tabela 17 - Quantidade de Aço Pilares da Solução 2

Tipo do aço	Diâmetro das barras (mm)	Comprimento Total (m)	Peso (Kg)	Total (Kg)
50	6,3	686,3	167,9	
50	8	54	21,3	
50	10	4,2	2,6	
50	12,5	608	585,7	777,5
60	5	49,4	7,6	7,6
Total				785,1

Fonte: As Autoras, 2014.

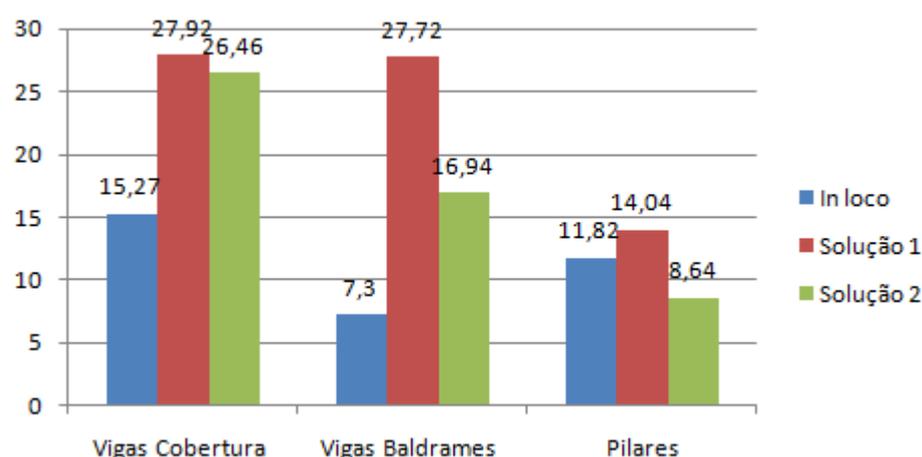
**Tabela 18 - Volume de Concreto da Solução 2**

	Classe do concreto (MPa)	Quantidade (m <sup>3</sup> )
Vigas cobertura	30	26,46
Vigas Baldrames	30	16,94
Pilares	30	8,64

Fonte: As Autoras, 2014.

Com o intuito de melhor ilustrar as diferenças de quantitativo entre as três estruturas abordadas nesse trabalho, sendo elas a solução original do projeto licitado pelo governo e as outras duas propostas com soluções em pré-fabricados, foram gerados gráficos onde foram comparados os quantitativos de aço e concreto das vigas que formam o pavimento cobertura, vigas baldrames e pilares.

O Gráfico 1 trata do volume de concreto em metros cúbicos para os três projetos.



**Gráfico 1 - Comparativo volumes de concreto em m<sup>3</sup>**  
Fonte: As autoras.

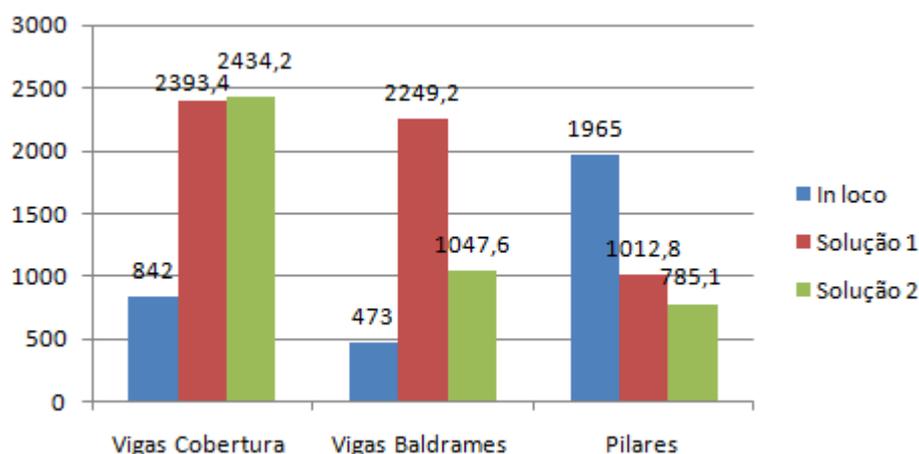
Pode-se perceber que os volumes para ambas as soluções em pré-fabricado foram maiores que para a estrutura em concreto moldado *in loco*. Isso se deve ao fato de que, apesar de haver menor número de elementos na solução 1 e menor ainda na solução 2, as dimensões das peças são maiores.

Nota-se maior contraste no quantitativo de volume de concreto para as vigas baldrames principalmente comparando os valores do projeto original com a solução 1 (laje por vigotas treliçadas). Esta discrepância ocorreu porque a alternativa por retirar a linha de pilares na divisão salas/corredor fez com que as vigas baldrames tivessem

o maior vão livre dentre os projetos, assim tanto as vigas do sentido longitudinal quanto transversal precisaram de 60 cm de altura provocando o salto visto no gráfico.

Na comparação entre as duas propostas de estrutura em pré-fabricados para as vigas de cobertura, em primeiro momento acreditava-se que a solução utilizando lajes alveolares apresentaria menor volume de concreto do que a solução em lajes com vigotas treliçadas, pois a primeira continha menos elementos. Entretanto, como verificado no gráfico 1, a adoção de maiores vãos determinou maior seção para as vigas que apoiam a laje resultando na pouca diferença evidenciada.

Para o comparativo do consumo de aço entre as propostas foi elaborado o Gráfico 2.



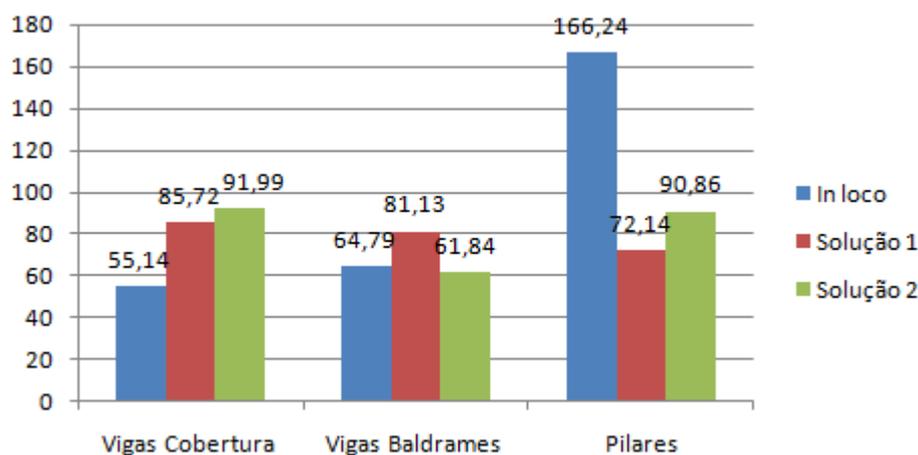
**Gráfico 2 - Comparativo quantitativos de aço**  
Fonte: As autoras.

Já estava previsto que o consumo de aço para as soluções em concreto pré-fabricado seria maior, pois neste sistema as peças estão sujeitas a ações adversas como saque, transporte e montagem, diferentes das consideradas para estruturas de concreto moldadas *in loco*. Destaca-se o alto emprego de armaduras nos elementos de vigas, pois devido à condição bi-apoiada das peças que provoca momento fletor máximo no meio do vão, é necessário dispor de maior área de aço em armadura positiva nos elementos para resistir à solicitação. Também outro fator relevante é que o apoio das vigas feito por dentes Gerber implica na redução da seção transversal das peças na região da ligação, desta forma é necessário prever armaduras adicionais no dente de modo a possibilitar a transmissão de esforços sem prejuízos à seção de concreto da viga.

Outro ponto determinante para se considerar são os vãos. Nas soluções 1 e 2 os vãos adotados foram maiores. Desse modo, para se vencer distâncias de até 7,85 metros, foi necessário um significativo aumento das seções transversais (o que reforça o volume de concreto mais elevado) e assim mais armadura para suportar os esforços decorrentes disso.

Um dado pertinente expresso no gráfico 2 é a quantidade elevada de aço nos pilares do projeto da estrutura em concreto moldado *in loco*. Uma das explicações que pode ser citada é que, nos pilares pré-moldados não foram necessárias emendas na armadura, visto que os pilares têm altura inferior a 12 metros. Desta forma, estes são fabricados como peça única. Outra justificativa é a quantidade de pilares na estrutura moldada *in loco*, que é expressivamente maior do que nas demais, como pode ser visto na tabela 10.

Com os volumes de concreto e quantidade de aço foi possível gerar o Gráfico 3 - Comparativo da taxa de aço em  $\text{Kg/m}^3$ , que é formado pelas taxas de armadura.



**Gráfico 3 - Comparativo da taxa de aço em  $\text{Kg/m}^3$**

Fonte: As autoras.

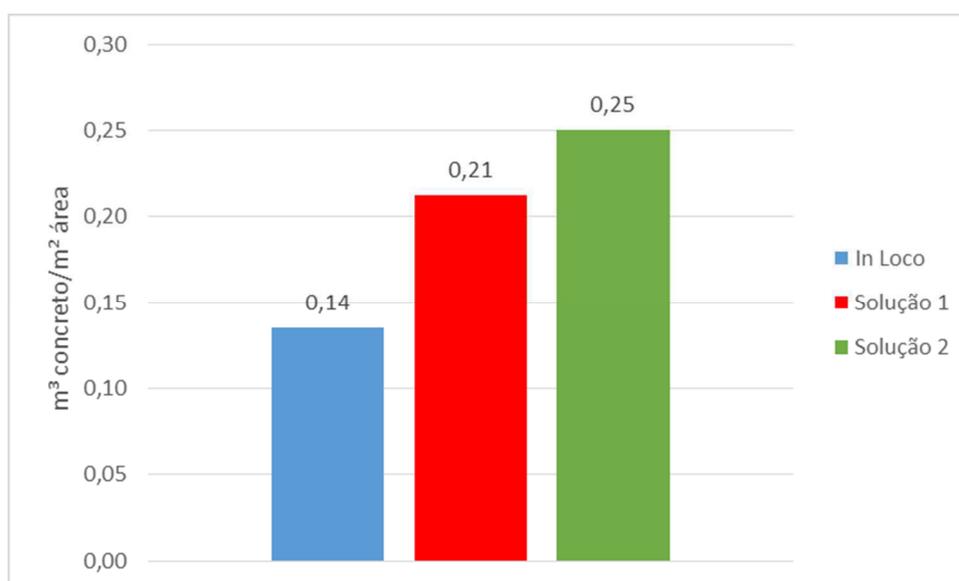
Fazendo-se uma análise dos valores das vigas, nota-se que as taxas mostraram-se superiores às do projeto original.

Um ponto a ser comentado é a taxa de armadura dos pilares que compõe a estrutura em concreto moldado *in loco*, que apresentou-se elevada em relação aos demais valores. Ao se fazer uma análise desses elementos em projeto foi possível observar uma alta concentração de barras nas seções transversais.

Foi também elaborado o gráfico demonstrando a taxa de concreto em metros cúbicos pela área da edificação. No volume de concreto foram considerados os

quantitativos levantados anteriormente para as vigas de cobertura, vigas baldrames, e para os pilares, e foi feita uma estimativa do volume de concreto empregado nas lajes. Para os projetos com lajes de vigotas treliçadas foram considerados o volume de concreto da vigota e da capa de concreto sobre as tabelas; para o projeto com lajes alveolares foi analisado o volume das placas alveolares e o volume da capa sobre a lajes.

Com estes quantitativos foram obtidas as taxas em destaque no Gráfico 4, onde observa-se uma espessura de concreto sobre a área da edificação, e estes valores servem de parâmetros para comparação com outras edificações.



**Gráfico 4 - Comparativo da taxa de concreto/área da edificação em m³/m².**  
Fonte: As autoras.

No gráfico 4 pode-se observar que o projeto utilizando de lajes alveolares apresentou o maior consumo de concreto por metro quadrado da edificação, o que ocorre pelo aumento das seções transversais das peças. Também, justifica-se esta diferença pela utilização de lajes alveolares que tem como único material constituinte o concreto das placas, diferente das lajes por vigotas treliçadas que utilizam de tabelas cerâmicas ou placas de EPS como materiais de enchimento.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com vistas ao apresentado, pode-se afirmar que os objetivos iniciais propostos foram atingidos, pois após a análise do projeto original em estrutura de concreto armado convencional, foram concebidas, dimensionadas e detalhadas duas soluções como propostas à substituição do sistema tradicional pelo pré-fabricado na obra da escola. Também foi elaborado quantitativo dos materiais (aço e concreto) para os elementos vigas e pilares dimensionados. Desta forma foram produzidos dados que são passíveis de comparação entre os sistemas.

Percebeu-se, pela análise prévia dos projetos fornecidos na licitação, que muitas informações relevantes não estavam apresentadas de maneira clara e organizada e também que o arranjo de alguns elementos parecia pouco planejado. O que evidencia o relatado por Ribeiro (2013), de que muitas vezes dos projetos feitos às pressas, para que os tramites da licitação sejam cumpridos nos prazos, procedem soluções pouco eficientes e projetos sem nível de detalhamento adequado para possibilitar a correta execução das edificações.

Uma dificuldade inerente à comparação entre os projetos estruturais foi de que no projeto licitado, a resistência característica à compressão do concreto era de 20 MPa, porém como visto na NBR9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) para estruturas pré-fabricadas a resistência mínima requerida é de 25 MPa. Nos projetos elaborados adotou-se  $f_{ck}$  de 30 Mpa. Desta forma a comparação dos elementos torna-se de certa forma superficial, pois o  $f_{ck}$  influencia diretamente na capacidade resistente das peças e esta diferença torna complexa a análise dos resultados gerados.

É notável que apenas a análise dos quantitativos de materiais é insuficiente para qualificar o melhor sistema construtivo a ser aplicado em uma edificação. Sendo assim, é essencial a verificação dos parâmetros de qualidade, produtividade, geração de resíduos, custo, entre outros.

Ao final da elaboração do projeto, foi possível notar que a troca de um sistema construtivo por outro nem sempre é simples. Em alguns casos, podem ser necessárias mudanças na concepção arquitetônica do projeto, como no caso das soluções propostas neste trabalho, onde se precisou aumentar o pé-direito da edificação.

Ao se comparar a disposição dos elementos nas soluções adotadas, nota-se que a estrutura em pré-fabricado é mais limpa, com uma diminuição significativa de elementos. Todavia a opção por maiores vãos livres acarreta em elementos mais

robustos que podem não ser adequados à proposta arquitetônica, além de que conforme visto nos resultados, implica em maior emprego de material.

Um grande desafio no desenvolvimento do trabalho foi a necessidade de redimensionamento de todos os elementos. Principalmente devido ao fato de que as normas técnicas NBR6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) e NBR9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) são pouco claras ao tratar dos pormenores nos critérios de dimensionamento. Observou-se que os detalhes mais específicos quanto ao dimensionamento e detalhamento dos elementos são abordados de maneira superficial, o que dificulta a interpretação.

Somando-se a isso, há também a constatação de que existem poucas produções literárias brasileiras que abordam o dimensionamento e os detalhes construtivos dos pré-fabricados. Denota-se que o teor dos conteúdos tratados na literatura técnica é bastante direto, e traz recomendações prontas para aplicação, de modo que torna-se difícil verificar a veracidade das informações.

Neste quesito, é uma característica implícita do projeto em pré-fabricados o detalhamento minucioso de todos os componentes do projeto, pois as peças são fabricadas em escala industrial. Assim, qualquer falha de produção por falta de informações disponíveis em prancha pode ocasionar o descarte da peça, o que seria muito oneroso, já que os elementos possuem alto valor agregado pois necessitam de mobilização e emprego de equipamentos adequados.

Perante a competitividade do mercado, a construção civil está sendo forçada a atualizar-se constantemente, com a melhora da sua eficiência e das condições de trabalho. Uma forma efetiva de promover essas melhoras é industrializar o setor, transferindo o trabalho realizado no canteiro para os locais modernos e equipados das fábricas (COUTO; COUTO, 2007).

Em virtude do mencionado, soma-se às conclusões do trabalho que as estruturas em concreto pré-fabricado, além das características abordadas, proporcionam facilidade no controle de qualidade das peças, o que simplifica o processo de inspeção e fiscalização comum às obras públicas. Por esta perspectiva convém citar que as obras públicas de modo geral são pré-dispostas à utilização de pré-fabricados, já que são construídas exemplares iguais repetidas vezes.

Em síntese, diante da escolha de um sistema construtivo existem muitos quesitos envolvidos e para que seja feita a melhor opção é necessário aliar o conhecimento técnico à experiência, levando-se em conta a localização do

empreendimento, as características da mão de obra disponível e a eficiência do sistema.

Para trabalhos futuros, podem-se sugerir estudos da análise de cronograma físico-financeiro para a obra em questão comparando os dados da execução em concreto moldado *in loco* com a os elaborados para solução em concreto pré-fabricado.

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Augusto T. de; EL DEBS, Mounir. K. **Levantamento dos sistemas estruturais em concreto pré-moldado para edifícios no Brasil**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. São Carlos, 2005.

AMORIN, Kellu. **Senado reprovou uso do RDC para todas as licitações públicas**. Portal Pini, maio 2014. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/leis-normas/senado-reprova-uso-do-rdc-para-todas-as-licitacoes-publicas-312771-1.aspx>>. Acesso em 09 jul, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062 -Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. **Curso básico ABCIC**. 2ª Feira Internacional de Edificações e Obras de Infraestrutura, Construction Expo 2013. São Paulo, 2013.

BARROS, R.; GIONDO, J. S. Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa. **Revista IBRACON Estrut. Mater.** São Paulo, v.7, n. 5, out. 2013. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952013000500004&script=sci\\_arttext&tlng=pt](http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952013000500004&script=sci_arttext&tlng=pt)>. Acesso em: 20 set. 2014.

BOIÇA, Stella M. R.; SANTOS FILHO, Mauro L. Análise da Performance de Elementos Pré-Fabricados de Concreto. **1º Encontro nacional de pesquisa-projeto-produção em concreto pré-moldado**. São Carlos, nov. 2005.

CAD/TQS. Versão 18. São Paulo: TQS Informática Ltda, 2014. 1 CD-ROM.

CARVALHO, Roberto C.; FIGUEIREDO FILHO, Jasson R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

CARVALHO, Roberto C.; PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Volume 2.** São Paulo: Pini, 2013.

CASSOL PRÉ-FABRICADOS. **Catalogo Cassol.** Disponível em:<<http://www.arweb.com.br/cassol/download/catalogo-cassol.pdf>>. Acesso em: 26 out. 2014.

COLOMBO, Alberto B; BITTENCOURT, Túlio N. **Dimensionamento de pilares.** Disponível em:<<http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/tecedu/pilares/Applet/Dimensionamento.htm>>. Acesso em: 15/10/14.

COUTO, Armanda M.; COUTO João P. Os benefícios ambientais e a racionalização do efeito de aprendizagem da indústria de pré-fabricação. **Congresso Construção 2007.** 3º Congresso Nacional. Coimbra, dez. 2007.

EBELING, Eimair B. **Análise da base de pilares pré-moldados na ligação com cálice de fundação.** 2006. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

EL DEBS, Mounir K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.** São Carlos: EESC-USP, 2000.

FORMOSO, C. T. et al. **As perdas na construção civil: conceitos, classificações e seu papel na melhoria do setor.** Brasil – Porto Alegre, RS. 1997. Egatea: Revista da Escola de Engenharia, semestral v. 25, n. 3, pp. 45-53, il.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Informações sobre madeiras.** Disponível em:<[http://www.ipt.br/informacoes\\_madeiras/8.htm](http://www.ipt.br/informacoes_madeiras/8.htm)>. Acesso em: 20 ago. 2014.

JUSBRASIL, Senado. **Senadores da CI apontam principais problemas para conclusão de obras públicas.** Jul, 2013. Disponível em:<<http://senado.jusbrasil.com.br/noticias/100558834/senadores-da-ci-apontam-principais-problemas-para-conclusao-de-obras-publicas>>. Acesso em 15 maio 2014.

KURESKI, Ricardo et al. **O macro-setor da construção civil na economia brasileira em 2004**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v.8, n.1 p. 7-19 jan./mar. 2008.

LAJOTEIRO. **Telhas**. Disponível em: <<http://www.lajoteiro.com.br/telha-americana/>>. Acesso em: 20 ago. 2014.

LISSA, Marcelo T.; SILVEIRA, Gustavo. **Projeto Arquitetônico: Espaço Educativo Urbano II – 06 Salas de Aula - Implantação**. 2004.

LISSA, Marcelo T.; SILVEIRA, Gustavo. **Projeto Arquitetônico: Espaço Educativo Urbano II – 06 Salas de Aula – Estrutura da Cobertura**. 2005.

MAMEDE, Fabiana C. **Utilização de Pré-Moldados em Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 2001.115f. Dissertação, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MANUAL DE OBRAS PÚBLICAS-EDIFICAÇÕES. Práticas da SEAP. Disponível em: <<http://www.cegef.ufg.br/up/124/o/praticaobra.pdf>> Acesso em: 10 jul. 2014.

Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto/ Munte Construções industrializadas; Carlos Eduardo Emrich Melo, organizador – São Paulo: Pini, 2004.

NAEGELI, Cristina H. **Estudo de Consolo de Concreto Armado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

NAKAMURA, Juliana. **Pré-fabricados de concreto já são largamente empregados em projetos com alto grau de repetição e amplos vãos livres. Mas uso em edifícios altos, especialmente residenciais, ainda é restrito**. Construção Mercado, dez. 2013. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/149/artigo301998-1.aspx>>. Acesso em: 04 mai. 2014.

NARDES, João Augusto Ribeiro. **O Problema das Obras Públicas no Brasil**. Estadão – Opinião. Disponível em: <<http://opinioao.estadao.com.br/noticias/geral,o-problema-das-obras-publicas-no-brasil-imp-,1038228>>. Acesso em: 04 jul. 2014.

**OBRAS PÚBLICAS**– Recomendações Básicas para a contratação e fiscalização de obras de edificações públicas.3. ed. Brasília: TCU, SecobEdif, 2013

QICAD. Versão 4. Florianópolis: Alto Qi Tecnologia Aplicada a Engenharia, 2014. 1 CD-ROM.

RECH PROJETOS DE ENGENHARIA LTDA. **Arquivos do acervo de 2014.** 2014.

RIBEIRO, Romiro. **A lenta evolução da Gestão de Obras Públicas no Brasil.** Jus Brasil Senado, out. 2013. Disponível em: <<http://romiroribeiro.jusbrasil.com.br/artigos/111838241/a-lenta-evolucao-da-gestaode-obras-publicas-no-brasil-1>>. Acesso em: 04 jul. 2014.

SANTOS, Manuel F. P. **Projeto Estrutural: Espaço Educativo Urbano II – 06 salas de aula.** 2006.

SERRA, S.; FERREIRA, M. de A.; PIGOZZO, B. N. **Evolução dos Pré-fabricados de Concreto.** In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005. **Anais Eletrônicos...** São Carlos: 2005.

SPADETO, Tatiana, F. **Industrialização na Construção Civil – uma contribuição à política de utilização de estruturas pré-fabricadas em concreto.** 2011. 212f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

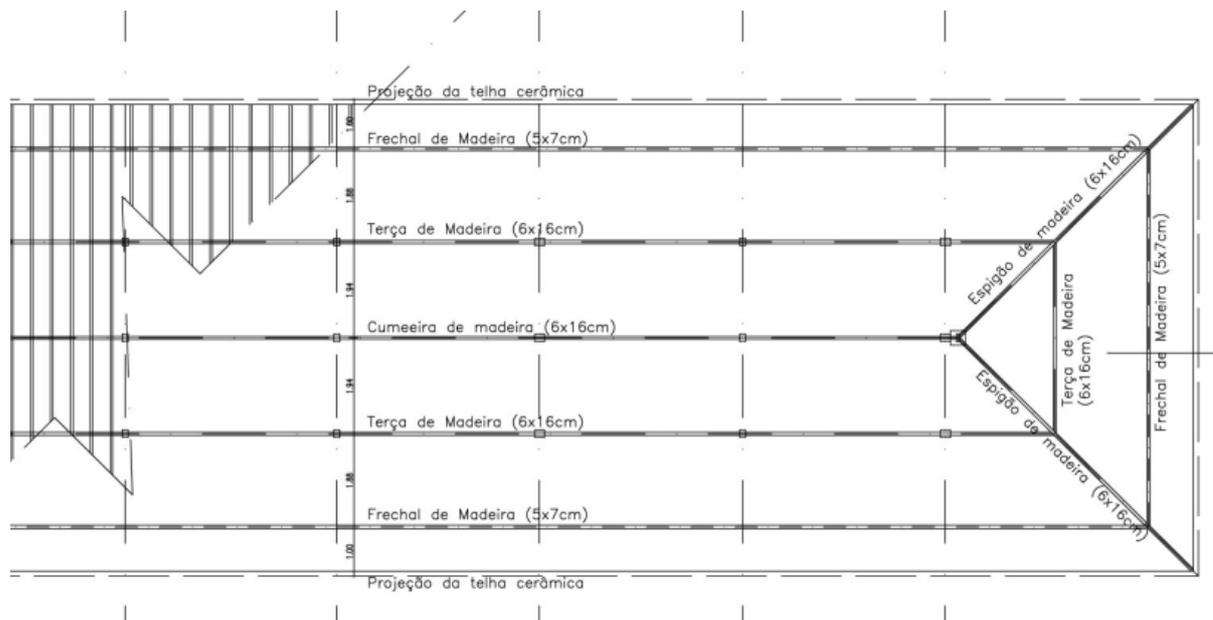
TATU PREMOLDADOS FÁBRICA. **Laje Alveolar Protendida: catálogo.** Limeira, 2014.

VASCONCELOS, Augusto C. **O concreto no Brasil.** São Paulo: Studio Nobel, 2002.

ZANON, Emerson. **Lajes Alveolar Protendidas Pré-fabricadas e maciças de concreto armado moldadas *in loco*: Comparativos dos processos de execução.** Trabalho de Diplomação (Departamento de Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

## APÊNDICE A – Carga da Cobertura

O levantamento da carga aplicada na laje devido ao peso próprio do telhado foi obtida através do projeto da cobertura disponibilizado juntamente com os demais projetos, onde constava as dimensões das peças utilizadas. Na Figura 23 abaixo observa-se a disposição dos elementos da cobertura.



**Figura 23 – Cobertura em Madeira**  
**Fonte: Lissa e Silveira (2005)**

A estrutura da cobertura é formada por telhas coloniais, ripas, caibros, frechais, terças, pilares, etc.

Os pilaretes estão dispostos em cima das vigas da cobertura em um vão de 4,08 metros, sendo esse o vão considerado para o cálculo das cargas dos elementos.

Abaixo estão os cálculos dos pesos próprios das peças da cobertura, sendo que foi considerado aumento do peso próprio de 3% de modo a considerar o peso dos pregos.

- Telhas:

O peso médio por metro quadrado das telhas foi consultado na empresa Lajoteiro (2014) e as telhas utilizadas tem um peso de 36Kg/m<sup>2</sup>.

$$Q_{telhas} = 190,94 \text{ Kg/m}$$

Para as peças de madeira retirou-se das dimensões e quantidades do projeto da cobertura e a densidade foi considerada de acordo com o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (2014).

- Ripas:

Seção transversal: 1,5 cm x 5 cm

Tipo da madeira: Cambará

Densidade: 1110 Kg/m<sup>3</sup>

Quantidade de peças/vão: 28 peças

$$Q_{ripas} = 24Kg/m$$

- Caibros

Seção transversal: 5 cm x 7 cm

Tipo da madeira: Cumaru

Densidade: 1090 Kg/m<sup>3</sup>

Quantidade de peças/vão: 11 peças

$$Q_{caibros} = 108,5Kg/m$$

- Terças q= 1090Kg/m<sup>3</sup>

Seção transversal: 6 cm x 16cm

Tipo da madeira: Cumaru

Densidade: 1090Kg/m<sup>3</sup>

Quantidade de peças/vão: 3 peças

$$Q_{terças} = 32Kg/m$$

- Frechal

Seção transversal: 5 cm x 7cm

Tipo da madeira: Cumaru

Densidade: 1090Kg/m<sup>3</sup>

Quantidade de peças/vão: 2 peças

$$Q_{frechal} = 7,9Kg/m$$

- Pilaretes

Seção transversal: 10 cm x 16cm

Tipo da madeira: Cumaru

Densidade: 1090Kg/m<sup>3</sup>

$$Q_{pilaretes} = 16,07Kg/m$$

- Manutenção  $q_{adot} = 30Kg/m^2$

Assim somando-se todas as cargas para lançamento na laje, obtém-se:

$$Q_{tot} = 383,2Kg/m \cong 385Kg/m$$

## APÊNDICE B – Cargas de Vento na Edificação

Para se determinar as ações devido ao vento na estrutura utilizou-se a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988), a qual traz as definições e cálculos necessários para tal. As considerações adotadas para o projeto seguem abaixo:

- Velocidade básica do vento  $V_0$ : é a velocidade de uma rajada de vento de 3 segundos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, excedida uma vez em 50 anos em média. Utilizou-se a velocidade básica para Pato Branco, sendo então  $V_0 = 46$  m/s;
- O fator topográfico,  $S_1$  que leva em consideração as variações do relevo, para terrenos planos e com poucas ondulações é  $S_1 = 1,0$ .
- O fator  $S_2$  leva em consideração o efeito da combinação da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

A categoria do terreno foi classificada como Categoria III - terrenos planos ou ondulados com obstáculos, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Já a classe da edificação é Classe C onde toda edificação ou parte dela para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.



**Figura 24 - Dimensões da Edificação**  
**Fonte: As Autoras, 2014.**

Assim, de posse dessas classificações, pode-se determinar o fator  $S_2$  na Tabela 19, o qual tem um valor de  $S_2 = 0,82$ .

Tabela 19 - Fator S<sub>2</sub>

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: Associação..., 1988.

- O fator estatístico S<sub>3</sub> considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, baseado em conceitos estatísticos. Grupo 1 – edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro, após uma tempestade destrutiva – S<sub>3</sub>= 1,10.

Desse modo pode-se obter a velocidade característica do vento que é a multiplicação da velocidade básica V<sub>0</sub> pelos fatores S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub> e S<sub>3</sub> conforme (74).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (74)$$

Já a pressão dinâmica do vento é dada pela equação (75):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (75)$$

$$q = 1032,3 \text{N/m}^2 = 1,033 \text{KN/m}^2$$

Para se determinar a força global do vento sobre uma edificação, realiza-se a soma vetorial das forças de vento que atuam a mesma. A força de arrasto  $F_a$  é a componente de força global na direção do vento e é obtida pela equação (1(76):

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (76)$$

Onde:

$C_a$  = coeficiente de arrasto

$A_e$  = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra")

Para se determinar o coeficiente de arrasto, primeiro verificou-se que a edificação era considerada em vento de alta turbulência, sendo que sua altura não excede duas vezes a altura média das construções ao seu redor. Assim, foi possível fazer uso do gráfico da Figura 25 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988).

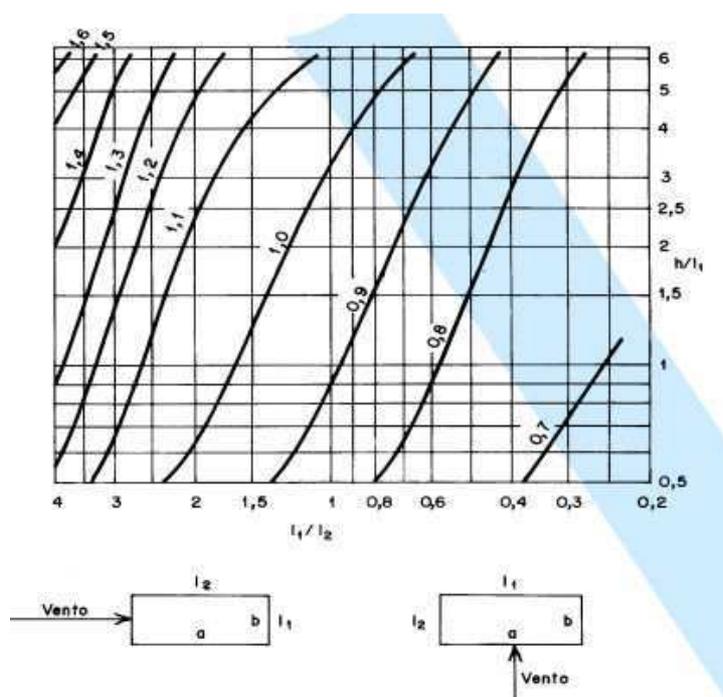


Figura 25 - Coeficiente de arrasto em vento de alta turbulência  
Fonte: ASSOCIAÇÃO..., 1988

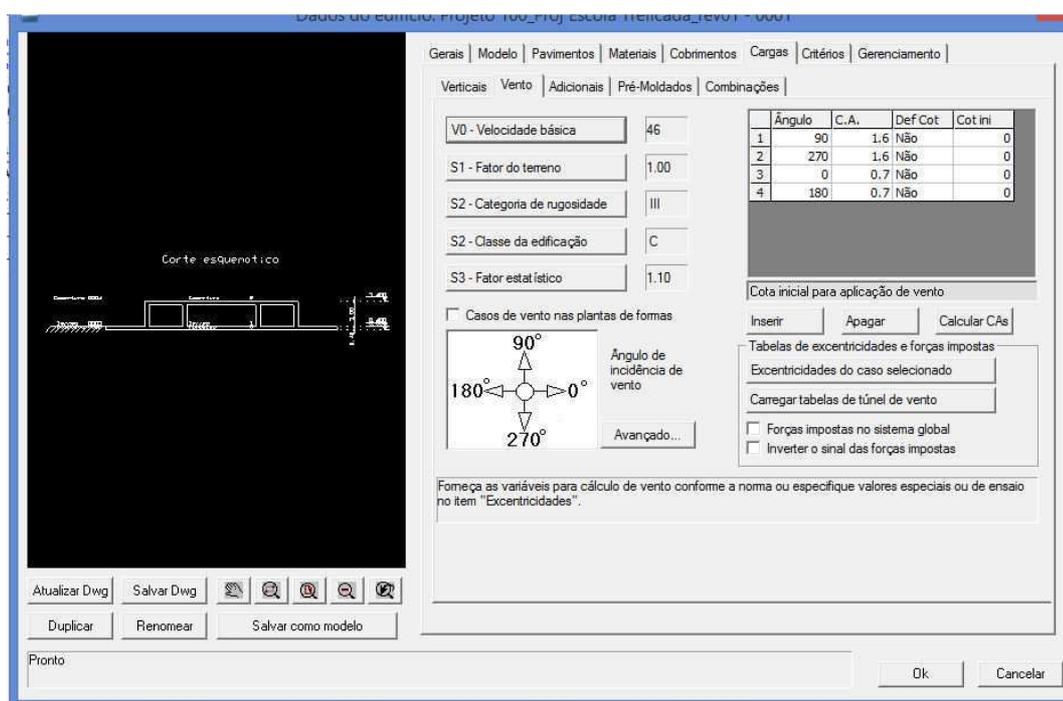
$I_1$ - Largura: dimensão horizontal de uma edificação perpendicular à direção do vento;  $I_2$ - Profundidade: dimensão de uma edificação na direção do vento. Calculando com os valores do projeto que conta com maior dimensão de 57,20m e menor dimensão em planta de 7,93m, obtiveram-se os valores de:

- Vento a  $0^\circ \rightarrow \frac{I_1}{I_2} = 0,14$ ;

- Vento a  $90^\circ \rightarrow \frac{I_1}{I_2} = 7,30$ .

Constata-se que os valores obtidos acima não encontram-se dentro dos limites do gráfico para determinação do coeficiente de arrasto. Então de modo simplificado, foram adotados os valores mínimo e máximo presentes no gráfico para o coeficiente de arrasto nas estruturas em estudo.

Os valores definidos nas considerações citadas foram preenchidos no *software* CAD/TQS(2014) na sub-aba vento da aba carga, na definição do edifício (Figura 26 - Definição de Carga Vento), para obtenção dos esforços devidos ao vento na estrutura.



**Figura 26 - Definição de Carga Vento**  
Fonte: CAD/TQS, 2014.

Obteve-se no resumo estrutural do projeto gerado pelo *software*, após o processamento o resultado das ações do vento considerado (Tabela 20).

Tabela 20 - Resumo ações do vento

Ângulo (graus )	Coef. Arrasto	Pressão (tf/m <sup>2</sup> )
90	1,6	0,129
270	1,6	0,129
0	0,7	0,057
180	0,7	0,057

Fonte: CAD/TQS, 2014.

## APÊNDICE C – Planta de Carga dos Pilares – Solução 1

Elem	Vento (1) 90°			Vento (2) 270°			Vento (3) 0°			Vento (4) 180°			
	Fz	Fy	Mx	Fz	Fy	Mx	Fz	Fy	Mx	Fz	Fy	Mx	
P1	12.2	0.0	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	-0.1
P2	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P3	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P4	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P5	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P6	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P7	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P8	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P9	15.8	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P10	15.6	0.0	-1.1	0.0	-0.5	1.1	0.0	-0.5	1.1	0.0	0.1	0.2	-0.1
P11	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P12	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P13	15.6	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P14	15.8	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P15	12.1	0.0	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	-0.1
P16	11.7	0.0	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	-0.1
P17	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P18	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P19	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P20	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P21	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P22	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P23	15.1	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P24	15.2	0.0	-1.1	0.0	-0.5	1.1	0.0	-0.5	1.1	0.0	0.1	0.2	-0.1
P25	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P26	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P27	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P28	15.2	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P29	15.3	0.0	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	-0.1
P30	11.7	0.0	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	-0.1



## APÊNDICE E – Momentos Máximos nas Vigas – Solução 1

<b>Viga</b>	<b>Seção (cm)</b>	<b><math>M_{k,máx}</math> (tf. m)</b>
VB15 a VB22	20x60	9,0
VB30 a VB43	20x40	0,6
VB1a VB14	20x40	1,6
VB23 a VB29	20x60	8,7
V1 a V30	20x40	0,6
V29 a V44	30x60	12,9

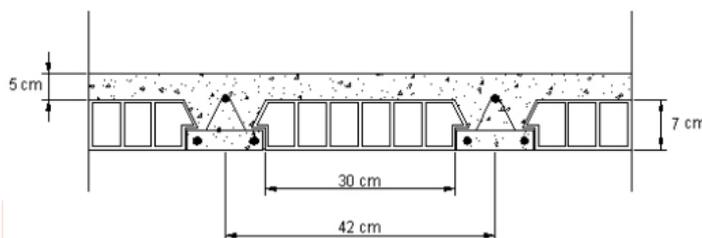
## APÊNDICE F – Momentos Máximos nas Vigas – Solução 2

<b>Viga</b>	<b>Seção (cm)</b>	<b><math>M_{k,máx}(tf.m)</math></b>
VB2 a VB6; VB17 a VB21	20x60	6,0
VB8 a VB15	20x50	3,1
VB1 VB7, VB16, VB22	20x60	5,7
V1 a V7	L 15 a 30x60a80	21,5
V10 a V16	30x60	22,6
V8, V9	20x50	4,6

## APÊNDICE G – Laje com Vigota Trelaçada

Para se obter as informações de geometria e carregamentos necessários para o cálculo, deve-se consultar o fabricante que irá disponibilizar esses dados. Para esse projeto utilizou-se o catálogo da Puma (2002) onde constam os seguintes dados:

- LT12
- Peso Próprio = 203 Kg/m<sup>2</sup>
- Revestimento = 30 KG/m<sup>2</sup>
- Fck = 20MPa
- Fcd = 14,286 MPa
- Capa = 5 cm
- Lajota cerâmica H7/30 (altura/largura)
- Trelença = TR08644
- Vão teórico = 4,28 cm



**Figura 27 - Definição de Carga Vento**  
Fonte: CAD/TQS, 2014.

Para o dimensionamento das vigotas seguiu-se o roteiro do Carvalho e Figueiredo Filho (2013).

A carga total atuante na laje é:

$$p_T = 203 + 30 + 50 = 283 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

A carga atuante em cada nervura, considerando um entre eixo de 42 cm:

$$q_T = 283 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \cdot 0,42\text{m} = 118,86 \cong 119 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

O diagrama de momento fletor da laje (nervura) pode ser calculado como o de uma viga biapoiada, admitindo-se que o concreto tenha um comportamento elástico-linear.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{119 \cdot 4,28^2}{8} = 272,50 \text{ Kgf} \cdot m$$

Antes de se calcular a armadura necessária na nervura, primeiro é preciso verificar qual a parcela ( $b_f$ ) da capa da laje colabora para a resistência à flexão da nervura:

$$b_w = (6 + 6) - 2 \cdot 1,5 = 9 \text{ cm}$$

$$b_2 = 30 + 2 \cdot 1,5 = 33 \text{ cm}$$

$$a = 428 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 = 0,5 \cdot 33 = 16,5 \text{ cm} \\ 0,10 \cdot a = 0,10 \cdot 428 = 42,8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = 16,5 \text{ cm}$$

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a = 9 + 0,10 \cdot 428 = 51,8 \text{ cm} \\ b_w + 2 \cdot b_1 = 9 + 2 \cdot 16,5 \text{ cm} = 42 \text{ cm} \end{cases}$$

Portanto:  $b_f = 42 \text{ cm}$

Para se verificar se a seção é retangular ou T, determina-se a posição da linha neutra, supondo, a princípio que ela passe pela mesa.

Estimando  $\phi_l = 1,0 \text{ cm}$  e cobrimento de  $c = 2,0 \text{ cm}$ :

$$d = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 272,5}{0,42 \cdot 0,095^2 \cdot 14,286 \times 10^5} = 0,07$$

Com o valor de KMD, foi possível a obtenção dos valores de  $KX$  e  $KZ$ , de acordo com a Tabela 21.

Tabela 21 - Parte da Tabela KMD

KMD	KX	KZ	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2013.

Assim,  $KX = 0,1076$  e  $KZ = 0,9570$

$$x = KX \cdot d = 0,1076 \cdot 10 = 1,076 \text{ cm} \leq h_f = 5,0 \text{ cm}$$

Portanto a linha neutra está na capa de concreto, seção retangular.

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 272,5 \times 10^4}{0,9570 \cdot 0,095 \cdot 522 \times 10^5}$$

$$A_s = 0,80 \text{ cm}^2$$

A TR08644 fornece  $2\phi 4,2\text{mm}$  cuja área de aço é de  $2 \times 13,9 \text{ mm}^2 = 27,8 \text{ mm}^2 = 0,278 \text{ cm}^2$ .

A armadura adicional necessária é:

$$A_{s,adicional} = 0,80 - 0,278 = 0,522 \text{ cm}^2$$

Assim, serão necessários  $2\phi 6,0 \text{ mm}$  que serão colocados em cada nervura da laje na fabricação as peças na fabrica.

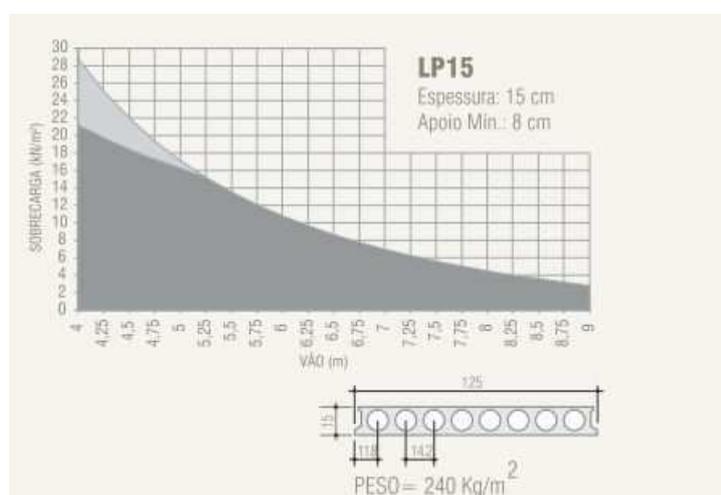
## APÊNDICE H – Laje Alveolar Utilizada

Para utilização do ábaco fornecido, é importante calcular corretamente os carregamentos que estarão sobre as placas. O ábaco não considera o peso próprio da laje, nem do capeamento de concreto, o capeamento adotado foi de 5 cm, dessa forma, obteve-se a sobrecarga na laje pela equação abaixo:

$$Q = g_{laje} + g_{capa} + q_{util.} + g_{cobertura}$$

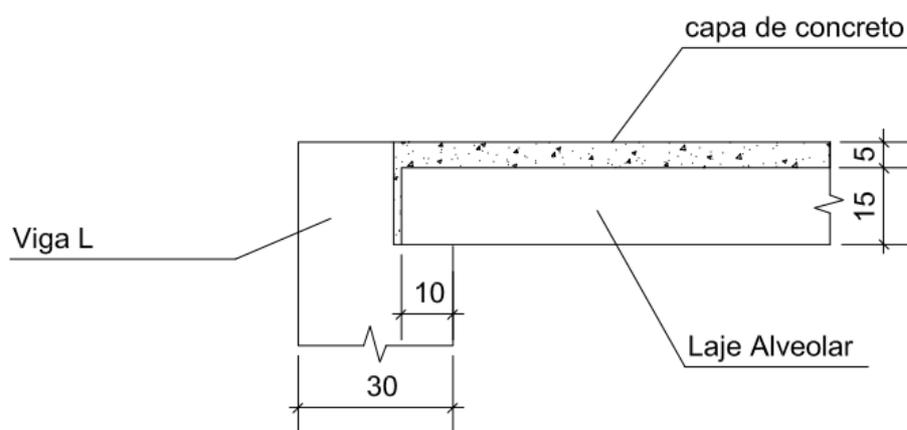
$$Q = 5,09 \text{ KN/m}^2$$

Assim, com os dados do vão de 6,15 m entre vigas e a sobrecarga de 5,09 KN/m<sup>2</sup>, tem-se que a laje de LP15 com 15 cm, mais 5 cm de capa, resiste às solicitações impostas.



**Figura 28 - Catálogo Cassol**  
**Fonte: Cassol, 2014.**

Segundo o Catálogo Cassol (2014) o apoio mínimo da laje é de 8 cm, no projeto foi adotado um apoio de 10 cm, conforme na figura Figura 29.

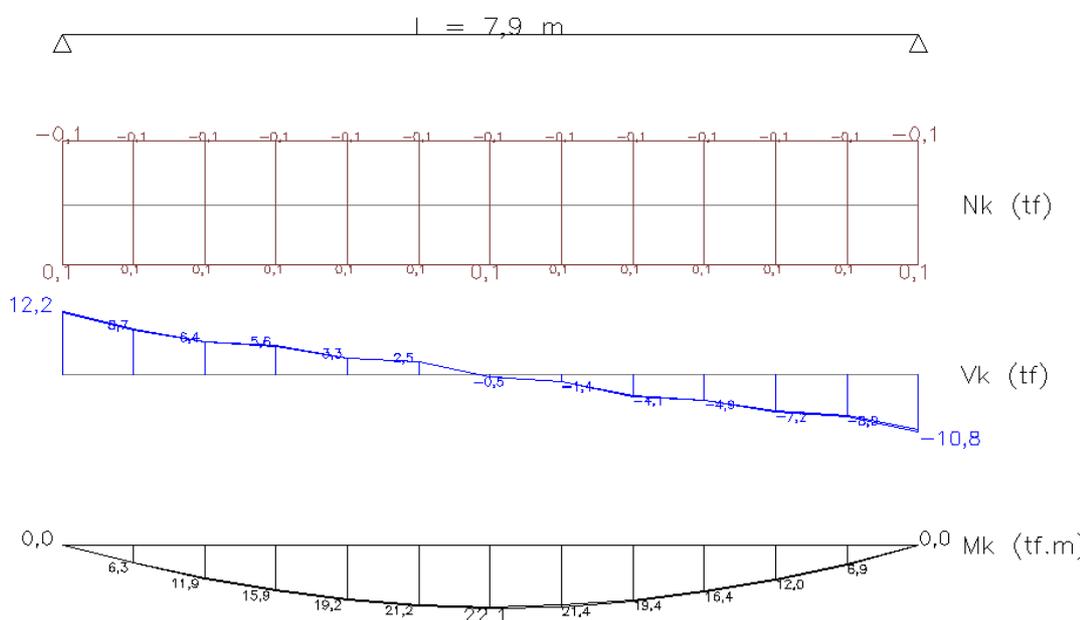


**Figura 29 - Detalhe Apoio Laje Alveolar**  
Fonte: As Autoras, 2014.

## APÊNDICE I – Dimensionamento Vigas

A viga V2 do projeto desenvolvido para a escola, em lajes alveolares será dimensionada passo a passo para verificação das equações e prescrições relatadas acima.

A viga tem seção L 15 a 30/60 a 80, e vão de 7,9m. A viga está apoiando a laje alveolar que estende-se por vão de 6,05 m e em decorrência dos carregamentos a que está submetida, foram obtidos os gráficos de Momento Fletor e Esforço Cortante, a partir da Modelagem da Estrutura no Software comercial CAD/TQS, Figura 30.



**Figura 30 - Gráficos de Esforços solicitantes na viga de exemplo**  
**Fonte: As Autoras.**

A partir da figura obtém-se os valores máximos de  
 $M_{k,máx} = 22,5 \text{ tf/m}$

$V_{k,máx} = 12,2 \text{ tf}$

O dimensionamento de vigas com seção do tipo "L" pode ser feito analogamente a uma viga retangular, de modo que para o cálculo das armaduras será desconsiderada a aba da viga de apoio da laje. De modo que uma seção retangular de 15x80cm é calculada para resistir aos esforços.

A aba formando "L" na viga contribui para a verificação de estado limite de fissuração e deformação, além de possuir geometria adequada a receber a laje, com bom acabamento externo, o que elimina a necessidade de enchimento e regularização da face da viga no complemento da laje.

Inicialmente é calculado a Armadura Longitudinal de Flexão da viga, conforme abaixo.

Calculo do Momento Solicitante de Cálculo.

$$M_d = 1,4M_k = 31,5tf/m$$

$$M_d = (0,68dx - 0,272x^2)b_w f_{cd}$$

$$d_{est} = h - \left(\frac{\phi_l}{2} + \phi_t + c\right) = 75,7cm$$

Com  $\phi_{l,est} = 20mm$ ;

$$\phi_{t,est} = 8mm$$

$$c = 2,5cm$$

$$f_{cd} = \frac{30MPa}{1,4} = 21,43MPa$$

$$M_d = (0,68dx - 0,272x^2)b_w f_{cd}$$

$$31500 = (0,68 \cdot 0,757x - 0,272x^2)0,15 \cdot 2,143(10^6)$$

$$x'' = 0,21m \text{ ok!}$$

$$\beta = \frac{x}{d} = \frac{0,21}{0,757} = 0,277$$

Determinação do Domínio da Peça

$$\beta_{23} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,01} = 0,259$$

$$\beta_{34} = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{435}{210000}} = 0,628$$

Portanto a peça está contida no domínio 3 de dimensionamento.

$$z = d - 0,4x = 0,673m$$

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} = 10,76cm^2$$

Adotado:  $4\phi 20mm \rightarrow A_{s,efet} = 12,6cm^2$

Cálculo da Armadura Transversal

Esforço cortante solicitante de Cálculo

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_k = 17,08 Tf$$

Verificação das Bielas Comprimidas utilizando o Modelo de Cálculo II

Condição de segurança:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} = 0,88$$

Adotando-se ângulo  $\alpha=90^\circ$  para inclinação dos estribos e  $\theta = 39^\circ$  de inclinação da biela de compressão;  $f_{cb} = \frac{30MPa}{1,4} = 21,43MPa$ ;  $b_w = 30cm$ ,  $d = 0,757m$ , tem-se:

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \operatorname{sen}^2 \theta (\cot g \alpha + \cot g \theta) = 113,1 Tf$$

Como  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$  Ok! Condição de segurança verificada.

Nota-se que foi adotado  $b_w = 30cm$  que representa a largura inteira da viga L contando o dente de apoio da laje, pois para o cálculo da armadura este resulta em maior área de aço necessária.

Cálculo da Armadura Transversal

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

E com  $V_c = V_{c1}$  pois o exemplo trata-se de flexão simples com linha neutra cortando a seção.

$$f_{ctd} = 0,15(f_{ck}^{\frac{2}{3}})$$

$$V_{c1} = V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d = 9,867 Tf$$

Como  $V_{sd} > V_{c0}$ ; é necessário interpolar linearmente os valores para obtenção de  $V_c$ ;

$V_c$	$V_{sd}$
9,867	9,867
$x$	17,08
0	56,55

$$x = V_c = 8,34 Tf$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 8,74 Tf$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 d f_{ywd} \cot g \theta} = 2,388 \text{ cm}^2/m$$

$$s = \frac{n \text{ ramos} \cdot A_{s\phi}}{A_{sw}} = 26cm$$

Armadura mínima

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \sen \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$

Com  $A_{sw} = 0,3117 \text{cm}^2$  (área da seção transversal da barra de 6,3mm)

$$f_{ctm} = 0,30 \left( \frac{f_{ck}^2}{f_{ck}} \right) = 2,896 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{sw} = 3,98 \text{cm}^2/\text{m} \leq 11,6 \text{cm}^2/\text{m} \text{ Armadura inferior a mínima}$$

$$\rho_{sw} b_w \sen \alpha = \frac{A_{sw,min}}{s} = 3,48 \text{cm}^2/\text{m}$$

Espaçamento Longitudinal Máximo:

$$S_{MÁX} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 300 \text{mm se } V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \\ 0,3d \leq 200 \text{mm se } V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \end{cases}$$

$$0,67V_{Rd2} = 75,78Tf > V_{sd} \therefore S_{máx} = 30 \text{cm}$$

Espaçamento transversal máximo:

$$S_{t,MÁX} \leq \begin{cases} d \leq 800 \text{mm se } V_{sd} \leq 0,20V_{Rd2} \\ 0,6d \leq 350 \text{mm se } V_{sd} > 0,20V_{Rd2} \end{cases}$$

$$0,20V_{Rd2} = 22,62Tf > V_{sd} \therefore S_{máx} = 80 \text{cm}$$

Portanto a definição final da armadura é

$$s = \frac{n \text{ ramos} \cdot A_{s\phi}}{A_{sw}} = 18 \text{cm}$$

Os estribos serão  $\phi 6.3 \text{mm}$  c/18cm distribuídos ao longo de toda a viga. Poderia ser feito a decalagem da armadura na área central, entretanto como a distância entre estribos já é considerável, será adotada a mesma faixa de armadura para toda a viga.

Armadura de Pele

Como a viga tem mais que 60cm de altura a armadura de pele é indispensável. Como a viga em questão tem seção L é preciso analisar as considerações para cálculo da armadura de pele.

A viga "L" pré-moldada é produzida, transportada e montada com uma das faces com altura de 60cm, e a outra face de 80cm. Portanto em uma face da viga a armadura de pele precisará ser disposta na menor altura. De maneira simplificada, optou-se por critérios de segurança, calcular a armadura necessária para as duas situações de cálculo e dispor a armadura de pele segundo a maior área de aço obtida.

Inicialmente calculando-se como seção retangular de 15x80cm.

$$A_{s,pele,1} = 0,10\%A_{c,alma} = 1,2cm^2$$

Inicialmente calculando-se como seção retangular de 30x60cm, distribuindo a armadura de pele nos primeiros 60cm em cada face da viga, tem-se:

$$A_{s,pele,1} = 0,10\%A_{c,alma} = 1,8cm^2$$

Adotando-se a maior entre as duas armaduras.  $A_{s,pele,calc} = 1,8cm^2$  para cada face da viga. Arranjo adotado: 4Ø8.0mm em cada face, fornecendo  $A_{s,pele,efet} = 2,01cm^2$ , distantes 11cm de forma a obedecer o recomendado por Carvalho e Figueiredo Filho (2013)  $dist < 20cm$ ;  $d/3$ ; 15Ø.

## DIMENSIONAMENTO DO DENTE GERBER

O Dente Gerber da viga V2 é de 30 cm de altura por 30cm de comprimento. Desta forma, caracteriza-se como consolo visto que a relação a/d ou a/h é compreendida 0,5 e 1,0. Seguindo o equacionamento descrito anteriormente, as armaduras são dimensionadas conforme abaixo.

### Armadura de Suspensão

$$A_{s,sus} = \frac{V_d}{f_{yd}} = 3,92 \text{ cm}^2$$

Com  $V_d = 17,08 Tf$

$$f_{yd} = 435MPa.$$

Neste cálculo não foram consideradas as barras da armadura longitudinal da viga fazendo gancho de ancoragem que auxilia a armadura de suspensão.

Considerando que as 4 barras de 20.0mm estão dobradas em 90° nas extremidades da viga atuando como armadura de suspensão, tem-se por analogia que as 4 barras dobradas possam resistir a 0,4 de Vd.

$$V_{d,gancho} = 0,4 \cdot 17,08 Tf = 6.83Tf$$

A área de aço da armadura longitudinal dobrada é de:

$$A_{s,gancho} = 12,57cm^2$$

Enquanto a  $A_{s,nec}$  para suspender a carga de 6,83Tf é de:

$$A_{s,nec,gancho} = 1,57cm^2 \therefore \text{Ok! A armadura é suficiente}$$

Como pode tornar-se construtivamente difícil de se dobrar 4 barras de 20mm e arranjá-las na seção de  $b_w = 30\text{cm}$ . Pode-se verificar que dobrando apenas 2 das barras longitudinais, estas já oferecendo resistência suficiente para suspender a carga necessária.

Desta forma apenas as armaduras das extremidades da seção transversal serão dobradas, fornecendo  $A_{s,gancho} = 6,28\text{cm}^2$

Restam então  $V_{d,rest} = 10,25Tf$  a ser resistido pela armadura de suspensão. Neste caso calcula-se  $A_{s,sus}$ .

$$A_{s,sus} = \frac{V_d}{f_{yd}} = 2,36\text{ cm}^2$$

Dispostos em 3 estribos fechados com  $\phi 8.0\text{mm}$ , à distância de  $\frac{d}{4} = 0,19\text{cm}$  da extremidade da viga, com  $A_{s,sus,efet} = 3,01\text{cm}^2$ .

Armadura do Tirante.

A área de aço necessária no tirante da viga é calculada da mesma forma que no consolo, pela equação abaixo:

$$A_{s,tir} = \frac{V_d}{0,9f_{yd}} \frac{a}{d} + 1,2 \frac{H_d}{f_{yd}}$$

A força horizontal  $H_d$  é definida de acordo com o tipo de aparelho de apoio entre o consolo e a viga, a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) define uma parcela de  $V_d$  para cada tipo de apoio. No projeto em estudo foi utilizado apoio por almofada de elastômero, em que

$$H_d = 0,16 V_d = 2,73Tf$$

Com as dimensões “a” distância do ponto de aplicação da carga à face do pilar de 16cm e “d” altura útil da seção do dente Gerber de 24,5cm, tem-se:

$$A_{s,tir} = 3,60\text{cm}^2$$

Para isto foram dispostos  $3\phi 12,5\text{mm}$  na parte inferior do dente Gerber. A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006) permite que o tirante seja ancorado na extremidade do dente por meio de barra soldada de diâmetro igual ou superior à armadura do tirante, ou através de alças horizontais. Neste projeto como o número de barras é ímpar optou-se pela ancoragem por solda, a barra deverá ser de 12,5mm e a solda deve obedecer o especificado.

Quanto à disposição construtiva da armadura El Deds (2000), indica que a distância máxima entre as barras de tirante ancoradas por solda não deve ser superior a:

$$s \leq 15\phi \leq d$$

No caso estudado,  $d = 30\text{cm} - 2,5\text{cm} - 1 = 26,5\text{cm}$ . Com  $\phi_{t,est} = 10\text{mm}$ .

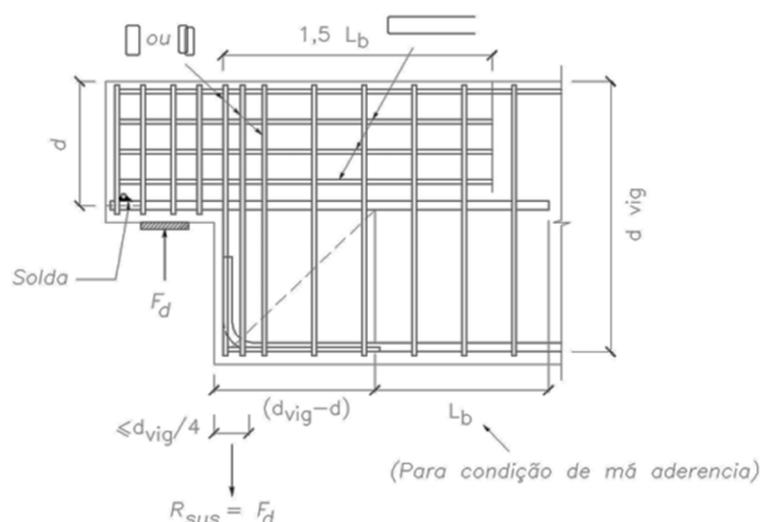
$$s \leq 18,75 \leq 26,5$$

No projeto as barras serão espaçadas de:

$$s = \frac{b_w - 2\phi_t - 2c}{n} = 11,9\text{cm}$$

em que  $b_w$  largura da viga;  $\phi_t$  diâmetro da armadura transversal;  $c$  cobrimento da armadura;  $n$  número de vãos entre as barras.

Para o comprimento do tirante pode-se observar a Figura 31.



**Figura 31 - Comprimento das armaduras no dente Gerber**  
**Fonte: NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2006).**

Com base à figura acima  $L_{tir} = (L_{dente} - c) + (d_{vig} - d_{dente}) + l_b$ , em que  $L_{dente}$  é o comprimento do dente de concreto;  $c$  cobrimento da armadura.

Para o comprimento de ancoragem  $l_{b,nec}$  são observadas as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) para armaduras passivas tracionadas. Primeiramente é calculado o comprimento de ancoragem básico da armadura.

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \leq 25\phi$$

Com  $f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ct,d}$  em que,  $\eta_1 = 2,25$  (narras nervuradas);  $\eta_2 = 0,7$  (má aderência);  $\eta_3 = 1$  ( $\phi < 32\text{mm}$ );  $f_{ct,d} = 0,7 \cdot 0,3(f_{ck})^{\frac{2}{3}}/1,4$

Para o dente em estudo  $f_{bd} = 2,28\text{MPa}$  e com isso, tem-se:

$$l_b = 59,6\text{cm} \therefore l_b = 25\phi = 31,25\text{cm}$$

Desta forma o comprimento final da armadura do tirante é:

$$L_{tir} = 110\text{cm}.$$

Armadura de costura

$$A_{sh} \geq 0,4 A_{s,tir} = 1,44\text{cm}^2$$

Adotou-se  $2\phi 8.0\text{mm}$  dobrados em formato de alças horizontais que fornecem  $A_{s,efet} = 2,01\text{cm}^2$ . O comprimento das barras de costura é de:

$L_{cos} = (L_{dente} - c) + 1,5l_b$ . Analogamente ao cálculo de  $l_b$  para a barra de 12.5mm do tirante, tem-se:  $l_{b,cost} = 38\text{ cm}$ , e  $L_{cos} = 85\text{cm}$ .

Estribos no Dente

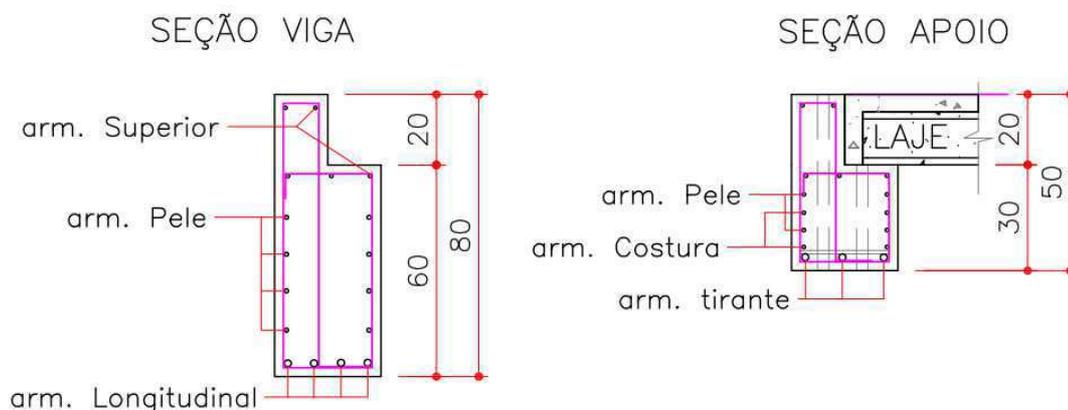
$$A_{sh,v} = 0,2A_{s,tir} = 0,72\text{cm}^2$$

e,

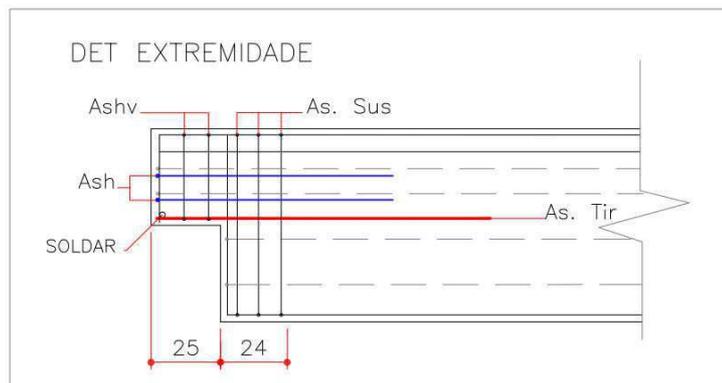
$$A_{sh,v} \geq 0,14\%b_w = 0,04\text{cm}^2$$

Adotados  $2\phi 6.3\text{mm}$  com  $A_{s,efet} = 1,24\text{cm}^2$ .

Na parte superior da viga e no dente de apoio da laje foram dispostas armaduras construtivas de  $\phi 8.0\text{mm}$ . A Figura 32 abaixo mostra a disposição das armaduras nas seções da viga. Na Figura 33 pode-se ver um corte longitudinal na região do apoio da viga mostrando as armaduras empregadas.



**Figura 32 - Seções da viga L**  
**Fonte: As Autoras.**



**Figura 33 - Detalhe de extremidade da viga**  
**Fonte: Autoria Própria.**

O dimensionamento das vigas pré-fabricadas às solicitações de içamento foi feito pela mesma metodologia empregada e demonstrada no Apêndice K – Dimensionamento de Pilares, abaixo.

Tipo	Elementos	Seção (cm)			Md (tf.m)	Vdtf)	Asl (cm²) Ast (cm²/m) As,pele (cm²)			Dente Gerber			
		Geom.	b	h			Atir (cm²)	Asus (cm²)	Ash (cm²)	Asv (cm²)			
<b>SOLUÇÃO 1</b>													
<b>BALDRAMES</b>	VB1,VB14	R	20	40	2,21	2,38	1,48	2,33	-	0,78	0,33	0,31	0,20
	VB30,VB43	R	20	40	0,89	0,96	1,33	2,33	-	0,78	0,13	0,31	0,20
	VB2 A VB13	R	20	40	2,01	2,15	1,35	2,33	-	0,78	0,49	0,31	0,20
	VB31 A VB42	R	20	40	3,00	1,52	1,97	2,33	-	0,78	0,35	0,31	0,20
	VB15,VB16,VB17,VB18,VB19,VB20,VB21,VB22	R	20	60	12,50	6,86	5,42	2,33	1,20	1,83	0,95	0,73	0,46
VB23,VB24,VB25,VB26,VB27,VB28,VB29	R	20	60	12,20	6,12	5,28	2,33	1,20	1,63	0,84	0,65	0,41	
<b>VIGAS COBERTURA</b>	V1,V14,V15,V28	R	20	40	0,89	0,96	1,33	2,33	-	0,78	0,13	0,31	0,20
	V2 A V13 / V31 A V42	R	20	40	0,90	0,96	1,33	2,33	-	0,78	0,13	0,31	0,20
	V29 A V44	R	30	60	18,15	9,96	7,82	3,49	1,80	2,65	1,37	1,06	0,66
<b>SOLUÇÃO 2</b>													
<b>VIGAS BALDRAMES</b>	VB1,VB7,VB16,VB22	R	20	60	7,99	4,09	3,45	2,33	1,20	1,50	0,56	0,60	0,38
	VB8, VB9, VB10, VB11, VB12, VB13, VB14, VB15	R	20	50	4,43	3,18	2,33	2,33	-	1,58	0,44	0,63	0,40
	VB2,VB3,VB4,VB5,VB6,VB7,VB18,VB19,VB20,VB21	R	20	60	9,36	4,76	6,04	2,33	-	1,89	0,59	0,76	0,47
<b>VIGAS COBERTURA</b>	V1, V7	L	30	80	30,96	15,84	10,55	3,49	1,80	3,54	2,18	1,41	0,88
	V2, V3, V4, V5, V6	L	30	80	31,35	15,94	10,70	3,49	1,80	3,56	2,20	1,42	0,89
	V8,V9	R	20	50	6,41	4,61	3,41	2,33	-	1,26	0,64	0,50	0,31
	V10, V16	R	30	80	31,63	16,18	10,12	3,49	2,40	3,61	2,33	1,45	0,90
	V11, V12, V13, V14, V15	R	30	80	32,03	16,28	10,26	3,49	2,40	3,64	2,55	1,45	0,91

## APÊNDICE K – Dimensionamento Pilares

Dimensionamento dos pilares da estrutura formada por lajes treliçadas

Os esforços no pilar foram obtidos no programa TQS (2014), onde se analisou os resultados e utilizou-se a pior situação para o dimensionamento. Os esforços estão indicados na tabela de cargas dos apêndices C e D.

A seção transversal adotada para o pilar foi de 30x30 cm.

Os dados utilizados no cálculo estão sintetizados abaixo:

$$N_d = 15,6 \cdot 1,4 = 21,84 \text{ tf}$$

$$M_x = 1,2 \cdot 1,4 = 1,68 \text{ tf.m}$$

$$M_y = 0,2 \cdot 1,4 = 0,28 \text{ tf.m}$$

O comprimento do pilar foi tomado de onde se considerou o topo da fundação até a cobertura.

$$l_e = 4,0m$$

A armadura longitudinal mínima da seção deve ser:

$$A_{s,min} = 0,75 \text{ cm}^2 \geq 3,6 \text{ cm}^2$$

Já a armadura máxima possível para esse caso é:

$$A_{s,máx} = 72 \text{ cm}^2$$

O índice de esbeltez( $\lambda$ ) do pilar em questão foi calculado para as duas direções principais x e y pelas equações 1 e 2, sendo que na direção o  $l_{e,x}$  tem um valor de  $1,8 \cdot l_e$  de acordo com a Tabela 2.

$$i_y = 8,66 \text{ cm} = i_x$$

$$\lambda_x = 83,14$$

Já na direção y, o valor de  $l_{e,y}$  é de  $1,0 \cdot l_e$

$$\lambda_x = 46,19$$

O momento mínimo resultou em:

$$M_{1d,min} = 0,5214 \text{ tf.m}$$

As excentricidades iniciais foram obtidas dividindo-se os momentos  $M_x$  e  $M_y$  pela força Normal  $N_d$ , resultando em um valor de:

$$e_{ix} = 0,0768 \text{ m}$$

$$e_{iy} = 0,0128 \text{ m}$$

Para se saber se os esforços locais de segunda ordem poderiam ser desprezados ou não para essa situação, calculou-se o índice de esbeltez limite  $\lambda_1$ , porém primeiro era necessário obter o valor de  $\alpha_b$ .

Como pelo menos um dos valores de momento de primeira ordem ao longo do pilar é maior que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 0,9$$

Assim obteve o valor da esbeltez limite de:

$$\lambda_1 = 35$$

Como  $\lambda_1 \leq \lambda$ , deve-se considerar os efeitos de segunda ordem no pilar. Sendo que, devido ao fato que  $\lambda_1 \leq \lambda < 90$ , o pilar é classificado como medianamente esbelto.

A determinação dos efeitos de segunda ordem foi feita pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$v = 0,1132$$

$$\frac{1}{r} = 0,017$$

$$M_{d,tot} = 2,87 \text{ tf.m}$$

Com isso calculou-se a excentricidade total do pilar, causada pelos esforços de primeira e segunda ordem.

$$e_{tot} = \frac{M_{d,tot}}{N_d}$$

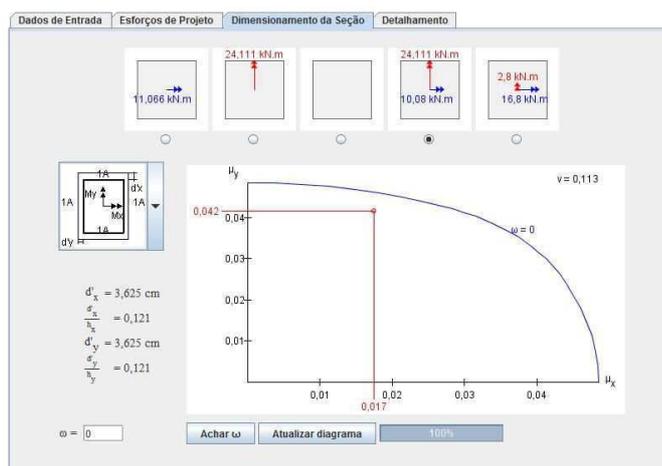
$$e_{tot} = 0,13 \text{ cm}$$

Para o cálculo da armadura já se havia obtido o valor de  $v$ , faltando apenas determinar  $\mu$ .

$$\mu_x = 0,049$$

Com todos os dados obtidos acima foi possível determinar  $\omega$  através do aplicativo de Colombo e Bittencourt (2014) como pode ser visto nas Figura 34 e 35.

**Figura 34 - Entrada de Dados**  
**Fonte: Colombo e Bittencourt, 2014.**

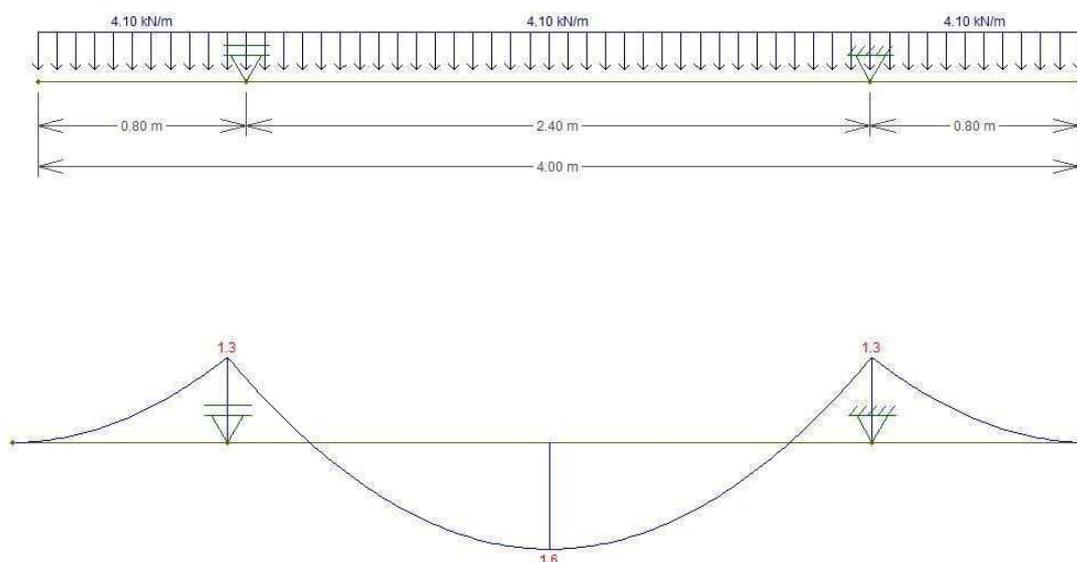


**Figura 35 – Resultado  $\omega$  no ábaco no aplicativo.**  
**Fonte: Colombo e Bittencourt, 2014.**

Como o valor de  $\omega = 0$ , a armadura necessária é mínima, sendo então:

$$A_{s,nec} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Para o dimensionamento dos pilares para a solicitação da peça no saque e içamento, foi utilizado o software F-Tool, no qual se lançou uma barra representando o pilar com os apoios simulando a posição das alças de içamento. A carga aplicada foi linear distribuída sobre o elemento devido ao peso próprio multiplicado pelo coeficiente de majoração de resistência do material e coeficiente de amplificação dinâmica, Figura 36.



**Figura 36 - Momento fletor devido ao içamento**  
 Fonte: As Autoras

O dimensionamento foi feito seguindo a metodologia descrita para as vigas, a área de aço obtida foi de 0,14 cm<sup>2</sup>, sendo inferior do que a armadura mínima, já calculada anteriormente.

Dimensionamento dos pilares da estrutura com a solução em lajes alveolares

A seção transversal adotada para o pilar foi de 25x40 cm.

Os dados utilizados no cálculo estão sintetizados abaixo:

$$N_d = 30,8 \cdot 1,4 = 43,12 \text{ tf}$$

$$M_x = 2,2 \cdot 1,4 = 3,08 \text{ tf.m}$$

$$M_y = 0,2 \cdot 1,4 = 0,28 \text{ tf.m}$$

$$l_{ex} = 4,0 \text{ m}$$

$$l_{ey} = 7,2 \text{ m}$$

O roteiro de dimensionamento adotado é o mesmo que o visto anteriormente, desse modo aqui se encontram apenas os resultados obtidos.

A armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,min} = 1,49 \text{ cm}^2 \geq 4,0 \text{ cm}^2$$

Já a armadura máxima possível é de:

$$A_{s,máx} = 80 \text{ cm}^2$$

O índice de esbeltez( $\lambda$ ) do pilar em questão foi calculado para as duas direções principais x e y pelas equações 1 e 2, sendo que na direção o  $l_{e,x}$  tem um valor de  $1,8 \cdot l_e$  de acordo com a Tabela 2.

$$i_y = 7,22 \text{ cm}$$

$$i_x = 11,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 62,34$$

$$\lambda_x = 55,40$$

O momento mínimo foi calculado para as direções x e y.

$$M_{1d,min,x} = 1,16 \text{ tf.m}$$

$$M_{1d,min,y} = 0,97 \text{ tf.m}$$

As excentricidades iniciais são obtidas dividindo-se os momentos na ligação ( $M_x, M_y$ ) pelas forças Normais  $N_d$ .

$$e_{ix} = 0,0714 \text{ m}$$

$$e_{iy} = 0,0065 \text{ m}$$

O valor de  $\alpha_b$  foi calculado considerando-se a formulação para a situação de pilares em balanço e resultou em:

$$\alpha_b = 0,9$$

Assim, o valor do limite de esbeltez calculado é de:

$$\lambda_{1,x} = 35 = \lambda_{1,y}$$

Como  $\lambda_1 \leq \lambda$ , deve-se considerar os efeitos de segunda ordem no pilar. Sendo que, devido ao fato que  $\lambda_1 \leq \lambda < 90$ , o pilar é classificado como medianamente esbelto.

A determinação dos efeitos de segunda ordem foi feita pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada, que resultaram em:

$$\frac{1}{r}(x) = 0,028 \leq 0,02$$

$$\frac{1}{r}(y) = 0,018 \leq 0,0125$$

$$v = 0,201$$

Desse modo, o momento total atuante é de:

$$M_{d,tot,x} = 3,06 \text{ tf.m}$$

$$M_{d,tot,y} = 4,15 \text{ tf.m}$$



The screenshot shows a software interface with four tabs: "Dados de Entrada", "Esforços de Projeto", "Dimensionamento da Seção", and "Detalhamento". The "Dados de Entrada" tab is active, displaying the following input fields:

- $h_x$  = 25 cm
- $h_y$  = 40 cm
- $l_{e_x}$  = 4 m
- $l_{e_y}$  = 7,2 m
- $N_{sd}$  = 431,2 kN
- $f_{ck}$  = 30 MPa
- $\gamma_c$  = 1,4
- Aço: CA-50
- $\gamma_s$  = 1,15

The "Tipo de flexão:" dropdown is set to "FCO". A diagram shows a column with a vertical load of 215,0 kN and a horizontal load of 40,0 kN. The "Msdx" and "Msdy" diagrams show the following values:

- $M_{sdx, topo}$  = 0 kN.m
- $M_{sdx, pé}$  = 30,6 kN.m
- $M_{sdy, topo}$  = 0 kN.m
- $M_{sdy, pé}$  = 41,5 kN.m

The "Verificação dos momentos de 2ª ordem pelo:" section has two options: "Método da curvatura aproximada" (selected) and "Método da rigidez  $\kappa$  aproximada". The "Grau de Agressividade:" section has five radio buttons: I (selected), II, III, IV, and Outro. The "c" field is set to 25 mm. The "Pré-Seleção das Barras" section shows "Barras longitudinais:  $\phi_l$  = 12,5 mm" and "Barras transversais (estribos):  $\phi_t$  = 6,3 mm". There is an "Atualizar" button and a checkbox "Permitir momentos menores que os mínimos."

**Figura 38 - Determinação do  $\omega$  no ábaco no aplicativo.**  
**Fonte: Colombo e Bittencourt, 2014.**

Como o valor de  $\omega = 0,004$ , a armadura calculada é  $0,1805 \text{ cm}^2$ , sendo menor que a armadura mínima para a seção, assim a armadura utilizada foi de:

$$A_{s, nec} = 4,0 \text{ cm}^2$$

A partir do cálculo das armaduras, os pilares foram detalhados.

## APÊNDICE K – Dimensionamento Consolos

Será dimensionado o consolo que recebe a viga L V2 no projeto com lajes Alveolares. O consolo em questão tem geometria de  $b_w = 30\text{cm}$ ,  $h = 29\text{cm}$  e  $l = 30\text{cm}$ . Nota-se que a altura do consolo é de 29 cm para possibilitar a folga de 1 cm que será preenchida entre a viga e o consolo pela almofada de elastômero.

A reação vertical da viga sobre o consolo é de:

$$V_d = 17,08Tf$$

$$d_h = c + \frac{\phi_{l,est}}{2} - \phi_{t,est} = 4,3\text{ cm}$$

Considerando inicialmente  $\phi_{l,est} = 20\text{mm}$ ;  $\phi_{t,est} = 8.0\text{mm}$

$$d = h - d_h = 24,7\text{cm}$$

Determinação da distância  $a$

$$a_2 = c + \phi = 4,1, \quad \text{estimando } \phi 16.0\text{mm e } c = 2,5\text{cm}$$

$$a_0 = a_2 + \frac{b_{elast}}{2} = 14,1, \quad \text{estimando } b_{elast} = 20\text{cm}$$

$$a = b_w - a_0 = 15,9\text{cm}$$

A força horizontal  $H_d$  transmitida da viga para o consolo devido as variações volumétricas das peças é de:

$$H_d = 0,16V_d = 2,73\text{tf}$$

Quanto à verificação do esmagamento na biela, tem se:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$\frac{V_d}{bd} \leq \frac{0,18\beta f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}}$$

$$2,30\text{MPa} \leq 3,86\text{MPa} \rightarrow \text{Ok!}$$

Com  $\beta = 1$  considerando transmissão de forças diretas.

Cálculo da Área de Aço do tirante

$$A_{s,tir} = \frac{V_d}{0,9f_{yd}} \frac{a}{d} + 1,2 \frac{H_d}{f_{yd}} = 3,60\text{cm}^2$$

Verificação área de aço mínima do tirante

$$\omega = \frac{A_{s,tir} f_{yk}}{bd f_{ck}} = 0,08\text{cm}^2$$

$$0,04 \leq \omega \leq 0,15 \quad \text{ok!}$$

O Arranjo escolhido é de  $4\phi 12.5mm$  com  $A_{s,ef} = 4,91cm^2$

Armadura de Costura

$$A_{sh} \geq 0,4 A_{s,tir} = 1,44cm^2$$

Utilizados 2 grampos horizontais  $2\phi 8.0mm$ , com  $A_{s,ef} = 2,70cm^2$

Estribos verticais no consolo

$$A_{shv} \geq 0,2 A_{s,tir} = 0,72cm^2$$

$$A_{shv,min} \geq 0,14\% b_w = 0,042 \text{ Ok!}$$

Adotados 2 estribos  $\phi 6,3mm$ , com  $A_{s,ef} = 1,24cm^2$ .

A tabela Tabela 22 traz o resumo do dimensionamento dos demais consolos dos projetos.

**Tabela 22 - Resumo dimensionamento Consolos**

<b>Projeto</b>	<b>Dimensões bwxlxh (cm)</b>	<b>Atir (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ash (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asv (cm<sup>2</sup>)</b>
Solução 1	30x29x30	3,59	0,72	1,44
	20x29x30	1,05	0,21	0,42
	20x24x25	1,02	0,2	0,41
Solução 2	30x29x30	3,59	0,72	1,44
	20x19x20	0,53	0,11	0,21
	20x29x30	2,2	0,44	0,48

Fonte: As autoras.

## APÊNDICE L – Dimensionamento Cálices

A seguir está um exemplo numérico passo a passo para cálculos dos esforços e armaduras nos cálices de paredes lisas, o pilar demonstrado é da proposta de projeto em lajes pré-moldadas treliçadas.

Pilar P2 (30x30)

$$\begin{aligned} N_k &= 15,6 \text{ tf} ; N_d = 21,84 \text{ tf} \\ M_{k,x} &= -1,2 \text{ tfm} ; M_{k,y} = -1,68 \text{ tfm} \\ M_{k,y} &= -0,2 \text{ tfm} ; M_{k,x} = -0,28 \text{ tfm} \end{aligned}$$

Cálculo do  $L_{eng}$

$$\frac{M}{N \cdot h} = 0,36, \quad \text{como } 0,15 < 0,36 < 2$$

Fazendo interpolação Linear, tem-se:

$$L_{eng} = 1,56h = 0,468 \cong 0,50m$$

Comprimento de ancoragem das armaduras do pilar para concreto C-30  $33\phi = 0,4125m \therefore L_{eng} = 50cm$ .

Determinação de  $h_c$

$$h_c \geq \left\{ \begin{array}{l} 100mm \\ 1/3h_{int} \text{ ou } b_{int} \end{array} \right\}$$

$$h_c = 15cm$$

Cálculo do  $H_{d,sup}$  paredes lisas:

$$H_{d,sup} = 1,5 \frac{M_d}{l_{emb}} + 1,25V_d = 5,92 \text{ tf}$$

$$H_{d,inf} = 1,5 \frac{M_d}{l_{emb}} + 0,25V_d = 5,22 \text{ tf}$$

$$y = 0,167l_{emb} = 0,08m$$

Cálculo da área de aço:

$$A_{shp} = \frac{H_{d,sup}}{2f_{yd}} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Como a armadura disposta neste trecho do cálice deve ser a maior entre  $A_{shp}$  e  $A_{sl}$  (armadura de flexão para a parede 1). Tem-se que:

Para o cálculo da área de aço como armadura de flexão  $A_{sl}$  foram considerados  $b_w = 40cm$  (base do pilar somadas as folgas de (5cm) dos dois lados;  $d = 11cm$ ;  $f_{cd} = 21,43Mpa$ ;  $f_{yd} = 435MPa$ )

$$A_{sl} = A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} = 2,79cm^2$$

Como  $A_{sl} > A_{shp} \therefore A_{s,nec} = 2,79cm^2$

Foram adotados 3 estribos de  $\varnothing 6.3mm$ , com  $A_{s,efet} = 3,01cm^2$  em cada face do cálice em faixa de 16cm a partir do topo do mesmo. Não foram feitas distinções na disposição da armadura entre as paredes do cálice para que sejam evitados erros de armação.

Cálculo do  $A_{svp}$  paredes lisas:

Com  $l_c = 50cm$ ;  $y = 8cm$ ;  $h_{ext} = 70cm$ ;  $h_c = 15cm$ ;

$$\beta = \arctg \frac{(l_c - y)}{(0,85h_{ext} - h_c/2)} = 43,48^\circ$$

Como  $tg\beta > 0,5A_{svp}$  pode ser calculado como consolo curto.

$$h_{bie} = 0,14m$$

$$F_{vd} = \frac{H_{d,sup}}{2} tg\beta = 2,81tf$$

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}} = 0,64cm^2$$

Adotado  $2\varnothing 8.0mm$  em cada canto.

Verificação do esmagamento da biela:

$$R_c = \frac{H_{d,sup}}{2\cos\beta} = 4,08tf$$

$$\sigma_c = \frac{R_c}{h_{bie}h_c} \leq 0,85f_{cd}$$

$$\sigma_c = 188,04 \leq 1821,5 \text{ Ok!}$$

Armadura nas faces das paredes

$$A_{sv} \geq 0,4A_{s,tir} = 0,26$$

Adotado  $3\varnothing 5.0mm$  em cada face.

Cálculo de  $A_{sh}$

$$A_{sh} \geq 0,25A_{svp} = 0,16cm^2$$

Adotados  $3\varnothing 5.0mm$ .

Armadura adicional no Pilar em função da força cortante.

$$A_{sb} = \frac{H_{d,inf}}{f_{yd}} = 0,78\text{cm}^2$$

Armadura adotada com  $2\phi 6.3\text{mm}$  em formato de U na base do pilar/extremidades, fornecendo área de aço de:  $1,25\text{cm}^2$

Verificação da ancoragem da armadura foi realizada conforme o descrito para ancoragem do tirante nos dentes Gerber, com isso obteve-se:

$$l_b = 30\text{cm}, \text{ como}$$

$$h_{c\acute{a}lice} = 50\text{cm}; y = 8\text{cm} \rightarrow \text{Ancoragem Ok!}$$

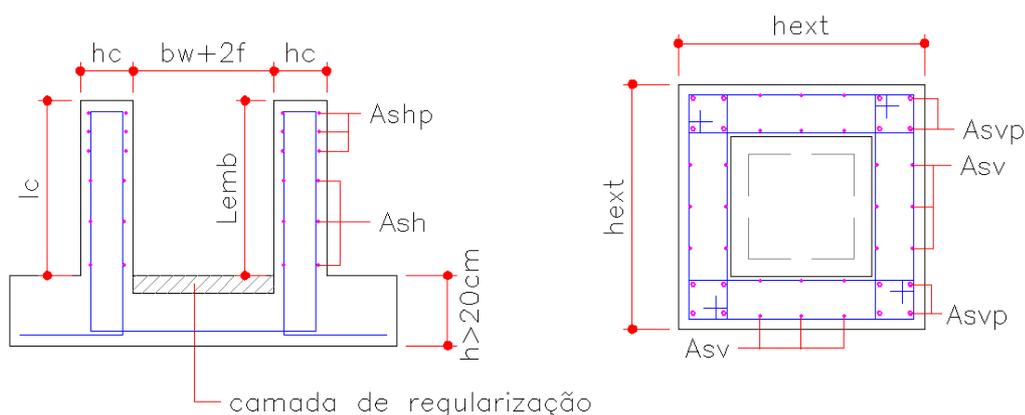
Abaixo está apresentada a Tabela 23 com dimensionamento dos demais cálices para os pilares da solução 1. Como as cargas e as áreas de aço obtidas variam pouco, foi adotado o mesmo cálice para todos os pilares.

**Tabela 23 - Calculo armadura**

Elementos	L eng(m)	Hc	Hd, sup(tf)	Hd, inf (tf)	Rc (tf)	Fvd	Asvp	$\sigma$ (tf/m <sup>2</sup> )		Asv	Ash	Asl	Ashp
P1, P16, P17, P32	0,5	0,15	5,60	4,82	3,86	2,66	0,61cm <sup>2</sup>	53,41	OK!	0,24cm <sup>2</sup>	0,15cm <sup>2</sup>	3,24cm <sup>2</sup>	0,64cm <sup>2</sup>
P3, P4, P5, ...	0,5	0,15	5,92	5,22	4,08	2,81	0,64cm <sup>2</sup>	188,04	OK!	0,26cm <sup>2</sup>	0,16cm <sup>2</sup>	2,79cm <sup>2</sup>	0,68cm <sup>2</sup>

Fonte: As Autoras.

A Figura 39 abaixo mostra posição das armaduras no cálice. Bem como a localização das dimensões utilizadas no dimensionamento.



**Figura 39 - Posição das armaduras no cálice**

Fonte: As Autoras.

A seguir está a Tabela 24 com dimensionamento dos cálices para o Projeto Solução 2. Ressalta-se que foi utilizada a mesma armadura para as 4 paredes do cálice, embora houvesse diferença nos esforços solicitantes, foi adotada a maior armadura e disposta para todas as paredes de forma a facilitar a execução dos elementos.

Tabela 24 - Calculo armadura

Elementos	L eng	Hc	Hd, sup(tf)	Hd, inf (tf)	Rc (tf)	Fvd (tf)	Asvp	$\sigma$ (tf/m <sup>2</sup> )	Asv	Ash	Asl	Ashp
P1,P8,P9,P16	0,6	0,175	8,23	7,25	7,57	6,36	1,46cm <sup>2</sup>	77,08 OK!	0,58cm <sup>2</sup>	0,37cm <sup>2</sup>	5,24cm <sup>2</sup>	0,95cm <sup>2</sup>
P2, P3, P4, P5, P6, P7	0,6	0,175	9,28	8,02	8,54	7,17	1,65cm <sup>2</sup>	298,03 OK!	0,66cm <sup>2</sup>	0,41cm <sup>2</sup>	5,86cm <sup>2</sup>	1,07cm <sup>2</sup>
P10, P11, P12, P13, P14, P15	0,6	0,175	9,28	8,02	8,54	7,17	1,65cm <sup>2</sup>	298,03 OK!	0,66cm <sup>2</sup>	0,41cm <sup>2</sup>	5,89cm <sup>2</sup>	1,07cm <sup>2</sup>

Fonte: As Autoras.

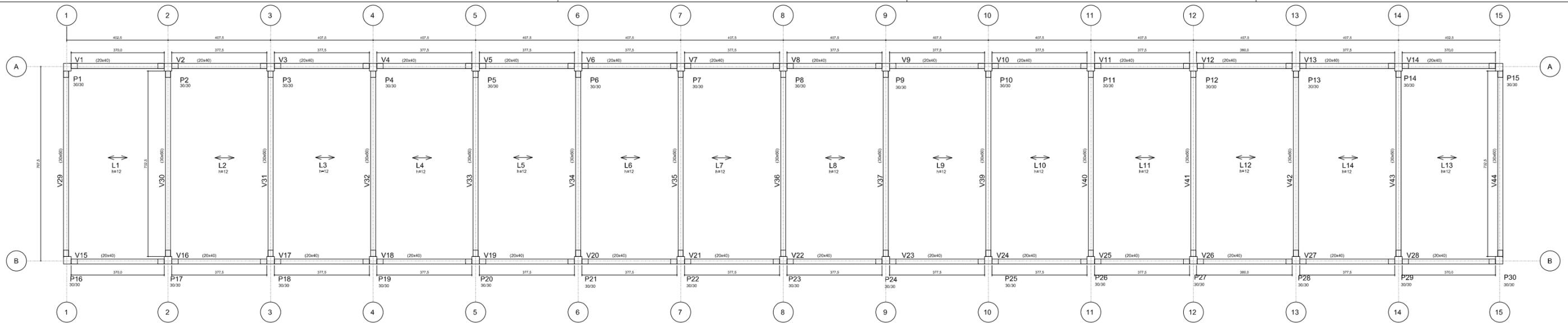
A partir dos dados apresentados, decidiu-se adotar duas combinações diferentes em armaduras para os cálices do projeto Solução 2. Uma para os pilares de canto com menores cargas, e outra para os demais que apresentaram áreas de aço muito próximas.

#### APÊNDICE M – Projeto da Solução 1 – Estrutura com Lajes de Vigotas Trelaçadas

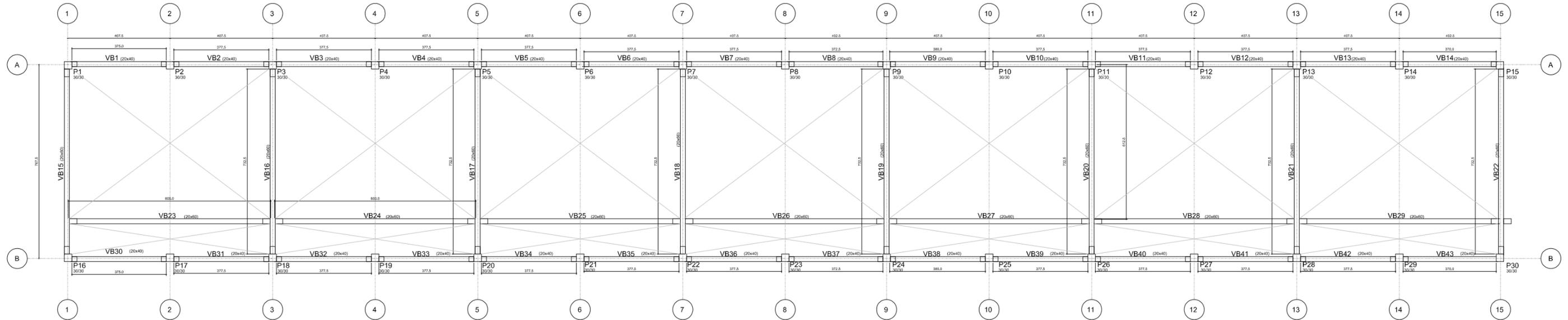
Neste Apêndice constam o projeto estrutura e o detalhamento das peças pré-fabricadas da solução com lajes de vigotas trelaçadas:

A organização segue a seguinte sequência:

- Planta de forma
- Vigas da Cobertura
- Vigas Baldrames
- Pilares
- Cálices



FORMA PAVIMENTO COBERTURA



FORMA PAVIMENTO TÉRREO

Elem	Caso 1	Vento (1) 90°				Vento (2) 270°			Vento (3) 0°			Vento (4) 180°		
		Fz	Fy	Mx	Fy	Fz	Fx	My	Fz	Fx	My	Fz	Fx	My
P1	12.2	0.0	0.4	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P2	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P3	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P4	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P5	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P6	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P7	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P8	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P9	15.8	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P10	15.6	0.0	0.5	-1.1	0.0	-0.5	1.1	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P11	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P12	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P13	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P14	15.6	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P15	12.1	0.0	0.4	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P16	11.7	0.0	0.4	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P17	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P18	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P19	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P20	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P21	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P22	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P23	15.1	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P24	15.2	0.0	0.5	-1.1	0.0	-0.5	1.1	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P25	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P26	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P27	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P28	15.2	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P29	15.3	0.0	0.5	-1.2	0.0	-0.5	1.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P30	11.7	0.0	0.4	-1.1	0.0	-0.4	1.1	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	

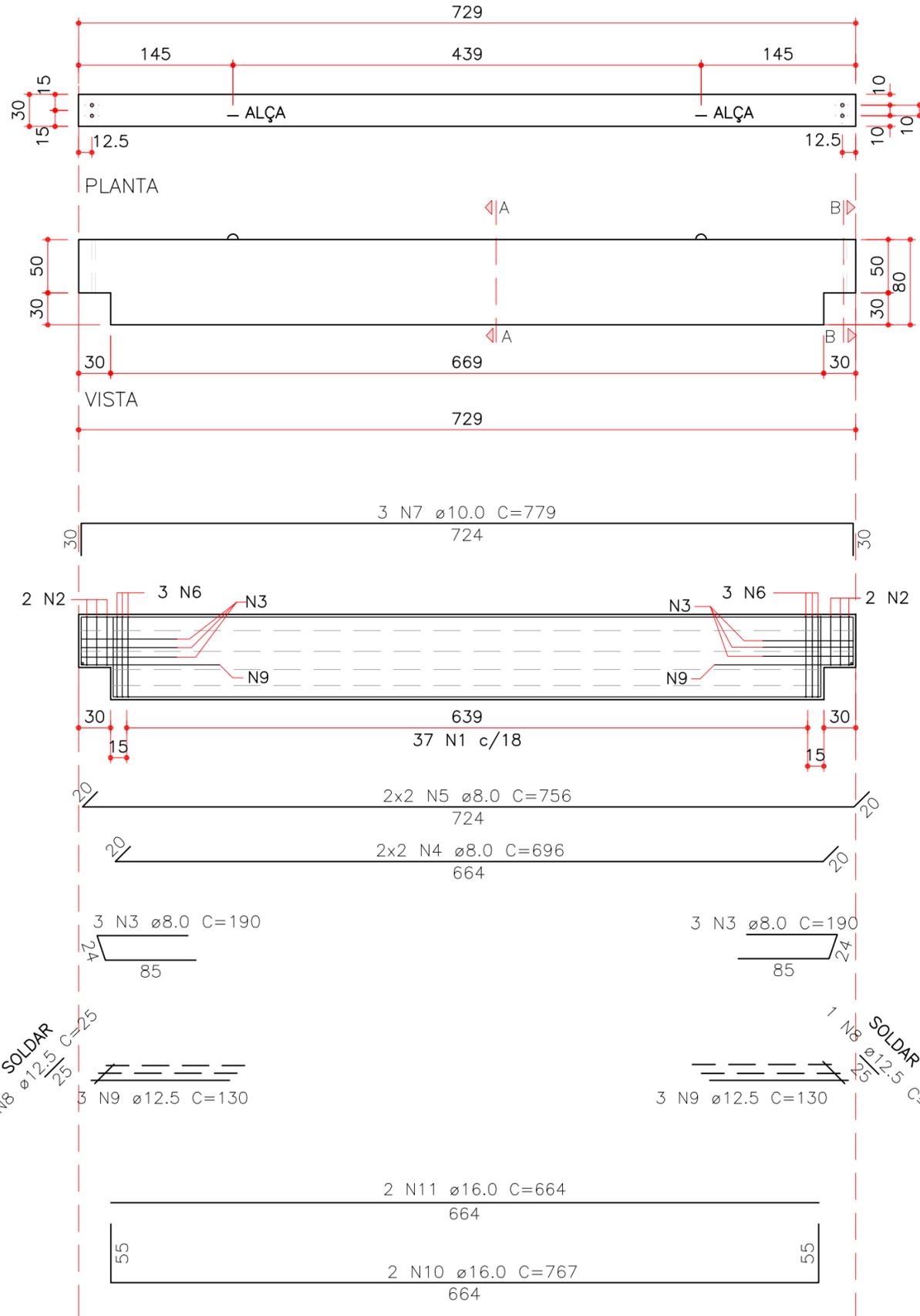
Observações:  
 1 - Esforços com valores característicos  
 2 - Forças em tf  
 3 - Momentos em tfm  
 4 - Sistema de coordenadas GLOBAL  
 5 - CA é a cota de arrasamento/assentamento

NOTAS:

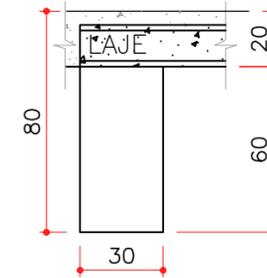
- Projeto executado de acordo com a NBR 9062:2006 e NBR 6118:2014
- Fck = 30 MPa
- Cobrimentos:  
 Vigas / Pilares = 2,5 cm  
 Lajes = 2,0 cm  
 Fundação = 2,5 cm
- Relação água / cimento <= 0,45
- Sobrecarga = 50 kg/m²

PROPRIETÁRIO	FUNDO DE FORTALECIMENTO PARA A ESCOLA
OBRA	ESPAÇO EDUCATIVO URBANO II - 06 SALAS DE AULA
ACADÊMICAS	ANDRÉIA FARENZENA RA: 115293 RÚBIA MARA BOSSE RA: 115939
PROFESSOR ORIENTADOR	GUSTAVO LACERDA DIAS
PROJETOESPECIFICAÇÕES	DATA: 21/12/2014 ESCALA: 1:75 PRANCHA: 2/2
PLANTA DE FORMA TÉRREO PLANTA DE FORMA SUPERIOR	

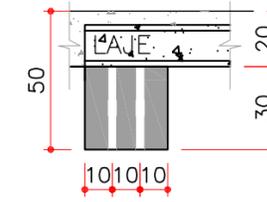
V29, V30, V31, V32, V33, V34, V35, V36, V37, V38, V39, V40, V41, V42, V43, V44  
 R30x60 - 16x  
 ESC.: 1:50



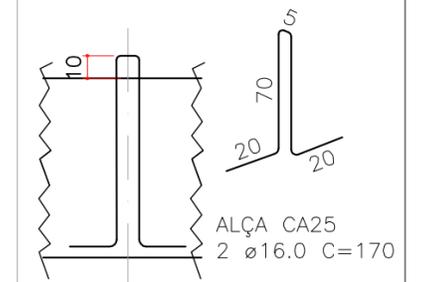
SEÇÃO A-A  
 ESC. 1:25



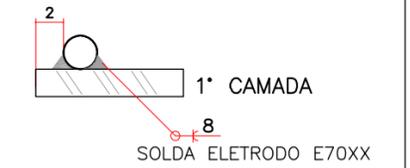
SEÇÃO B-B  
 ESC. 1:25



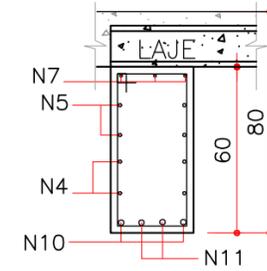
DETALHE ALÇA



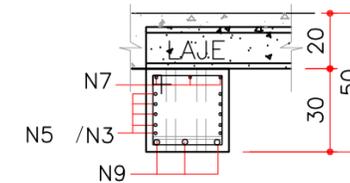
DET. SOLDA  
 ESC.: 1:5



SEÇÃO A-A  
 ESC 1:20



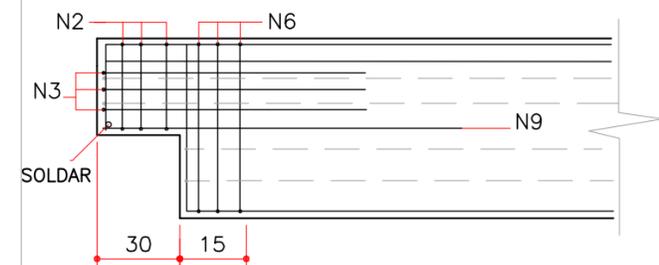
SEÇÃO B-B  
 ESC 1:20



37 N1 ø6.3 c/18 C=172  
 6 N6 ø8.0 C=172

4 N2 ø6.3 C=112

DET EXTREMIDADE  
 ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	68.2	16.7
	8.0	79.8	31.5
	10.0	23.4	14.4
	12.5	8.3	8
	16.0	28.7	45.2
PESO TOTAL			
CA50		115.7	

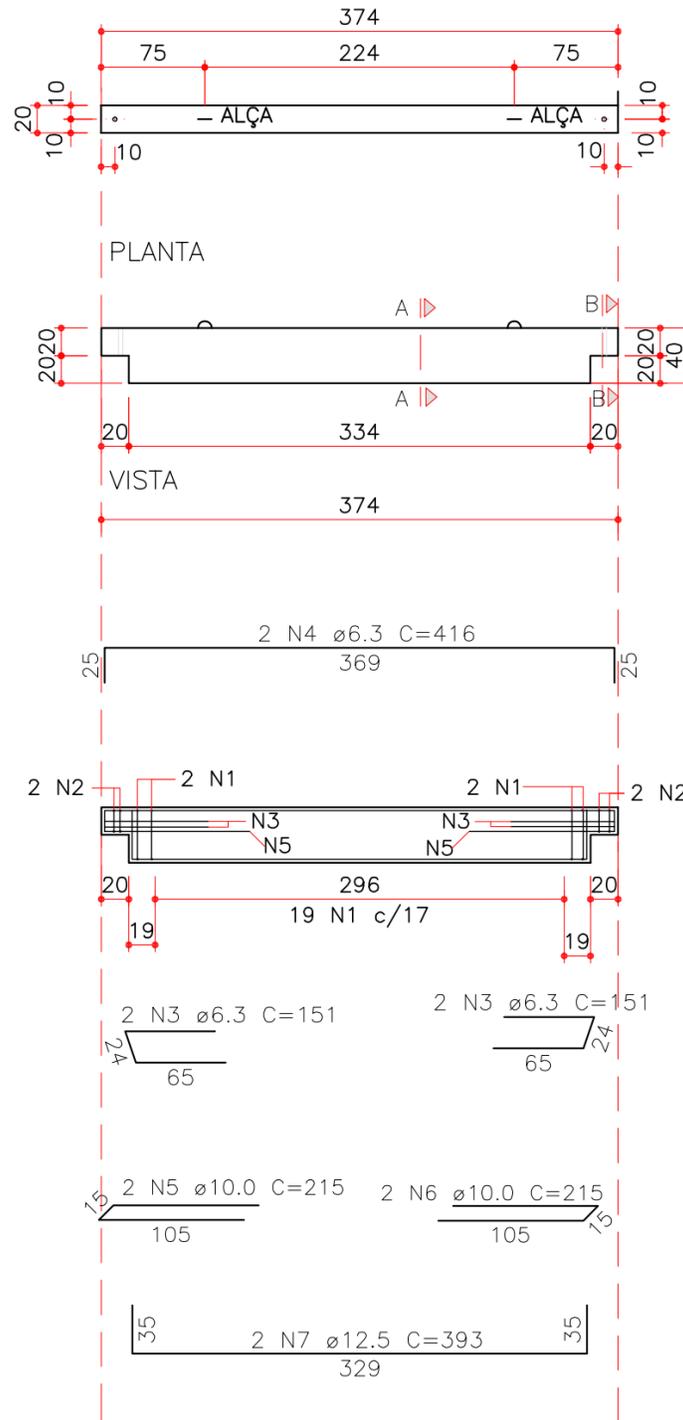
Vol. de concreto total (C=30) = 20 m³

R0 Emissão inicial	21/11/2014
Obra: ESPAÇO EDUCATIVO E URBANO	Qt.: 016
Peça: V29, V30, V31, ...	Cobrimto: 2.50 cm
	Volume: 1.25 m³
	Peso: 3125 Kg
	Fcj: 15 MPa Fck: 30 MPa

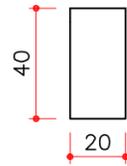
001

1/1

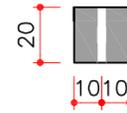
V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8, V9, V10, V11, V12, V13  
 V31, V32, V33, V34, V35, V36, V37, V38, V39, V40, V41, V42  
 R 20x40 - 24X  
 ESC.: 1:50



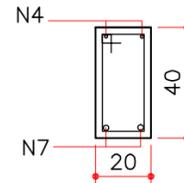
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



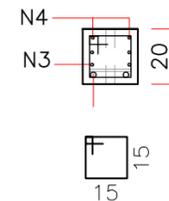
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



SEÇÃO A-A  
ESC 1:20



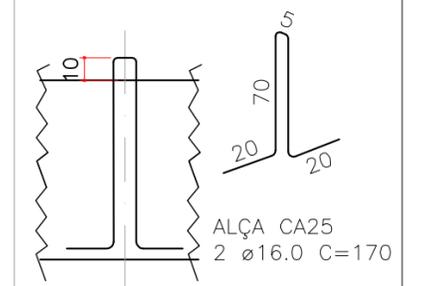
SEÇÃO B-B  
ESC 1:20



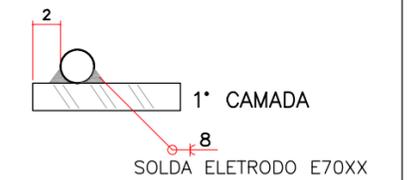
23 N1  $\phi$ 5.0 c/VAR C=112  
15  
35

4 N2  $\phi$ 5.0 C=72

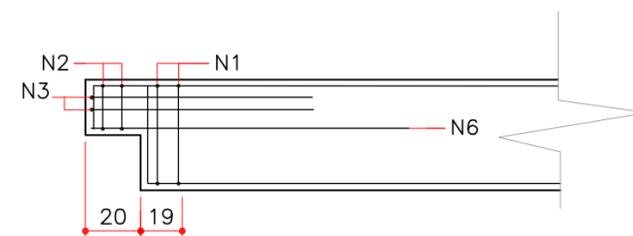
DETALHE ALÇA



DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	14.4	3.5
	10.0	8.6	5.3
	12.5	7.9	7.6
CA60	5.0	28.7	4.4
PESO TOTAL			
CA50		16.4	
CA60		4.4	

Vol. de concreto total (C-30) = 6.72 m<sup>3</sup>

R0 Emissão inicial

21/11/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVO E URBANO

Peça: V2, V3, ...

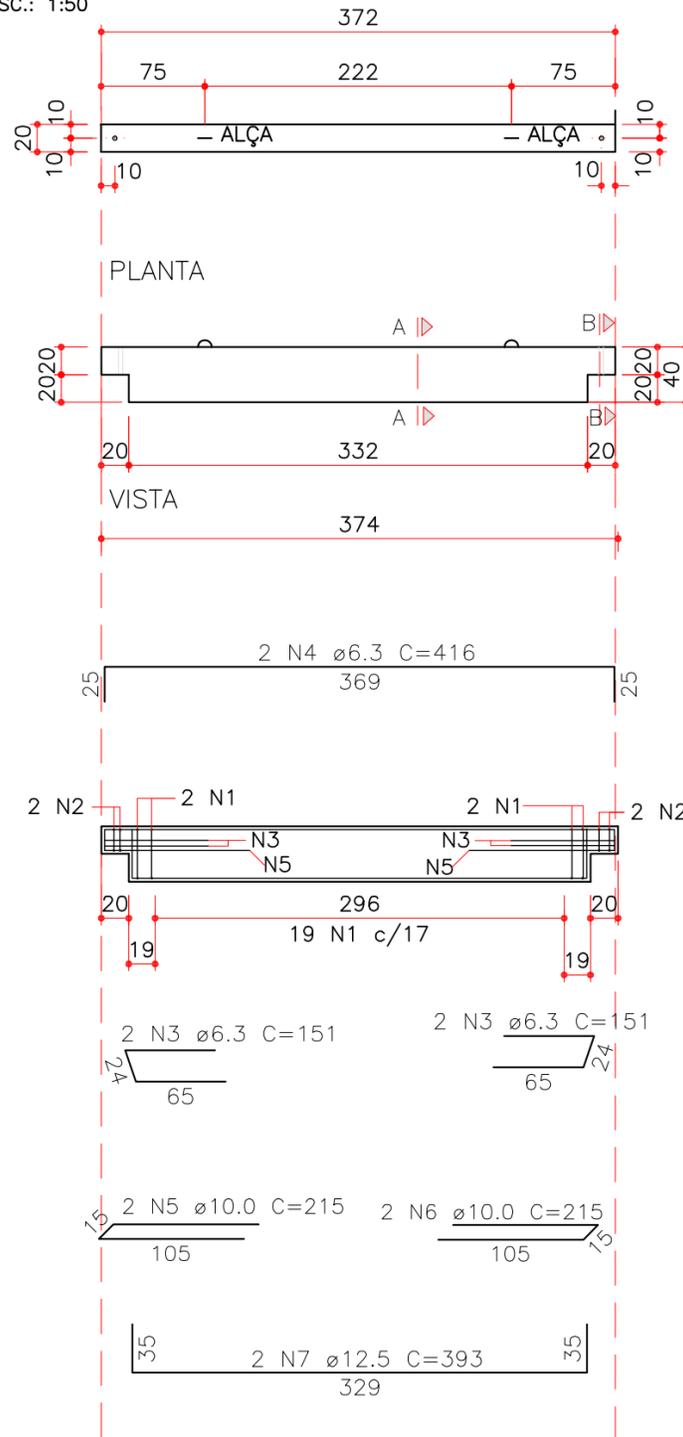
Qt.: 024

Cobrimento:	2.50 cm
Volume:	0.28 m <sup>3</sup>
Peso:	700 Kg
Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa

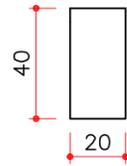
001

1/1

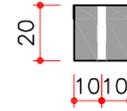
V1, V14, V15, V28  
 R 20x40 - 4X  
 ESC.: 1:50



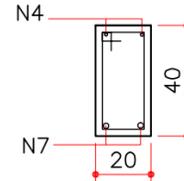
SEÇÃO A-A  
 ESC. 1:25



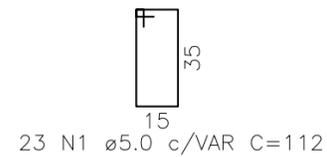
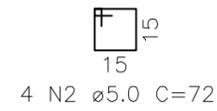
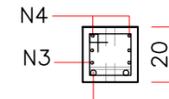
SEÇÃO B-B  
 ESC. 1:25



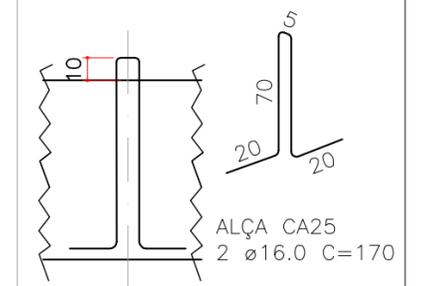
SEÇÃO A-A  
 ESC 1:20



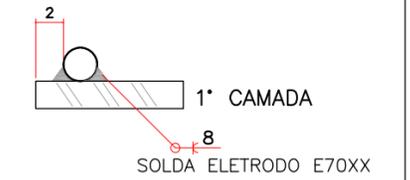
SEÇÃO B-B  
 ESC 1:20



DETALHE ALÇA



DET. SOLDA  
 ESC.: 1:5



DET EXTREMIDADE  
 ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	14.4	3.5
	10.0	8.6	5.3
	12.5	7.9	7.6
CA60	5.0	28.7	4.4
PESO TOTAL			
CA50		16.4	
CA60		4.4	

Vol. de concreto total (C-30) = 1.12 m<sup>3</sup>

R0 Emissão inicial

21/11/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVO E URBANO

Peça: V1, V14, V15, V28

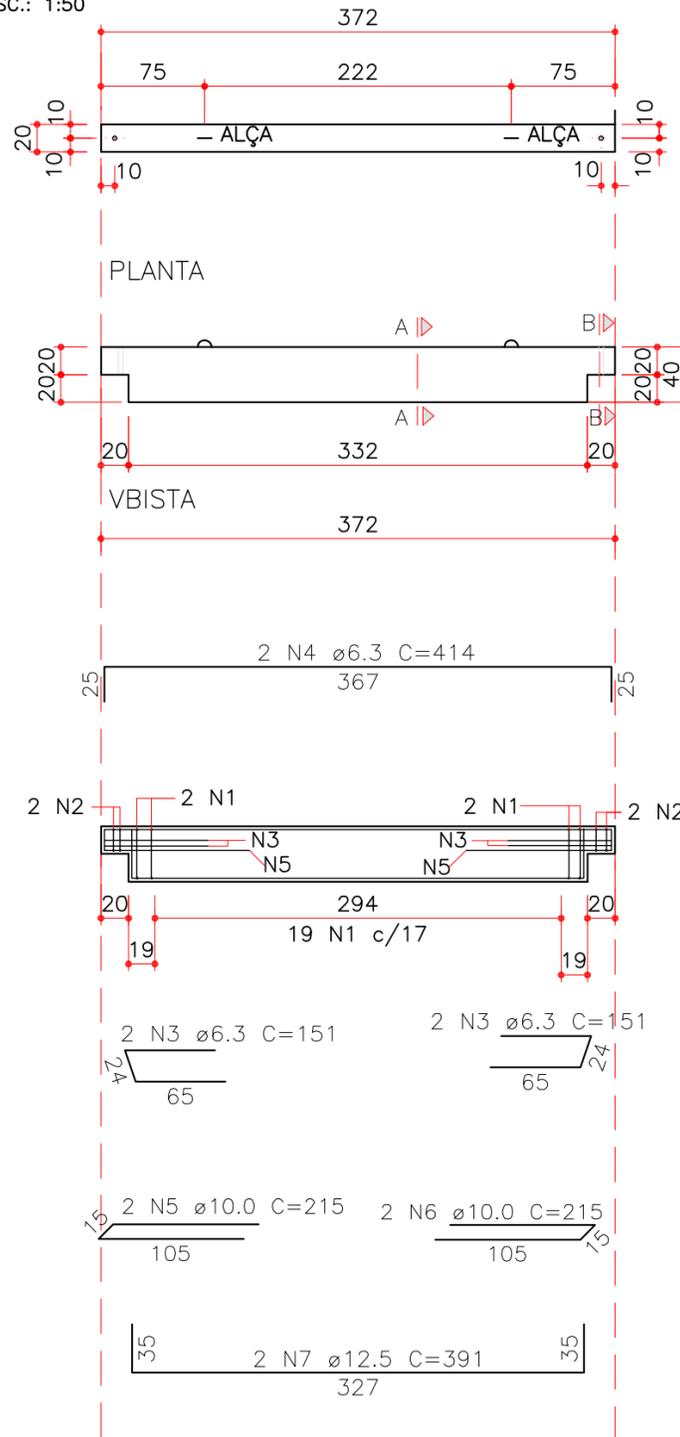
Qt.: 004

Cobrimento:	2.50 cm
Volume:	0.28 m <sup>3</sup>
Peso:	700 Kg
Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa

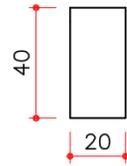
001

1/1

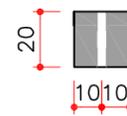
VB1, VB14, VB30, VB43  
R 20x40 - 4X  
ESC.: 1:50



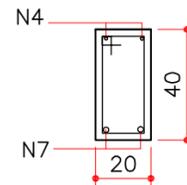
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



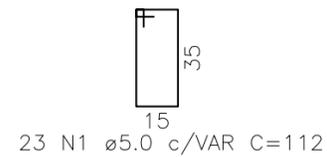
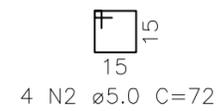
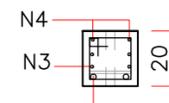
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



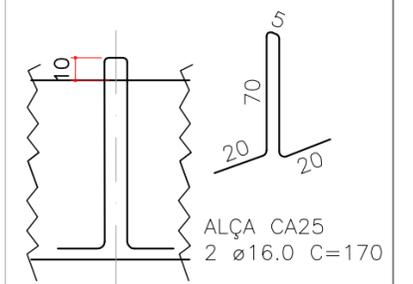
SEÇÃO A-A  
ESC 1:20



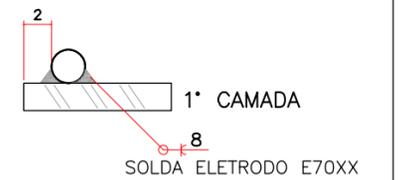
SEÇÃO B-B  
ESC 1:20



DETALHE ALÇA



DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	14.4	3.5
	10.0	8.6	5.3
	12.5	7.9	7.5
CA60	5.0	28.7	4.4
PESO TOTAL			
CA50		16.3	
CA60		4.4	

Vol. de concreto total (C-30) = 1.12 m<sup>3</sup>

R0 Emissão inicial

01/12/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVOBO E URBANO

Peça: VB1, VB14, VB30, VB43

Qt.: 004

Cobrimeto: 2.50 cm

VBVolume: 0.28 m<sup>3</sup>

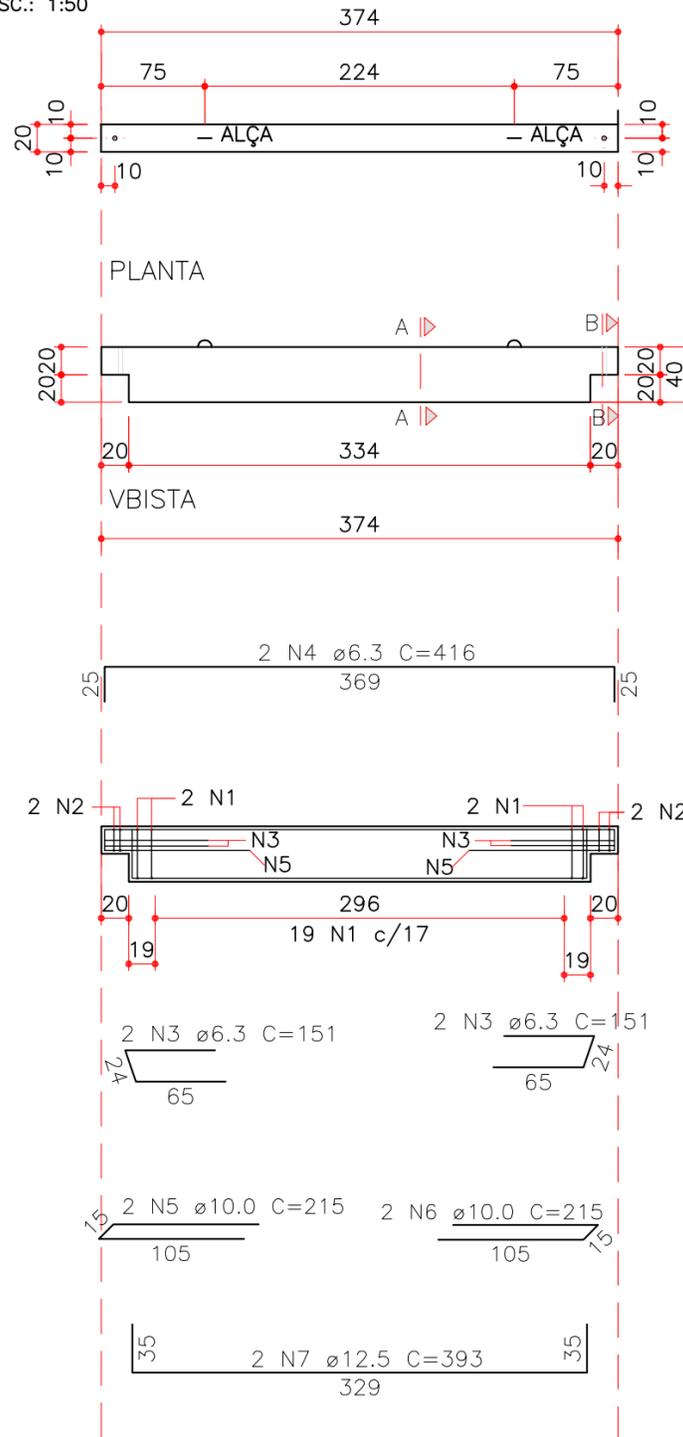
Peso: 700 Kg

Fcj: 15 MPa Fck: 30 MPa

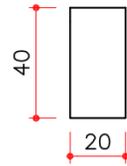
001

1/1

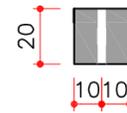
VB2, VB3, VB4, VB5, VB6, VB7, VB8, VB9, VB10, VB11, VB12, VB13  
 VB31, VB32, VB33, VB34, VB35, VB36, VB37, VB38, VB39, VB40, VB41, VB42  
 R 20x40 - 24X  
 ESC.: 1:50



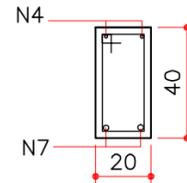
SEÇÃO A-A  
 ESC. 1:25



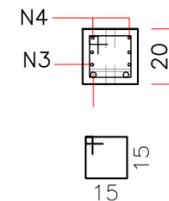
SEÇÃO B-B  
 ESC. 1:25



SEÇÃO A-A  
 ESC 1:20

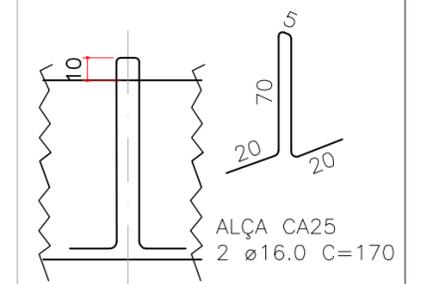


SEÇÃO B-B  
 ESC 1:20

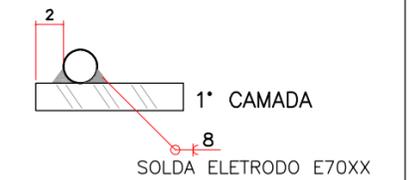


23 N1  $\phi 5.0$  c/VAR C=112  
 4 N2  $\phi 5.0$  C=72

DETALHE ALÇA



DET. SOLDA  
 ESC.: 1:5



DET EXTREMIDADE  
 ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	14.4	3.5
	10.0	8.6	5.3
	12.5	7.9	7.6
CA60	5.0	28.7	4.4
PESO TOTAL			
CA50		16.4	
CA60		4.4	

Vol. de concreto total (C-30) = 6.72 m<sup>3</sup>

R0 Emissão inicial

01/12/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVOBO E URBANO

Peça: VB2, VB3, ...

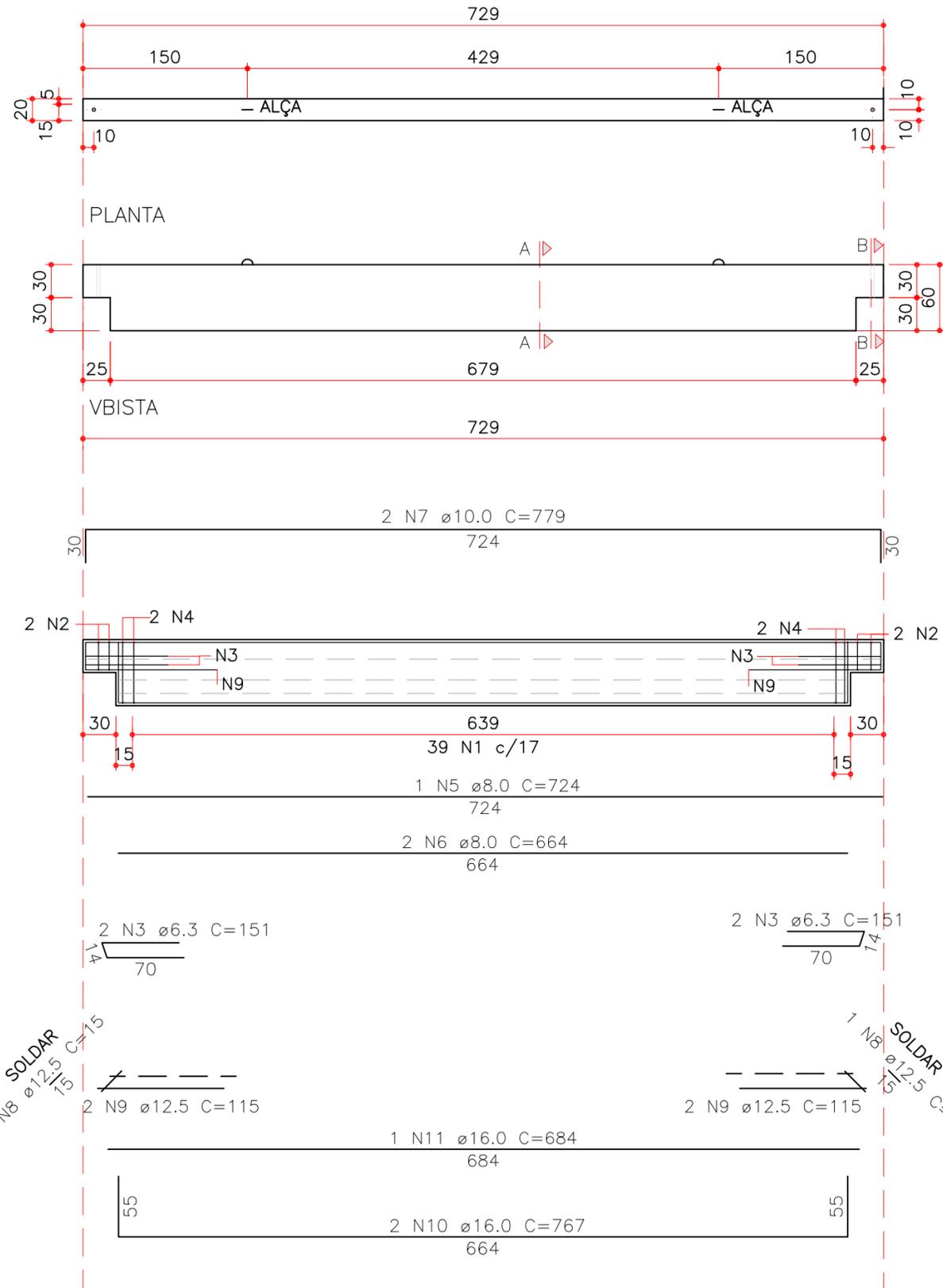
Qt.: 024

Cobrimeto:	2.50 cm
VBolume:	0.28 m <sup>3</sup>
Peso:	700 Kg
Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa

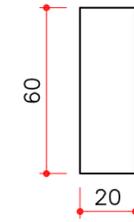
001

1/1

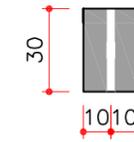
VB15, VB16, VB17, VB18, VB19, VB20, VB21, VB22  
 R 20x60 - 8x  
 ESC.: 1:50



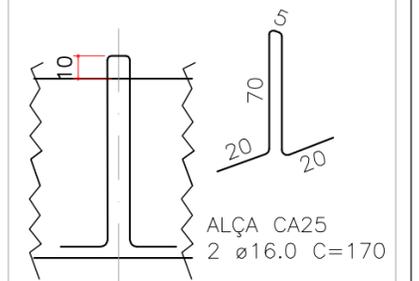
SEÇÃO A-A  
 ESC. 1:25



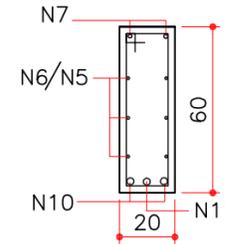
SEÇÃO B-B  
 ESC. 1:25



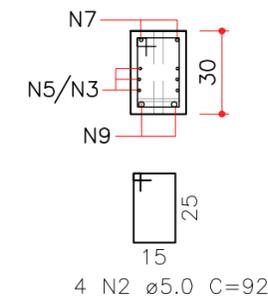
DETALHE ALÇA



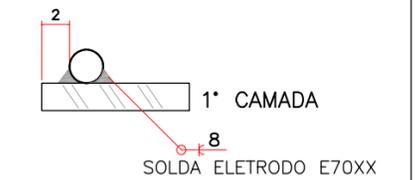
SEÇÃO A-A  
 ESC 1:20



SEÇÃO B-B  
 ESC 1:20

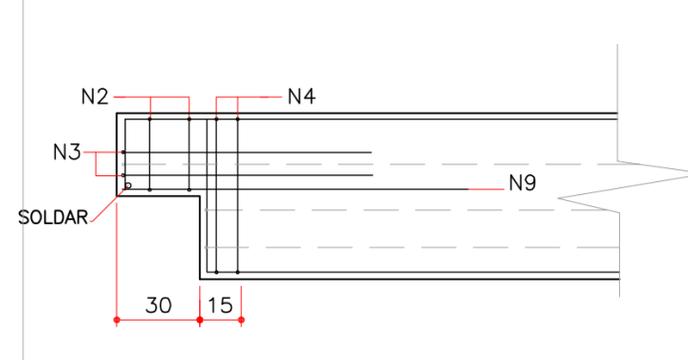


DET. SOLDA  
 ESC.: 1:5



39 N1 ø5.0 c/17 C=152  
 4 N4 ø8.0 C=132

DET EXTREMIDADE  
 ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	6.1	1.5
	8.0	25.8	10.2
	10.0	15.6	9.6
	12.5	4.9	4.7
CA60	16.0	22.2	35
	5.0	6.3	9.7
PESO TOTAL			
CA50	61		
CA60	9.7		

Vol. de concreto total (C-30) = 6.72 m³

R0 Emissão inicial

01/12/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVOBO E URBANO

Peça: VB15, VB16, ...

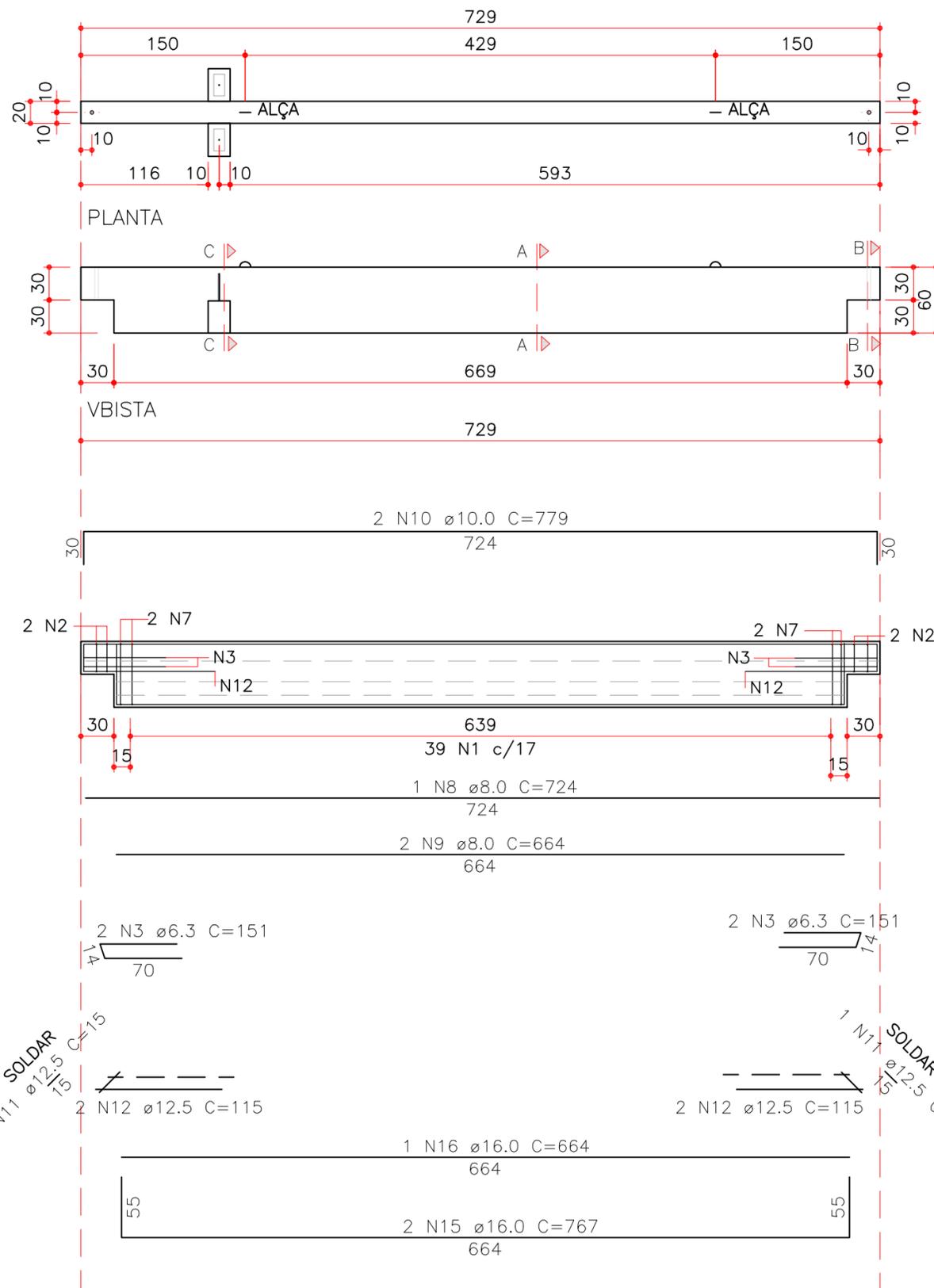
Qt.: 008

Cobrimento:	2.50 cm
VBVolume:	0.84 m³
Peso:	2100 Kg
Fck: 15 MPa	Fck: 30 MPa

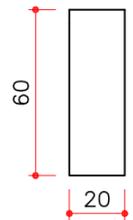
001

1/1

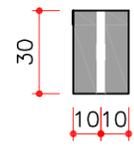
VB15, VB16, VB17, VB18, VB19, VB20, VB21, VB22  
 R 20x60 - 8x  
 ESC.: 1:50



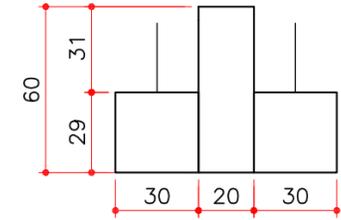
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



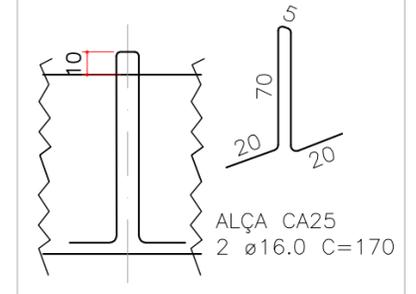
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



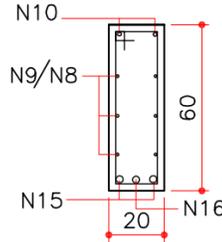
SEÇÃO C-C  
ESC. 1:25



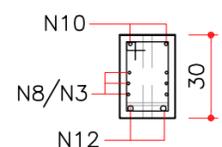
DETALHE ALÇA



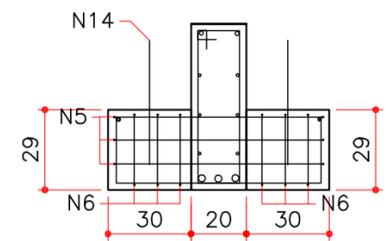
SEÇÃO A-A  
ESC 1:20



SEÇÃO B-B  
ESC 1:20



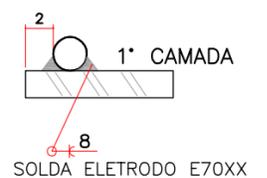
SEÇÃO C-C  
ESC 1:20



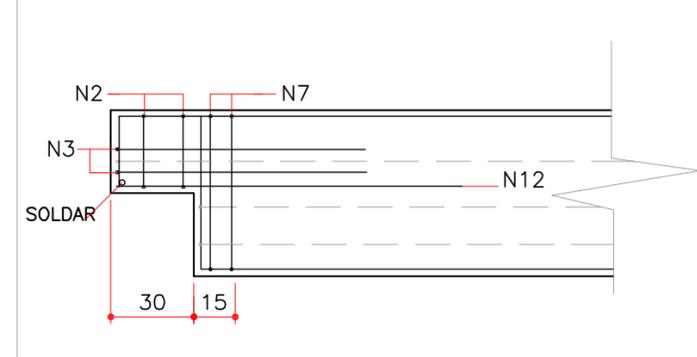
39 N1 ø5.0 c/17 C=152  
 4 N7 ø8.0 C=132

2 N14 ø12.5 C=45  
 2x2 N6 ø6.3 c/8 C=88

DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25

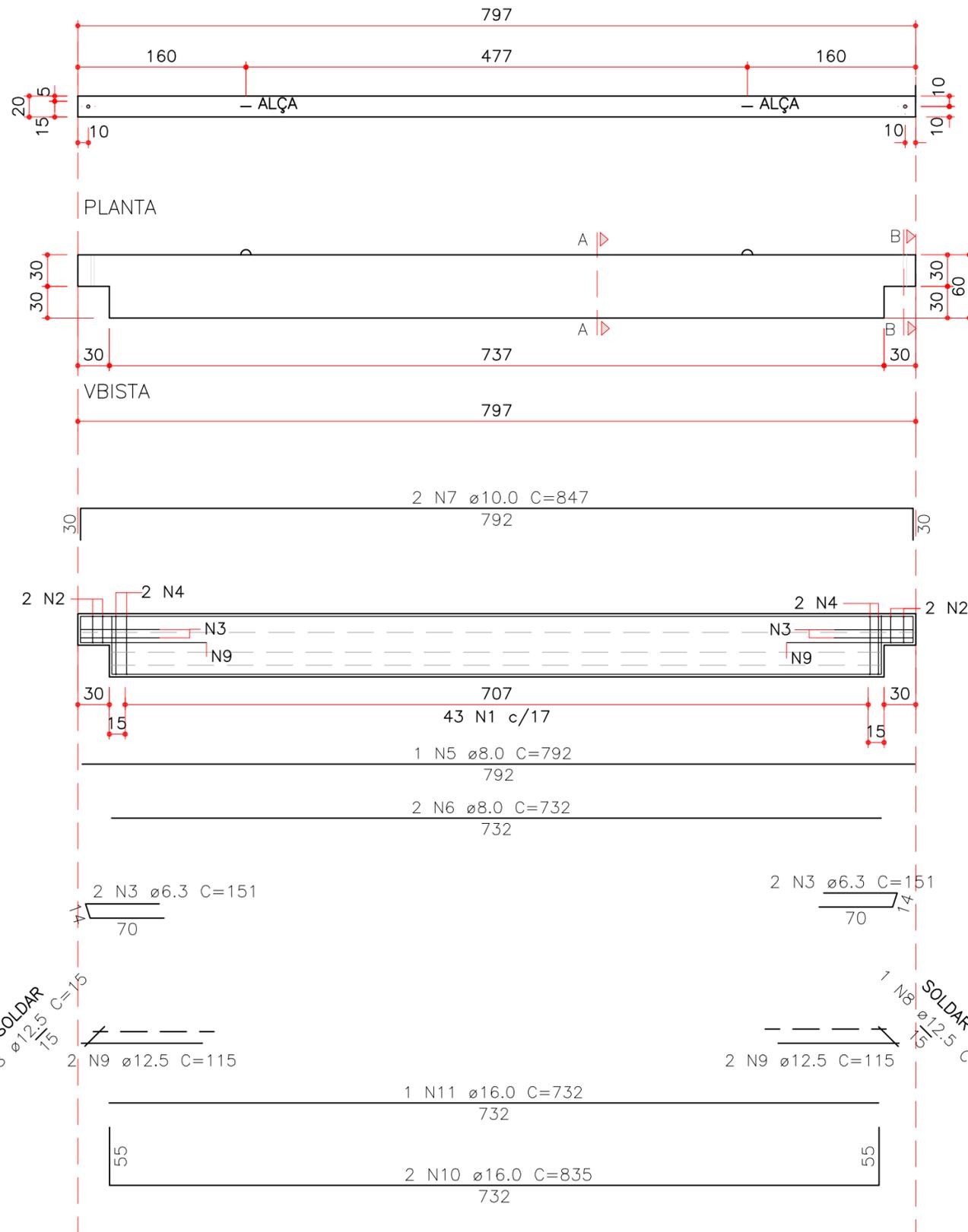


Resumo do aço

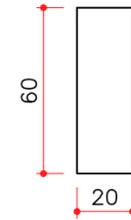
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	15.4	3.8
	8.0	25.8	10.2
	10.0	15.6	9.6
	12.5	7.6	7.3
CA60	16.0	22	34.7
	5.0	63	9.7
PESO TOTAL			
CA50		65.6	
CA60		9.7	

Vol. de concreto total (C=30) = 6.72 m³

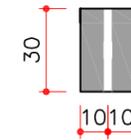
VB23, VB24, VB25, VB26, VB27, VB28, VB29  
R20x60 - 7x  
ESC.: 1:50



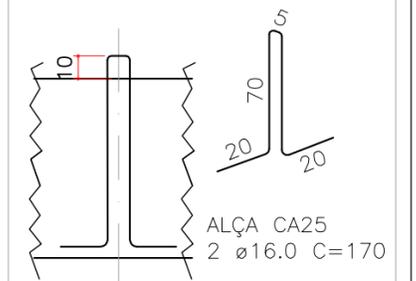
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



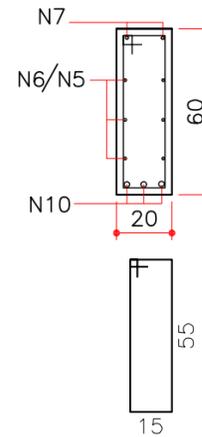
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



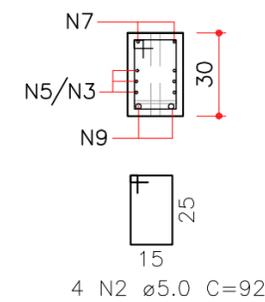
DETALHE ALÇA



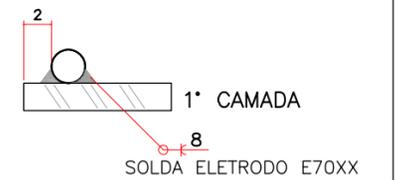
SEÇÃO A-A  
ESC 1:20



SEÇÃO B-B  
ESC 1:20

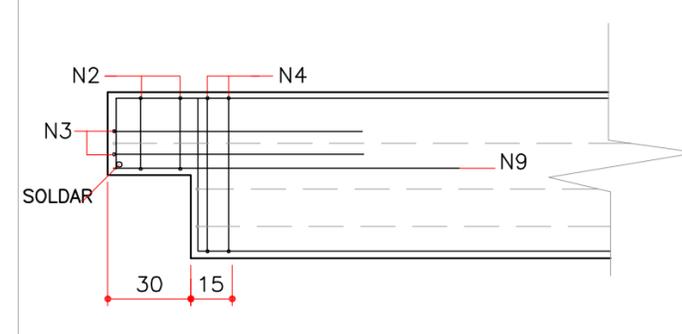


DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



43 N1 ø5.0 c/17 C=152  
4 N4 ø8.0 C=132

DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	6.1	1.5
	8.0	27.9	11
	10.0	17	10.4
	12.5	4.9	4.7
CA60	16.0	24.1	37.9
	5.0	69.1	10.6
PESO TOTAL			
CA50	65.5		
CA60	10.6		

Vol. de concreto total (C-30) = 6.44 m<sup>3</sup>

R0 Emissão inicial

01/12/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVOBO E URBANO

Peça: VB23, VB24, ...

Qt.: 007

Cobrimento:	2.50 cm
VBVolume:	0.92 m <sup>3</sup>
Peso:	2300 Kg
Fck: 15 MPa	Fck: 30 MPa

001

1/1





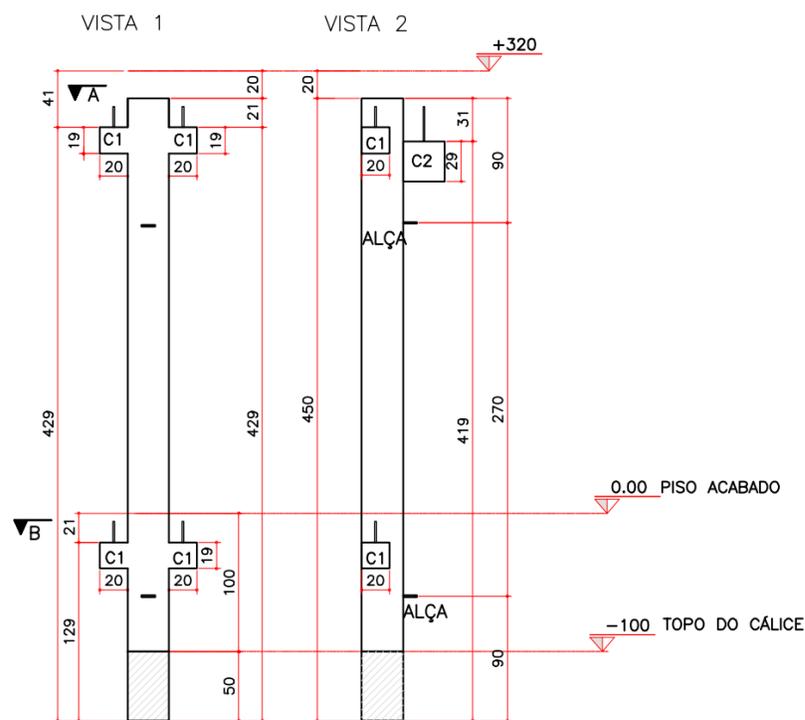
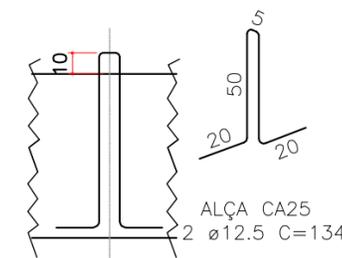




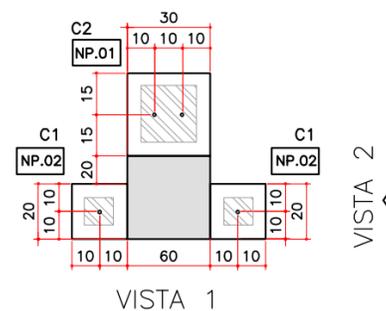


P17, P19, P21, P23, P25, P27, P29  
 ESC.: 1:50

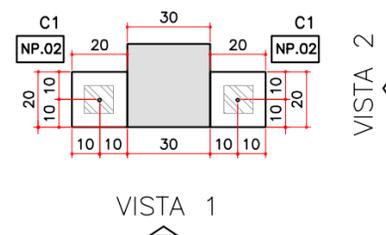
DETALHE ALÇA



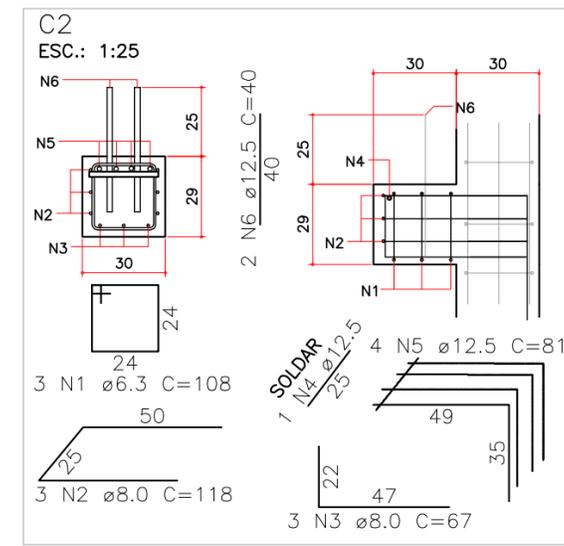
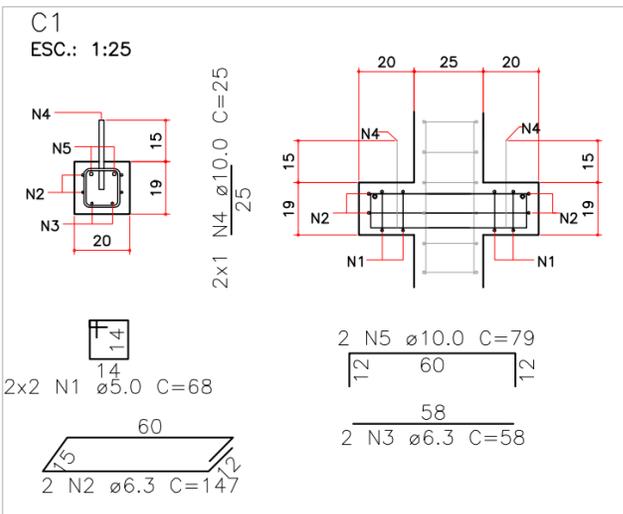
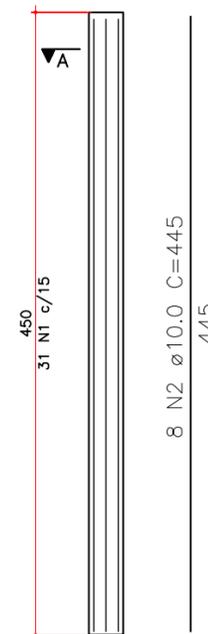
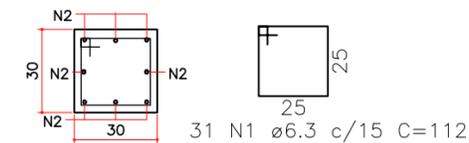
SEÇÃO AA  
 ESC.: 1:25



SEÇÃO BB  
 ESC.: 1:25



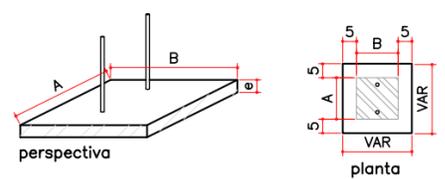
SEÇÃO AA  
 ESC.: 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	46.2	11.3
	8.0	5.6	2.2
	10.0	39.8	24.5
	12.5	4.3	4.1
CA60	5.0	5.5	0.8
PESO TOTAL			
CA50		42.1	
CA60		0.8	

RELAÇÃO DE PENAS		
PENA	COR	ESPES.
1	1	0.200
2	7	0.100
3	7	0.200
4	7	0.400
5	3	0.200
6	7	0.600
7	7	0.200
8	1	0.600
...	7	0.200
252	252	0.200
...	7	0.200



ELASTÔMEROS  
 Medidas em milímetros

NP.	A	B	e	Qt
01	200	200	10	001
02	100	100	10	004
03	250	200	10	000

FORMATO A3 (420x297)

21/11/2014

Obra: **ESPAÇO ED. E URBANO 2**

Peça: **P17, P19, P21, P23, P25, ...** Qt.: 007

Cobrimto: 2.50 cm

Volume: 0.46 m³

Peso: 1150 Kg

Fcj: 15 MPa Fck: 30 MPa

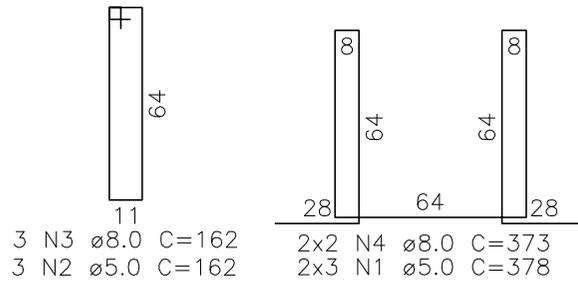
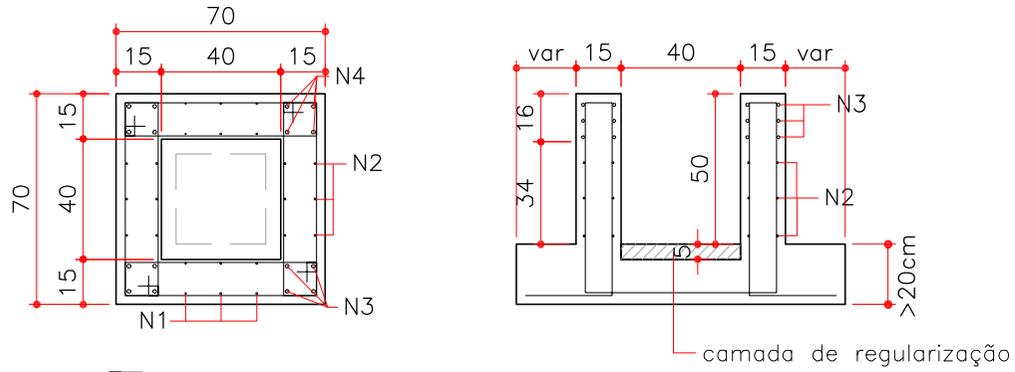
**001**

**1/1**



CÁLICE P1 a P32

ESC. 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	8.0	19.8	7.8
CA60	5.0	27.6	4.2
PESO TOTAL			
CA50	7.8		
CA60	4.2		

21/11/2014

Obra: ESPAÇO ED. E URBANO 2

Peça: CÁLICES P1 A P32

Qt.: 032

Cobrimeto: 2.50 cm

Volume: 0.41 m³

Peso: 1025 Kg

Fc: 15 MPa Fck: 30 MPa

001

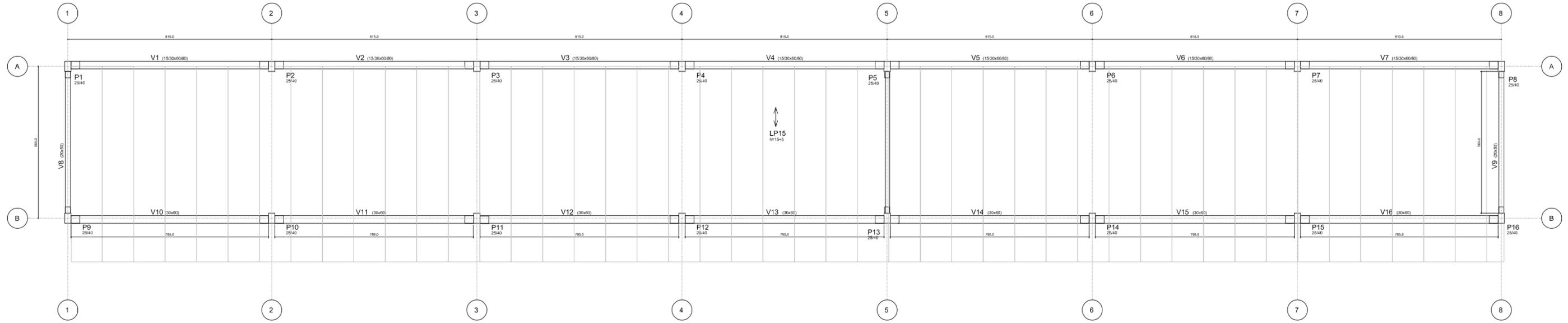
1/1

#### APÊNDICE N – Projeto da Solução 2 – Estrutura com Lajes Alveolares

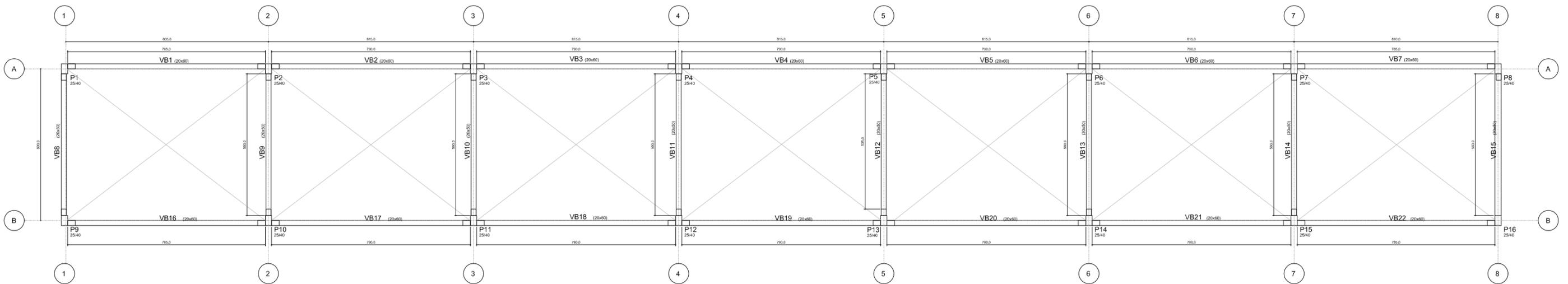
Neste Apêndice constam o projeto estrutura e o detalhamento das peças pré-fabricadas da solução com lajes alveolares:

A organização segue a seguinte sequência:

- Planta de forma
- Vigas da Cobertura
- Vigas Baldrame
- Pilares
- Cálices



FORMA PAVIMENTO COBERTURA



FORMA PAVIMENTO TÉRREO

Elem	Caso 1				Caso 2				Caso 3				Caso 4				Vento (1) 90°			Vento (2) 270°			Vento (3) 0°			Vento (4) 180°		
	Fz	Fy	Mx	My	Fz	Fy	Mx	My	Fz	Fy	Mx	My	Fz	Fy	Mx	My	Fz	Fy	Mx	Fz	Fy	Mx	Fz	Fy	Mx	Fz	Fy	Mx
P1	16.0	9.6	5.9	0.6	0.0	0.7	-2.0	0.0	0.0	-0.7	2.0	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P2	26.5	16.7	8.6	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P3	25.9	16.1	8.6	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P4	25.8	16.0	8.6	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P5	25.9	16.2	8.6	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P6	25.8	16.1	8.5	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P7	25.5	16.0	8.3	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P8	16.0	9.5	6.0	0.6	0.0	0.7	-2.0	0.0	0.0	-0.7	2.0	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P9	18.2	9.5	8.1	0.6	0.0	0.7	-2.0	0.0	0.0	-0.7	2.0	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P10	30.6	16.0	13.4	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P11	30.4	15.9	13.3	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P12	30.5	16.0	13.3	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P13	30.8	16.6	13.1	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P14	30.6	16.0	13.5	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P15	30.3	15.9	13.2	1.2	0.0	0.9	-2.2	0.0	0.0	-0.9	2.2	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	
P16	18.2	9.4	8.2	0.6	0.0	0.7	-2.0	0.0	0.0	-0.7	2.0	0.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	-0.2	

Observações:  
 =====  
 1 - Esforços com valores característicos  
 2 - Forças em tf  
 3 - Momentos em tfm  
 4 - Sistema de coordenadas GLOBAL  
 5 - CA é a cota de arrasamento/assentamento da fundação

**NOTAS:**

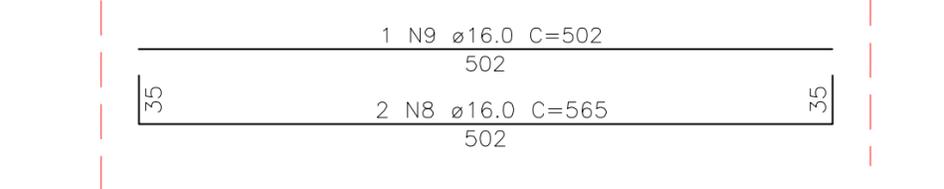
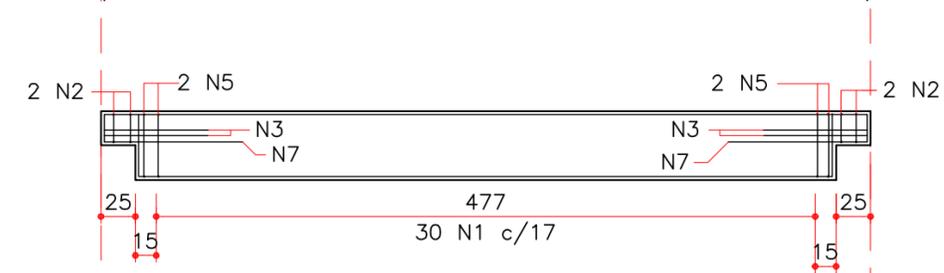
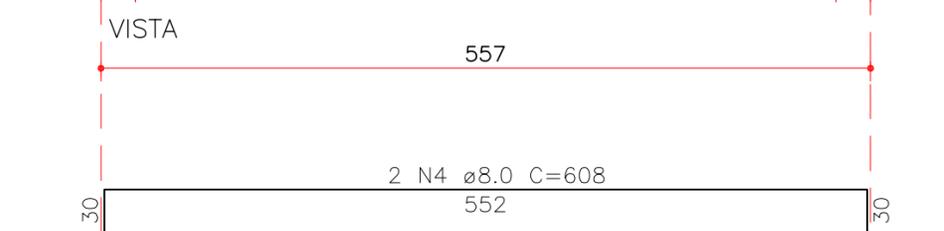
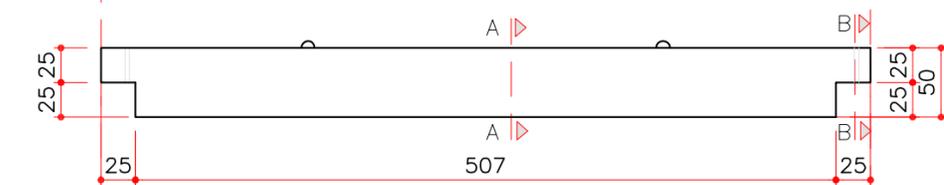
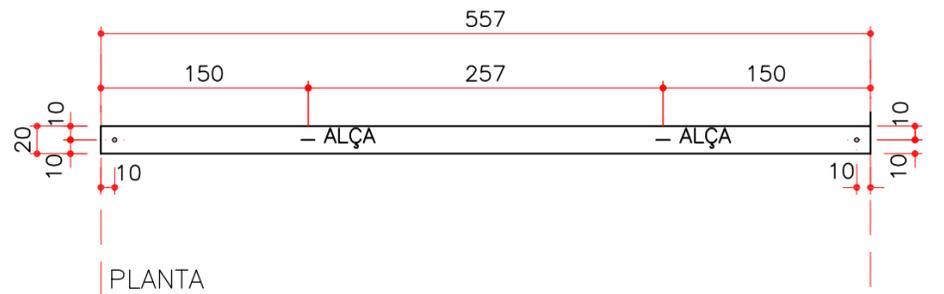
- Projeto executado de acordo com a NBR 9062:2006 e NBR 6118:2014
- Fck = 30 MPa
- Cobrimentos:  
 Vigas / Pilares = 2,5 cm  
 Lajes = 2,0 cm  
 Fundação = 2,5 cm
- Relação água / cimento <= 0,45
- Sobrecarga = 50 kg/m²

PROPRIETÁRIO	FUNDO DE FORTALECIMENTO PARA A ESCOLA
OBRA	ESPAÇO EDUCATIVO URBANO II - 06 SALAS DE AULA
ACADÊMICAS	ANDRÉIA FARENZENA RA: 112293 RÚBIA MARA BOSSE RA: 115933
PROFESSOR ORIENTADOR	GUSTAVO LACERDA DIAS
PROJETOESPECIFICAÇÕES	PLANTA DE FORMA TÉRREO PLANTA DE FORMA SUPERIOR
DATA	21/12/2014
ESCALA	1:75
PRANCHA	1/2

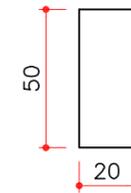




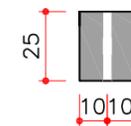
V8, V9  
R 20x50 - 2x  
ESC.: 1:50



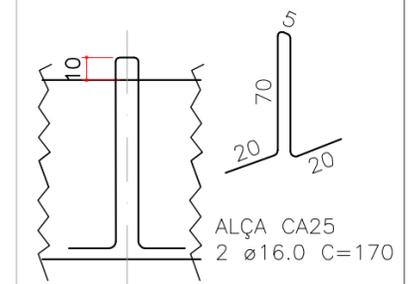
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



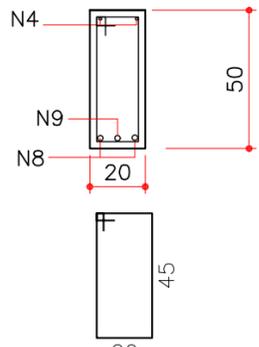
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



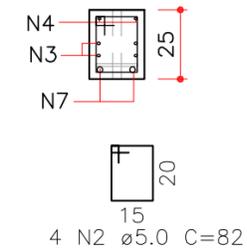
DETALHE ALÇA



SEÇÃO A-A  
ESC. 1:20

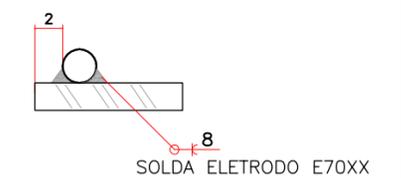


SEÇÃO B-B  
ESC. 1:20

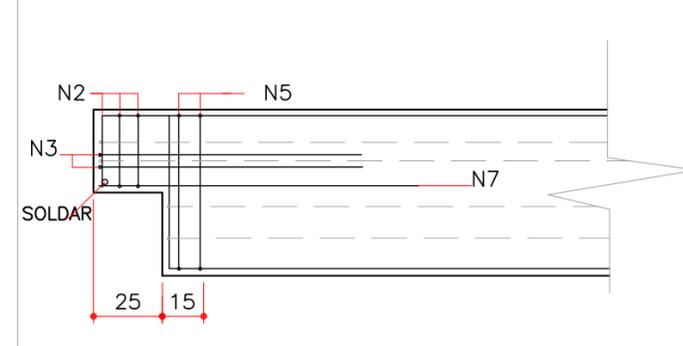


30 N1 ø5.0 c/17 C=142  
4 N5 ø8.0 C=142

DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25



Resumo do aço

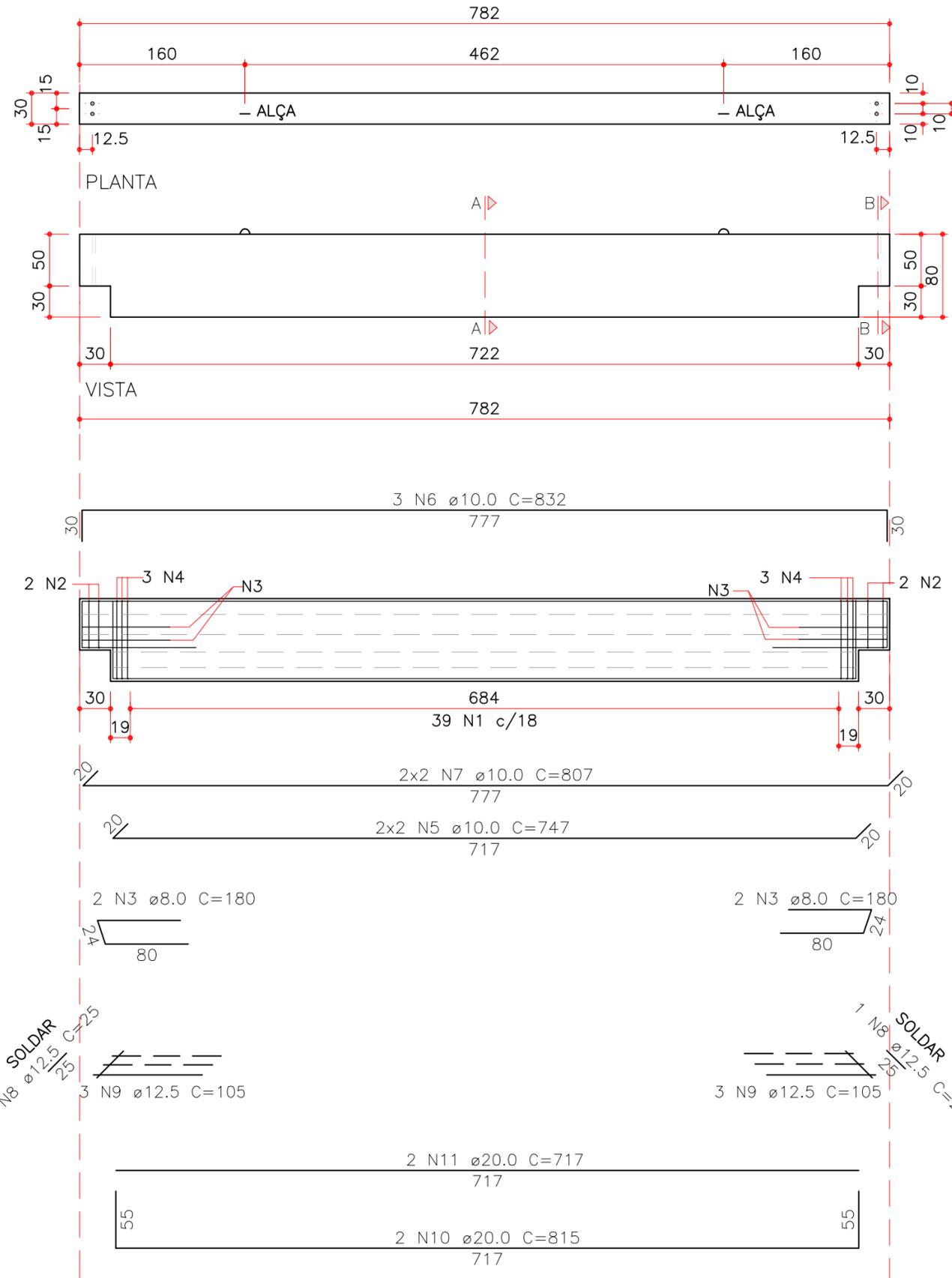
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	7.3	1.8
	8.0	17.9	7
	12.5	4.6	4.4
CA60	16.0	16.4	25.8
	5.0	45.9	7.1
PESO TOTAL			
CA50	39		
CA60	7.1		

Vol. de concreto total (C=30) = 1.06 m<sup>3</sup>

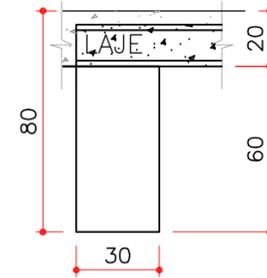
R0 Emissão inicial	21/11/2014
Obra: ESPAÇO EDUCATIVO E URBANO	Qt.: 002
Peça: V8, V9	Cobrimto: 2.50 cm
	Volume: 0.53 m <sup>3</sup>
	Peso: 1325 Kg
	Fcj: 15 MPa Fck: 30 MPa

001  
1/1

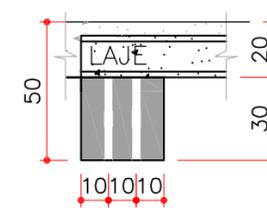
V10, V16  
R30x60 - 2x  
ESC.: 1:50



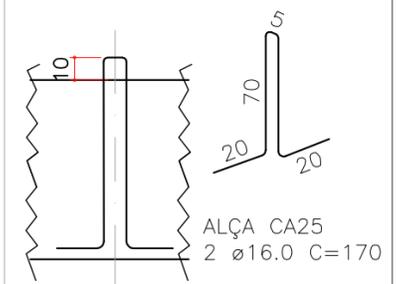
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



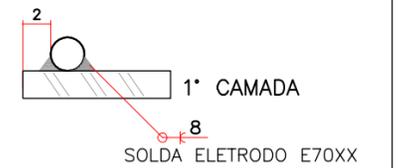
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



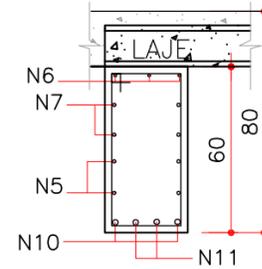
DETALHE ALÇA



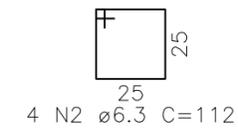
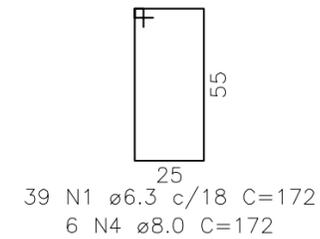
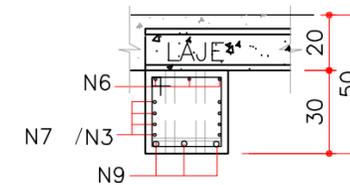
DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



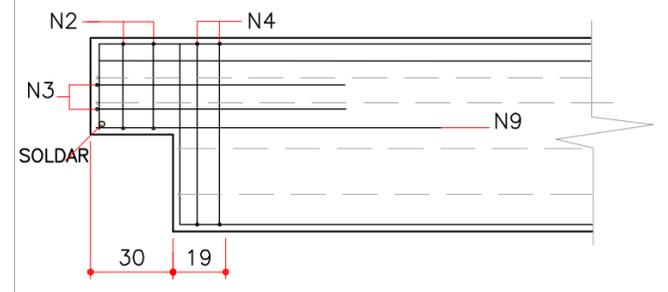
SEÇÃO A-A  
ESC 1:20



SEÇÃO B-B  
ESC 1:20



DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	71.6	17.5
	8.0	17.6	6.9
	10.0	87.2	53.7
	12.5	6.8	6.6
	20.0	30.7	75.6
PESO TOTAL			
CA50	160.3		

Vol. de concreto total (C-30) = 2.72 m³

R0 Emissão inicial

21/11/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVO E URBANO

Peça: V10, V16

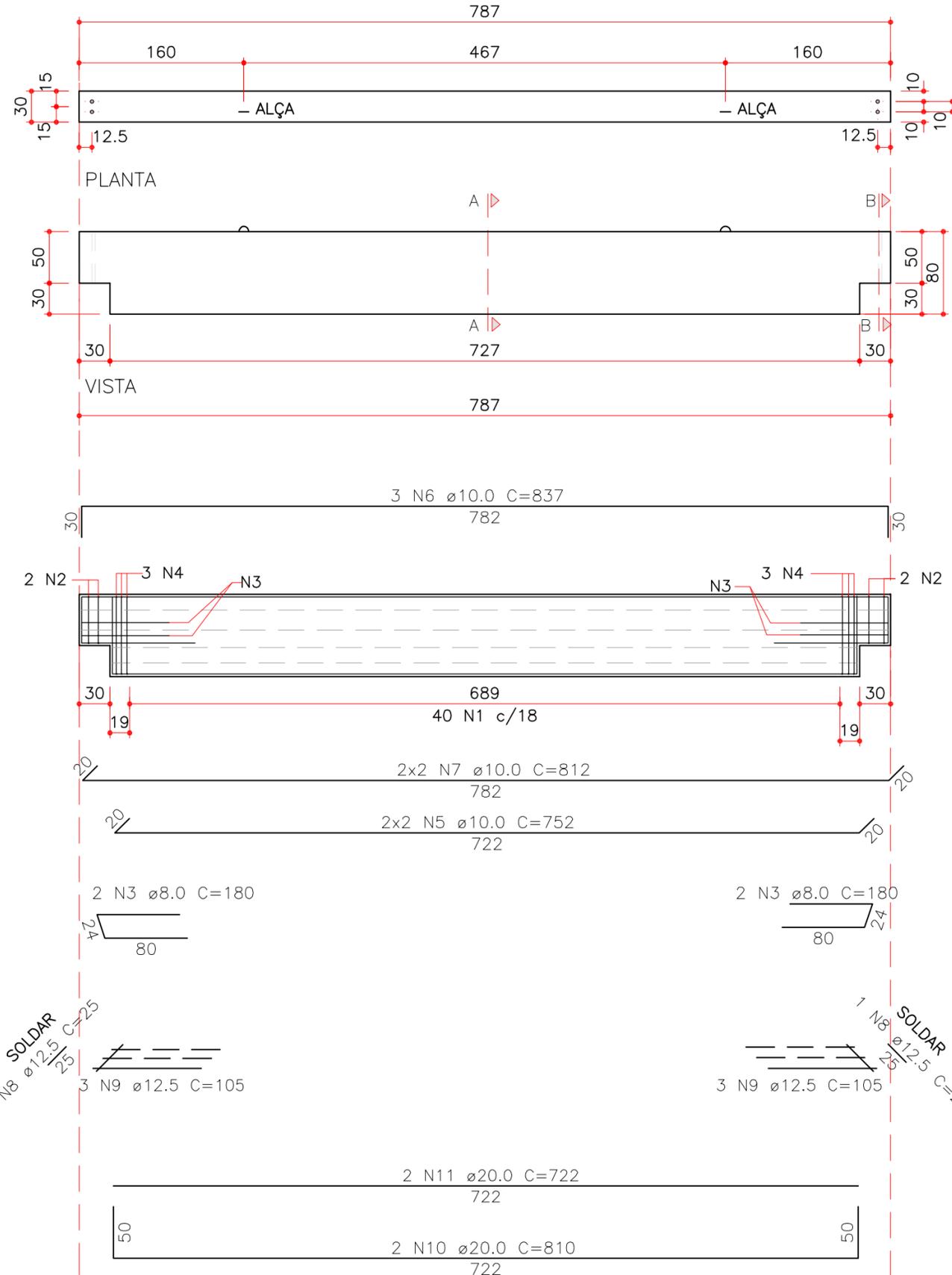
Qt.: 002

Cobrimento:	2.50 cm
Volume:	1.36 m³
Peso:	3400 Kg
Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa

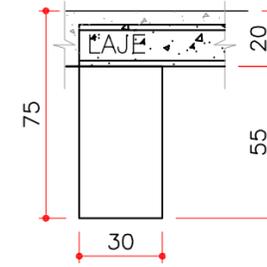
001

1/1

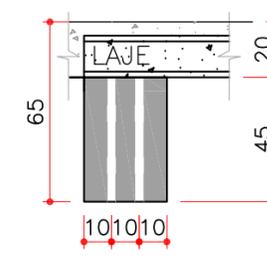
V11, V12, V13, V14, V15,  
R30x60 - 5x  
ESC.: 1:50



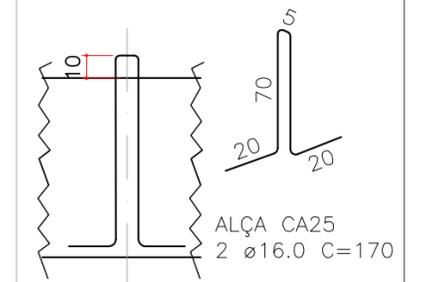
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



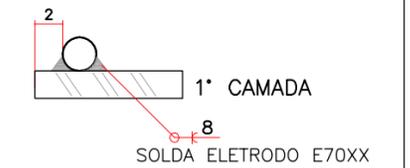
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



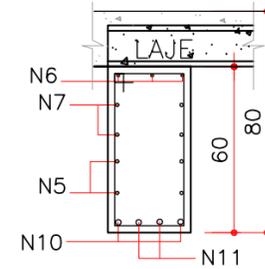
DETALHE ALÇA



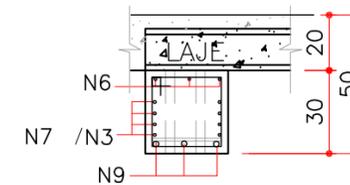
DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



SEÇÃO A-A  
ESC 1:20



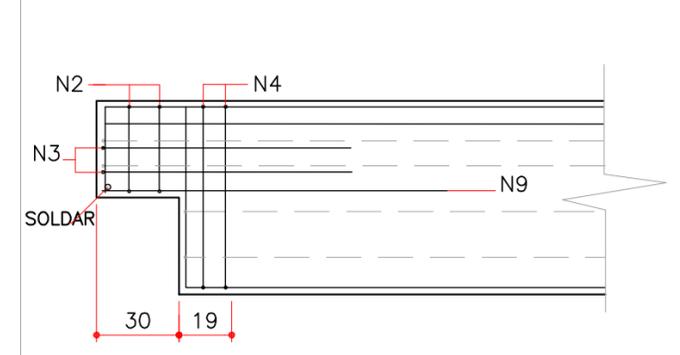
SEÇÃO B-B  
ESC 1:20



40 N1 ø6.3 c/18 C=172  
6 N4 ø8.0 C=172

4 N2 ø6.3 C=112

DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	73.3	17.9
	8.0	17.6	6.9
	10.0	87.7	54.1
	12.5	6.8	6.6
	20.0	30.7	75.6
PESO TOTAL			
CA50		161	

Vol. de concreto total (C-30) = 6.8 m³

R0 Emissão inicial

21/11/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVO E URBANO

Peça: V11, V12, ...

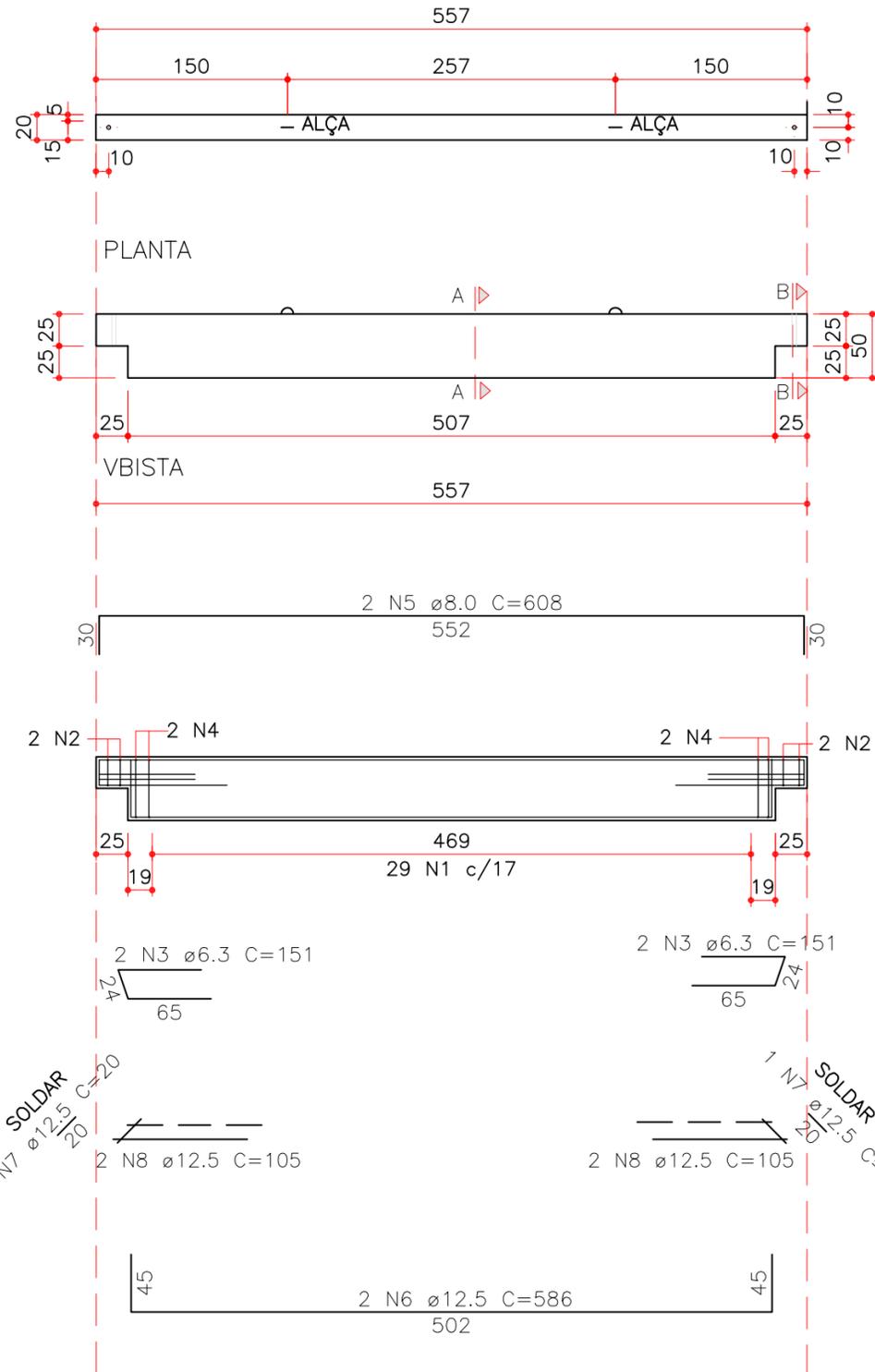
Qt.: 005

Cobrimento:	2.50 cm
Volume:	1.36 m³
Peso:	3400 Kg
Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa

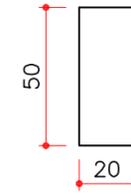
001

1/1

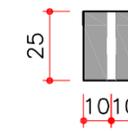
VB8, VB9, VB10, VB11, VB12, VB13, VB14, VB15  
 R 20x50 - 8X  
 ESC.: 1:50



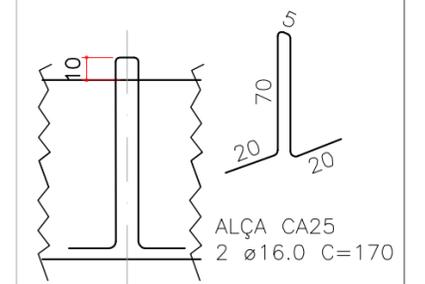
SEÇÃO A-A  
 ESC. 1:25



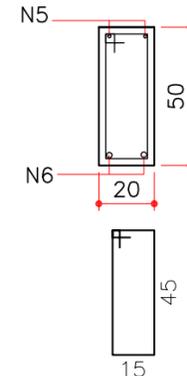
SEÇÃO B-B  
 ESC. 1:25



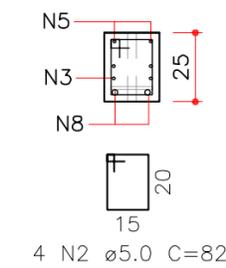
DETALHE ALÇA



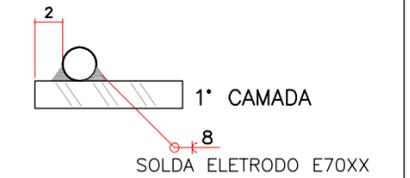
SEÇÃO A-A  
 ESC 1:20



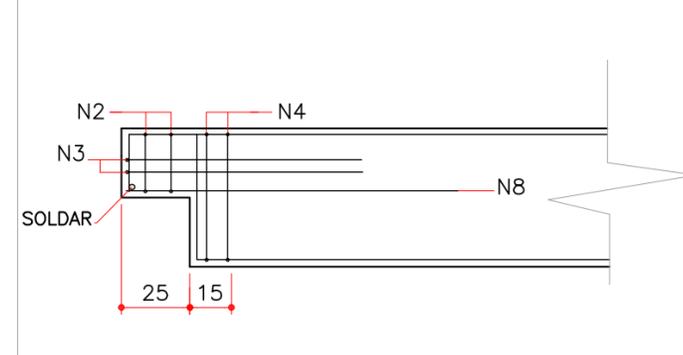
SEÇÃO B-B  
 ESC 1:20



DET. SOLDA  
 ESC.: 1:5



DET EXTREMIDADE  
 ESC 1:25



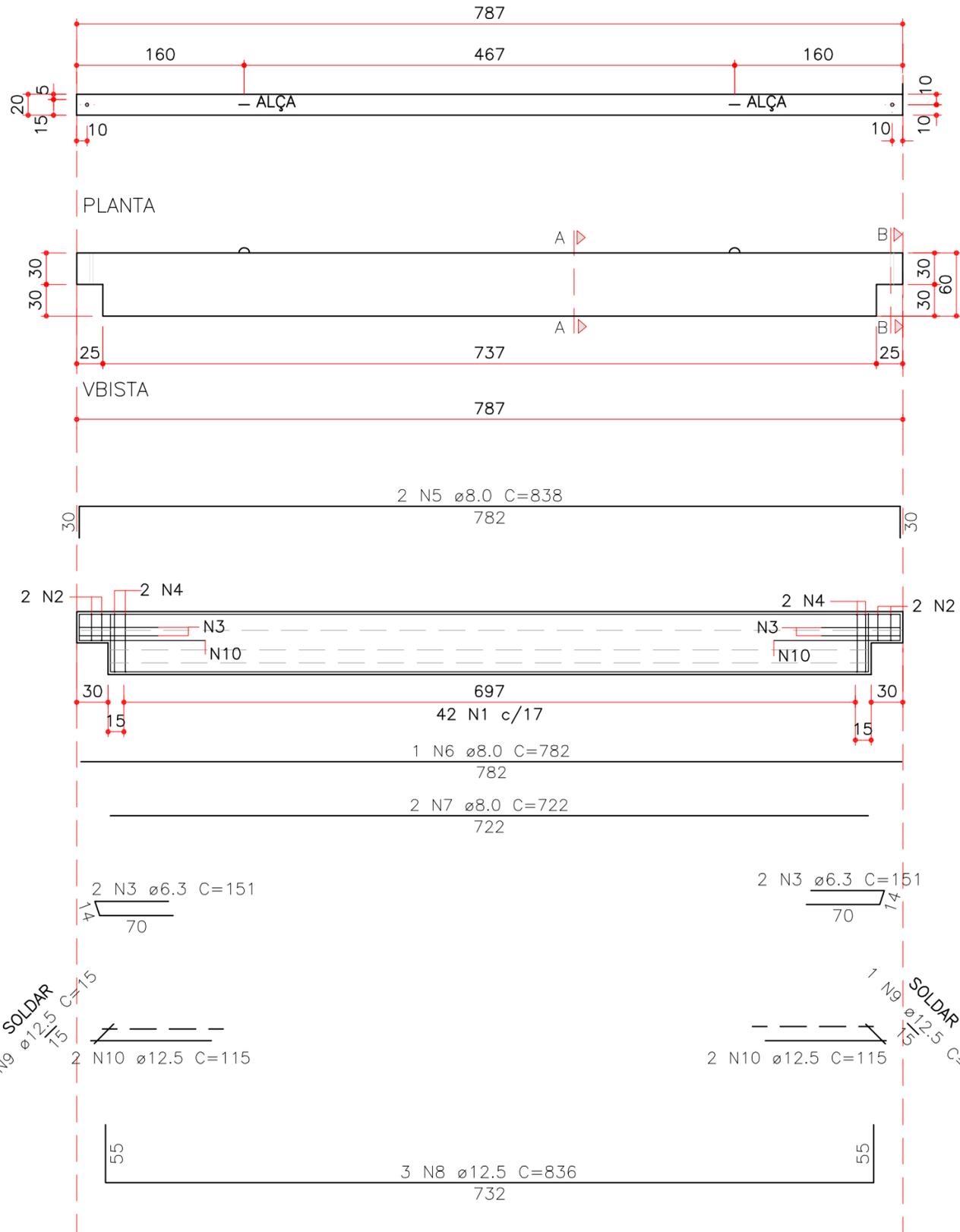
Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	11.4	2.8
	8.0	12.2	4.8
	12.5	16.4	15.7
CA60	5.0	41.6	6.4
PESO TOTAL			
CA50	23.3		
CA60	6.4		

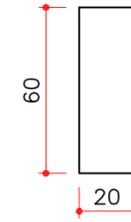
Vol. de concreto total (C-30) = 4.24 m³

R0 Emissão inicial	01/12/2014	
Obra: ESPAÇO EDUCATIVOBO E URBANO		
Peça: VB8, VB9, ...	Qt.: 008	
Cobrimeto: 2.50 cm	001	
VBVolume: 0.53 m³		
Peso: 1325 Kg		
Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa	1/1

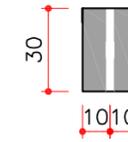
VB2, VB3, VB4, VB5, VB6, VB17, VB18, VB19, VB20, VB21  
 R 20x60 - 10x  
 ESC.: 1:50



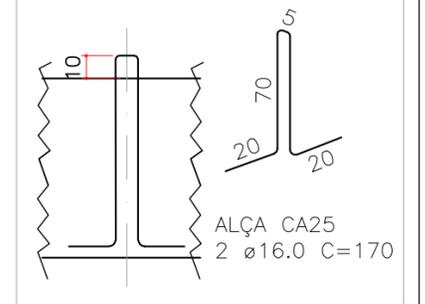
SEÇÃO A-A  
 ESC. 1:25



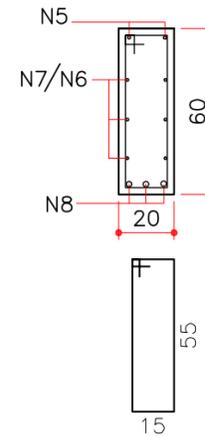
SEÇÃO B-B  
 ESC. 1:25



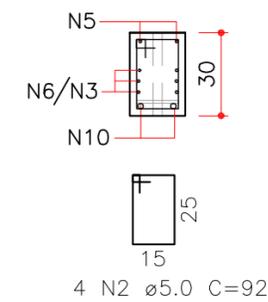
DETALHE ALÇA



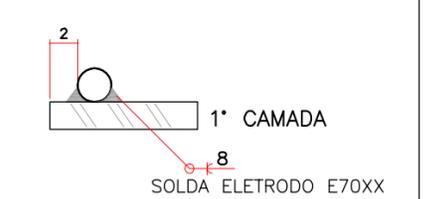
SEÇÃO A-A  
 ESC 1:20



SEÇÃO B-B  
 ESC 1:20

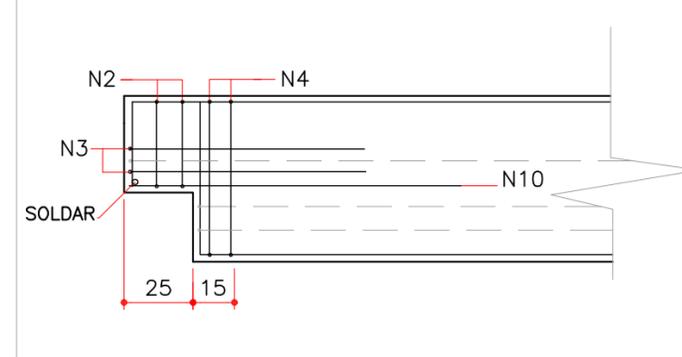


DET. SOLDA  
 ESC.: 1:5



42 N1  $\phi$ 5.0 c/17 C=152  
 4 N4  $\phi$ 6.3 C=132

DET EXTREMIDADE  
 ESC 1:25



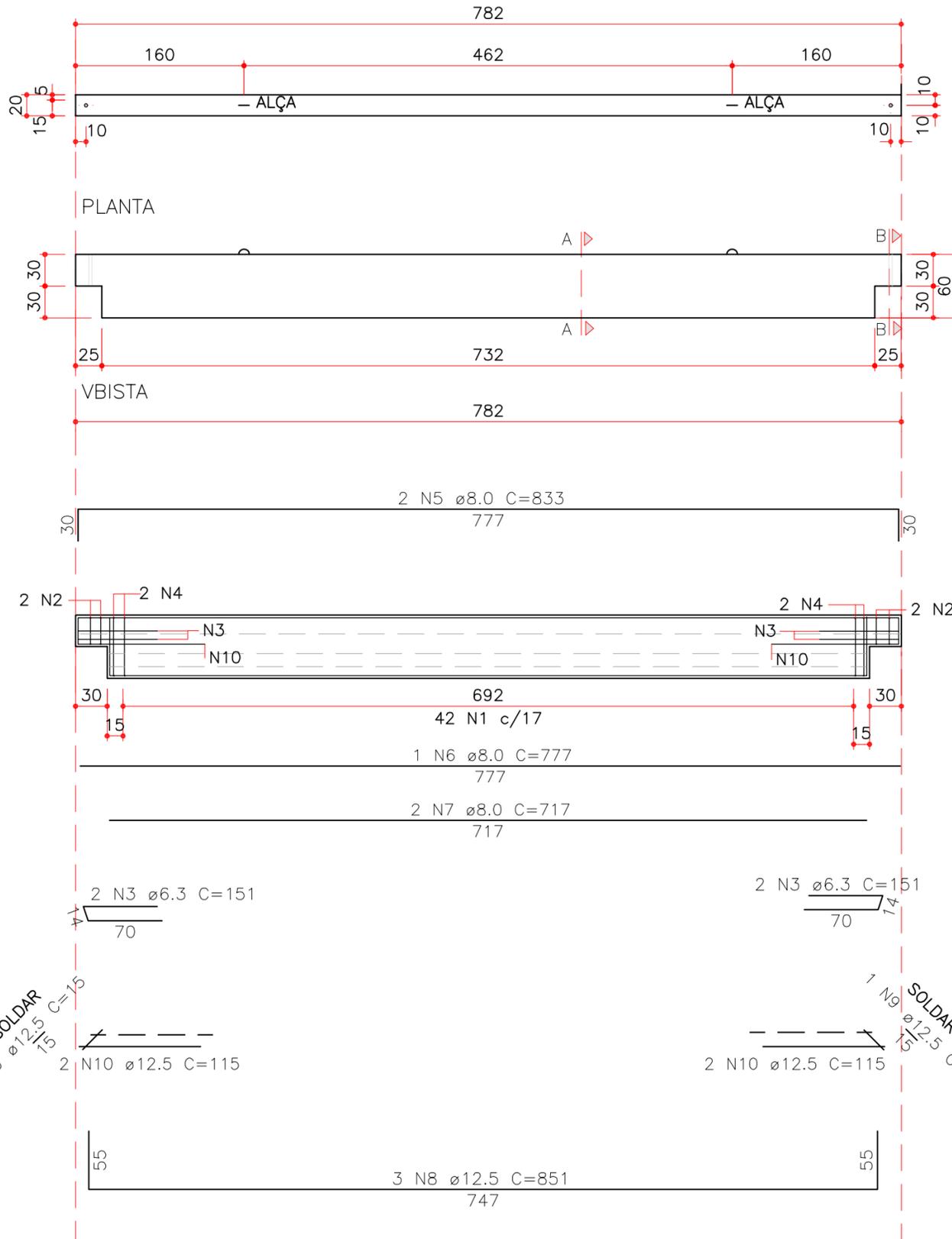
Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	11.4	2.8
	8.0	39.1	15.4
	12.5	30	28.9
CA60	5.0	67.6	10.4
PESO TOTAL			
CA50	47		
CA60	10.4		

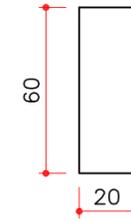
Vol. de concreto total (C-30) = 9.1 m<sup>3</sup>

R0 Emissão inicial	01/12/2014
Obra: ESPAÇO EDUCATIVOBO E URBANO	
Peça: VB2, VB3, VB4, ...	Qt.: 010
Cobrimento: 2.50 cm	001
VBVolume: 0.91 m <sup>3</sup>	
Peso: 2275 Kg	
Fck: 15 MPa	Fck: 30 MPa
1/1	

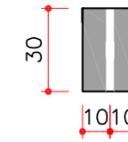
VB1, VB7, VB16, VB22  
R 20x60 - 4x  
ESC.: 1:50



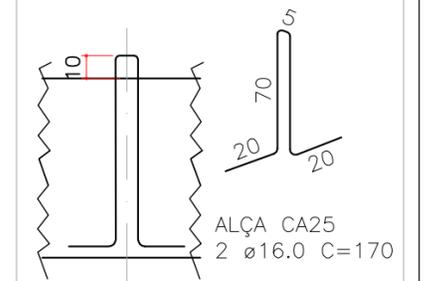
SEÇÃO A-A  
ESC. 1:25



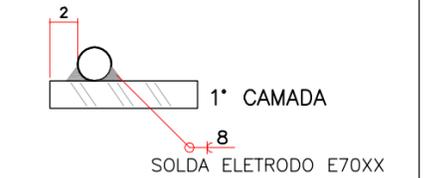
SEÇÃO B-B  
ESC. 1:25



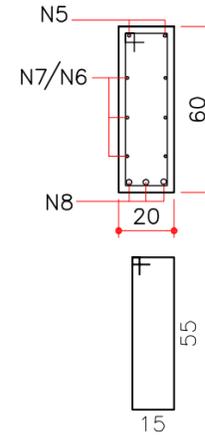
DETALHE ALÇA



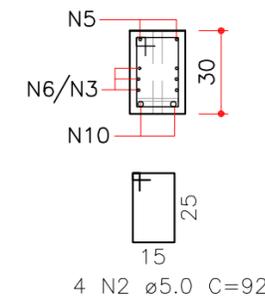
DET. SOLDA  
ESC.: 1:5



SEÇÃO A-A  
ESC 1:20

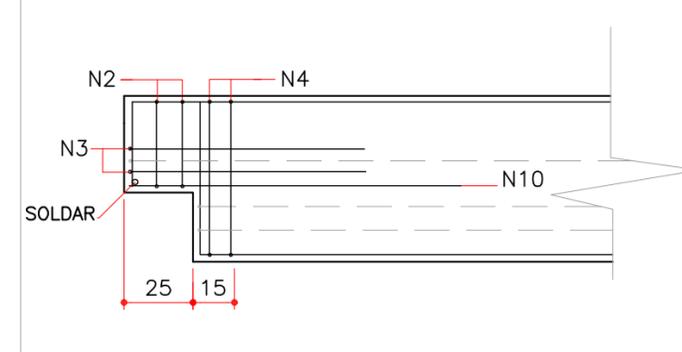


SEÇÃO B-B  
ESC 1:20



42 N1  $\phi$ 5.0 c/17 C=152  
4 N4  $\phi$ 6.3 C=132

DET EXTREMIDADE  
ESC 1:25



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	11.4	2.8
	8.0	38.8	15.3
	12.5	30.5	29.3
CA60	5.0	67.6	10.4
PESO TOTAL			
CA50		47.4	
CA60		10.4	

Vol. de concreto total (C-30) = 3.6 m<sup>3</sup>

R0 Emissão inicial

01/12/2014

Obra: ESPAÇO EDUCATIVOBO E URBANO

Peça: VB1, VB7, VB16, VB22

Qt.: 004

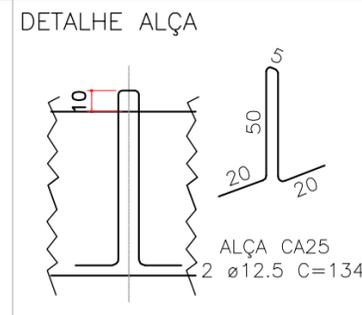
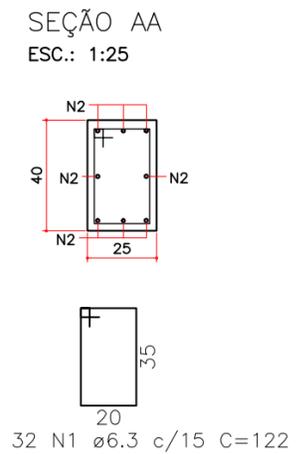
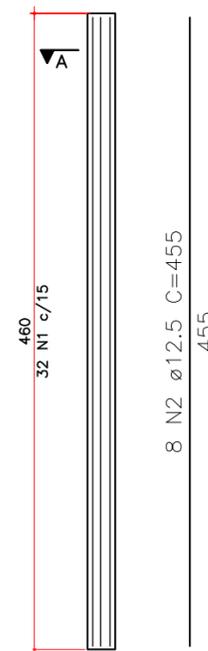
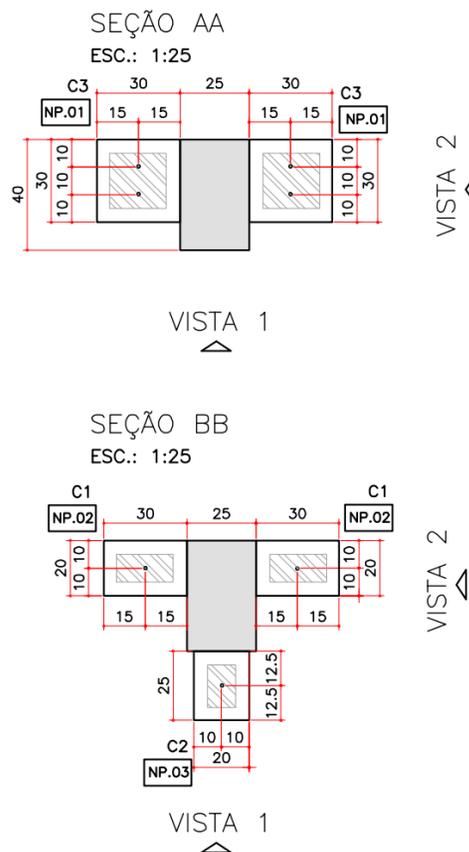
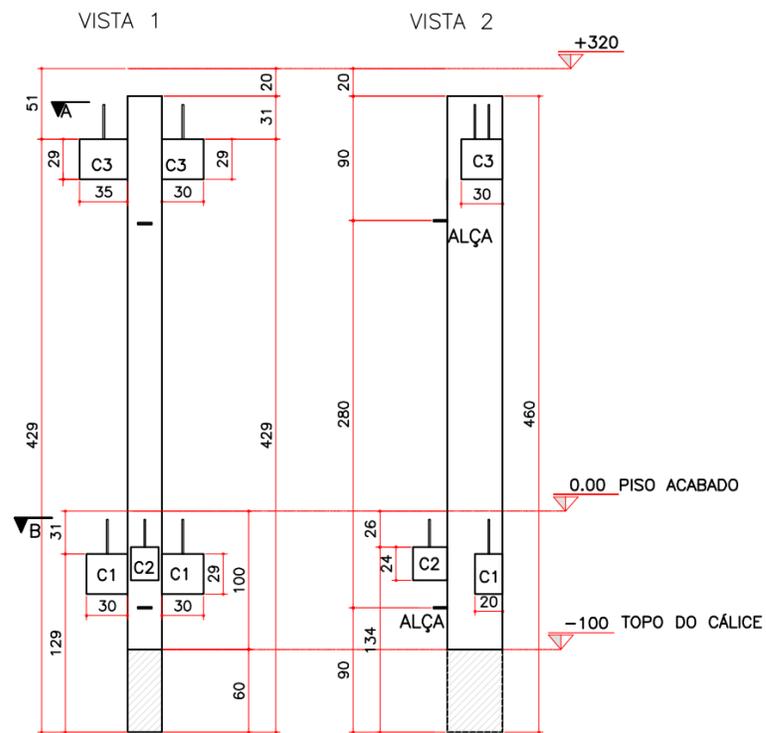
Cobrimento:	2.50 cm
VBVolume:	0.90 m <sup>3</sup>
Peso:	2250 Kg
Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa

001

1/1

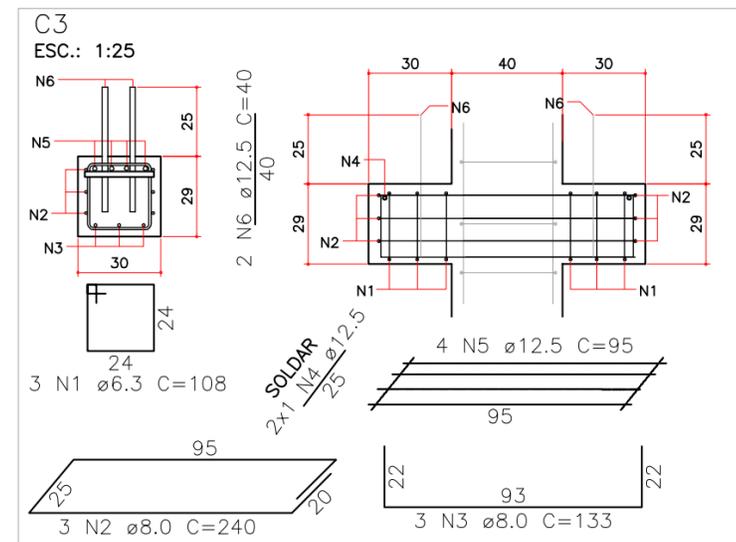
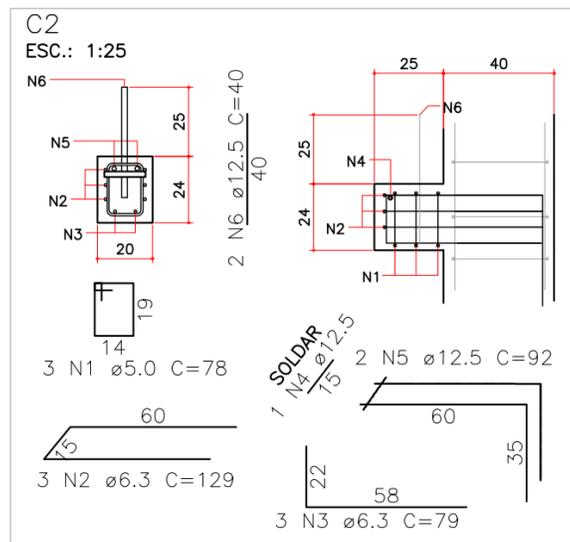
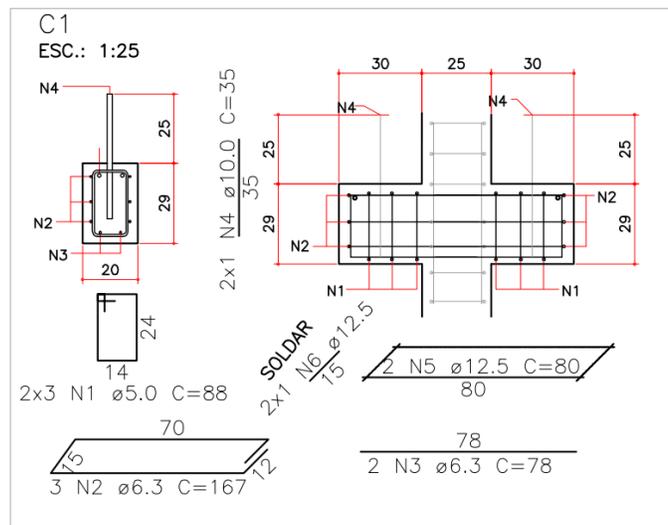


P2, P3, P4, P5, P6, P7  
 ESC.: 1:50



Resumo do aço

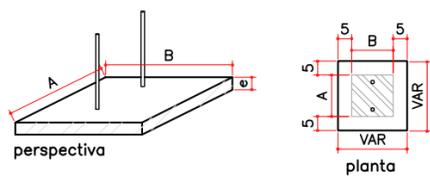
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	55.1	13.5
	8.0	11.2	4.4
	10.0	0.7	0.4
CA60	12.5	46.2	44.5
	5.0	7.7	1.2
PESO TOTAL			
CA50	62.8		
CA60	1.2		



RELAÇÃO DE PENAS	PENA	COR	ESPESS.
1	1	0.200	
2	7	0.100	
3	7	0.200	
4	7	0.400	
5	3	0.200	
6	7	0.600	
7	7	0.200	
8	1	0.600	
..	7	0.200	
252	252	0.200	
..	7	0.200	

ELASTÔMEROS  
 Medidas em milímetros

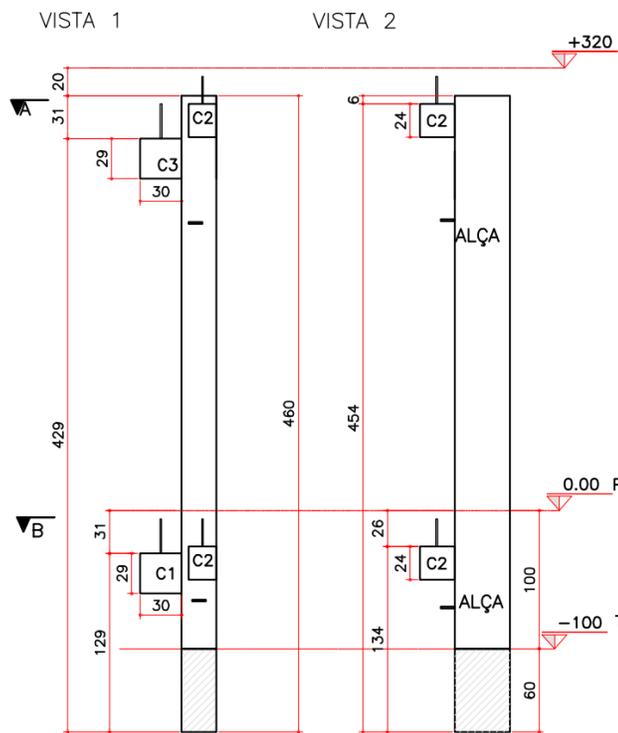
NP.	A	B	e	Qt
01	200	200	10	002
02	100	100	10	002
03	250	200	10	001



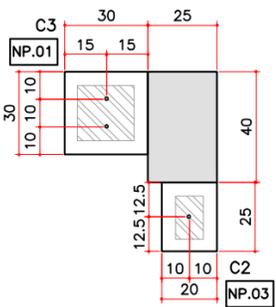
FORMATO A3 (420x297)

Obra: ESPAÇO ED. E URBANO 2		21/11/2014	
Peça: P2, P3, P4, ...		Qt.: 006	001 1/1
Cobrimento:	2.50 cm		
Volume:	0.55 m³		
Peso:	1375 Kg		
Fck: 15 MPa	Fck: 30 MPa		

P8  
ESC.: 1:50



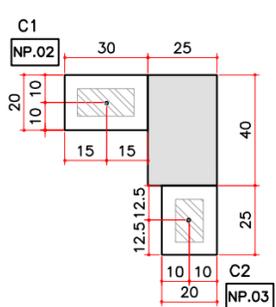
SEÇÃO AA  
ESC.: 1:25



VISTA 1

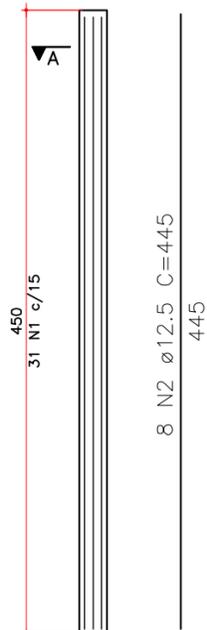
VISTA 2

SEÇÃO BB  
ESC.: 1:25

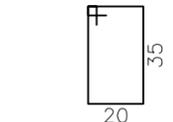
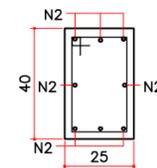


VISTA 1

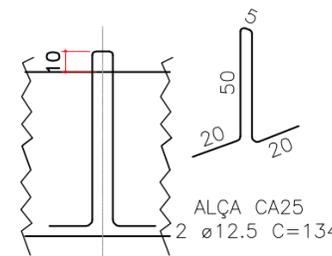
VISTA 2



SEÇÃO AA  
ESC.: 1:25

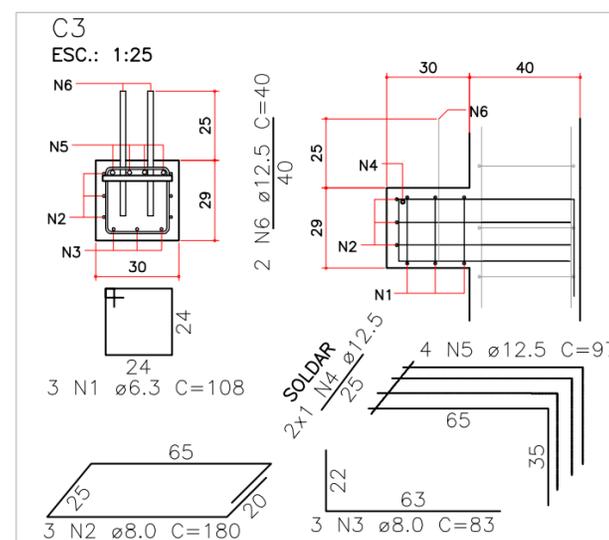
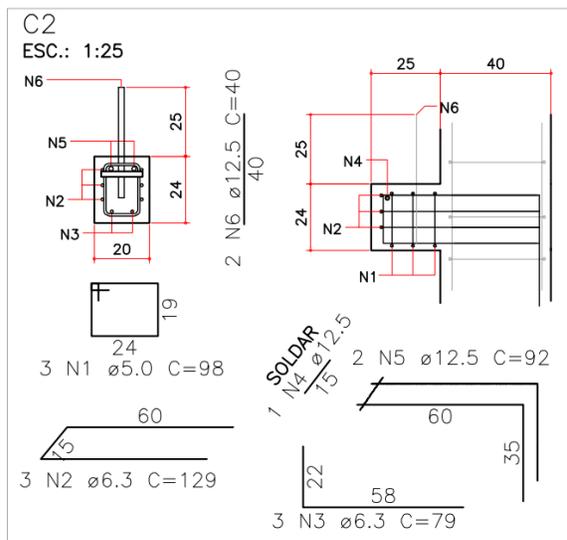
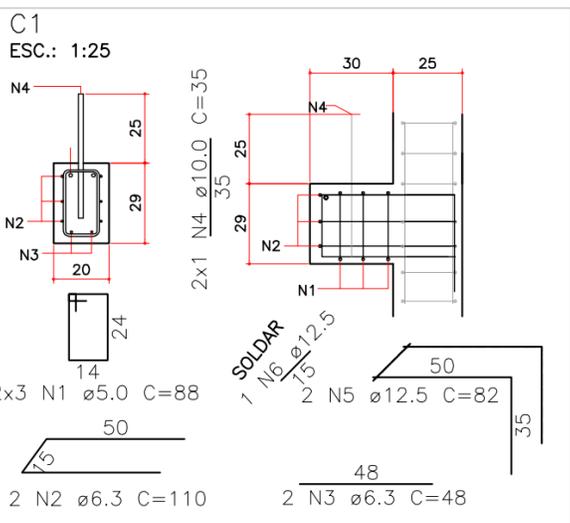


DETALHE ALÇA



Resumo do aço

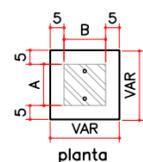
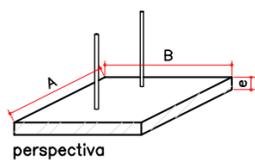
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	56.7	13.9
	8.0	7.9	3.1
	10.0	0.7	0.4
	12.5	48.2	46.4
CA60	5.0	11.2	1.7
PESO TOTAL			
CA50	63.8		
CA60	1.7		



RELAÇÃO DE PENAS	PENA	COR	ESPES.
1	1	0.200	
2	7	0.100	
3	7	0.200	
4	7	0.400	
5	3	0.200	
6	7	0.600	
7	7	0.200	
8	1	0.600	
..	7	0.200	
252	252	0.200	
..	7	0.200	

ELASTÔMEROS  
Medidas em milímetros

NP.	A	B	e	Qt
01	200	200	10	001
02	100	100	10	001
03	250	200	10	002



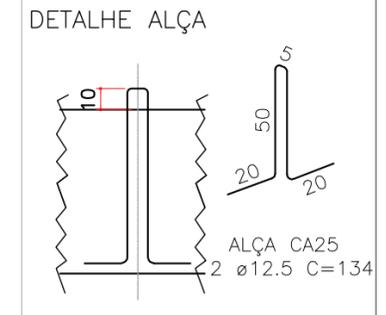
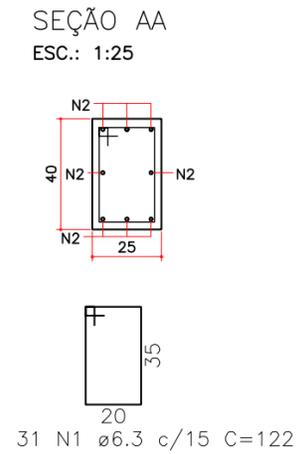
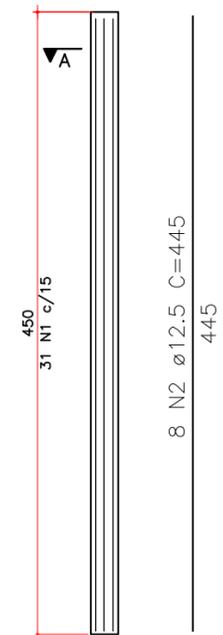
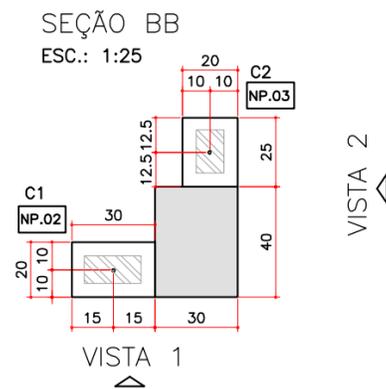
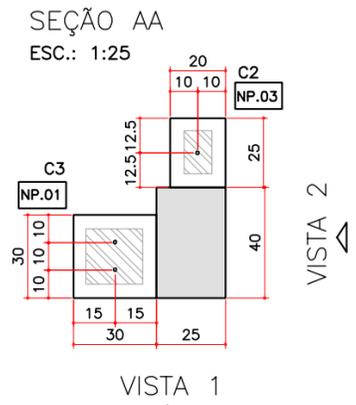
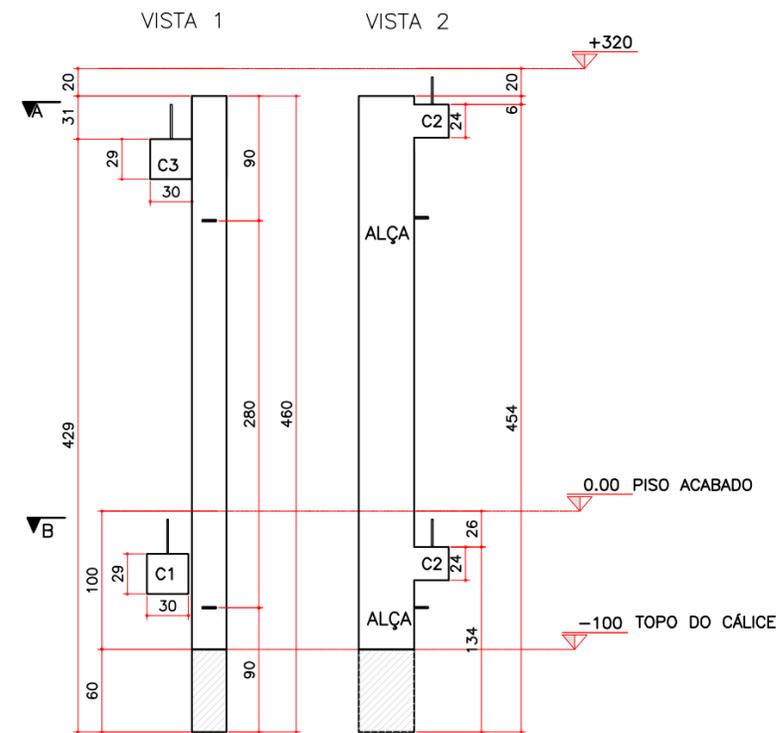
FORMATO A3 (420x297)

Obra: ESPAÇO ED. E URBANO 2		21/11/2014	
Peça: P8	Qt.: 001	Cobrimto:	2.50 cm
		Volume:	0.51 m³
		Peso:	1275 Kg
		Fcj: 15 MPa	Fck: 30 MPa
			<b>001</b>
			<b>1/1</b>



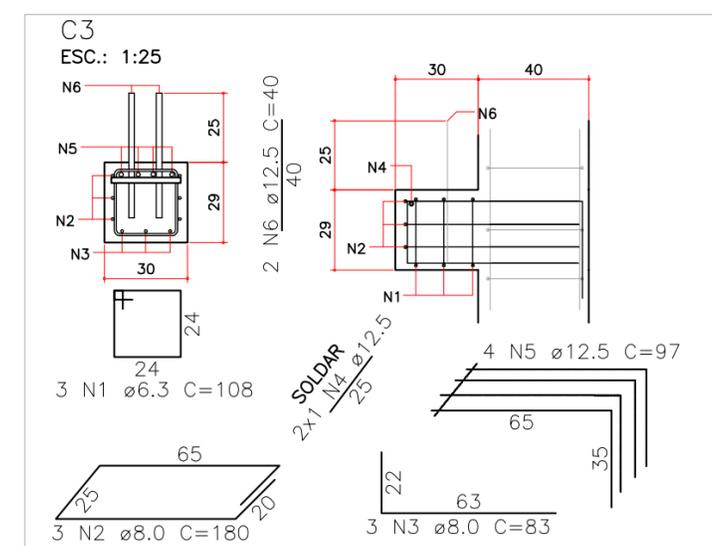
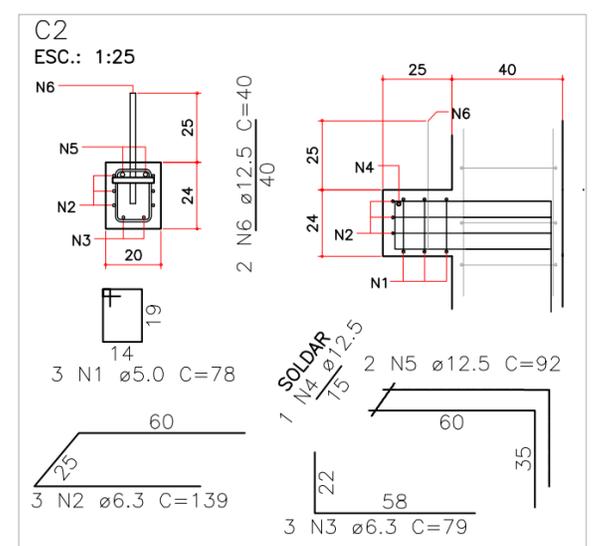
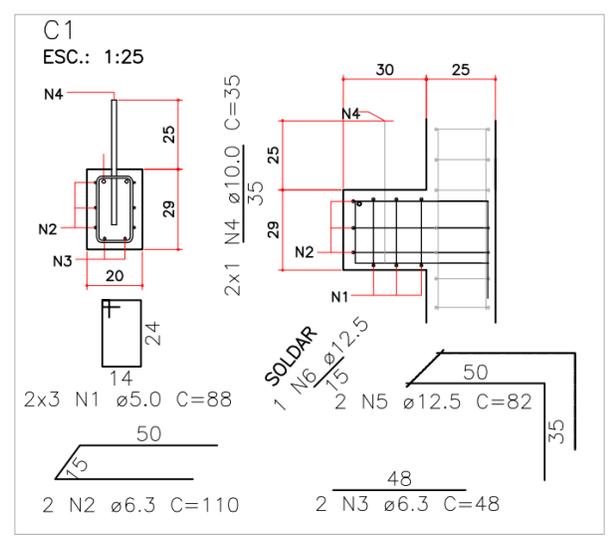


P16  
ESC.: 1:50



Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	57.3	14
	8.0	7.9	3.1
	10.0	0.7	0.4
	12.5	48.2	46.4
CA60	5.0	10	1.5
PESO TOTAL			
CA50	64		
CA60	1.5		

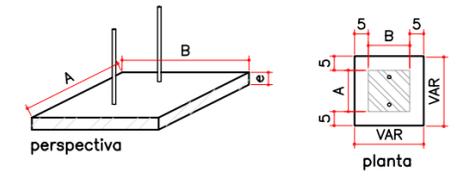


RELAÇÃO DE PENAS

PENA	COR	ESPES.
1	1	0.200
2	7	0.100
3	7	0.200
4	7	0.400
5	3	0.200
6	7	0.600
7	7	0.200
8	1	0.600
..	7	0.200
252	252	0.200
..	7	0.200

ELASTÔMEROS  
Medidas em milímetros

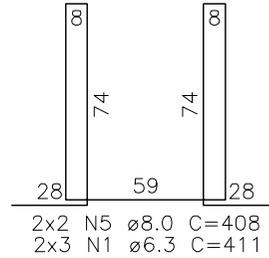
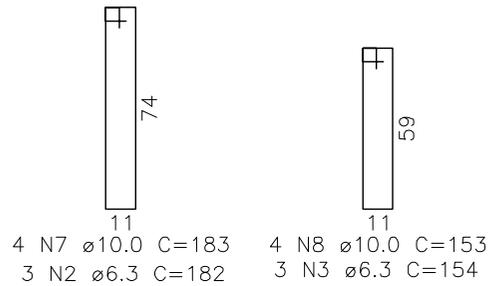
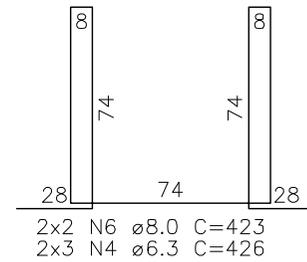
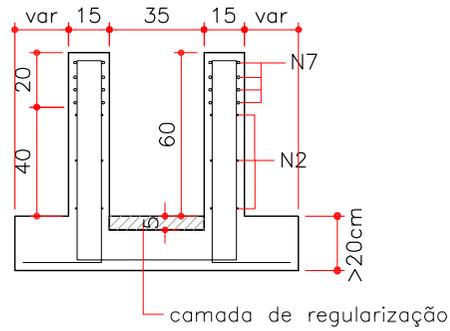
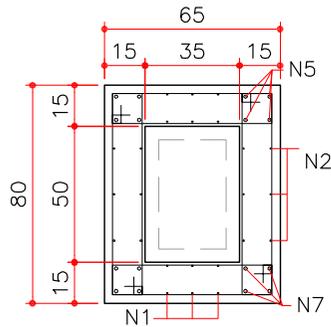
NP.	A	B	e	Qt
01	200	200	10	001
02	100	100	10	001
03	250	200	10	002



Obra: ESPAÇO ED. E URBANO 2		21/11/2014	
Peça: P16	Qt.: 001	Cobrimento:	2.50 cm
		Volume:	0.51 m³
		Peso:	1275 Kg
		Fck:	30 MPa
		Fcj:	15 MPa
		<b>001</b>	
		<b>1/1</b>	

FORMATO A3 (420x297)

CÁLICE P1, P8, P9, P16  
 ESC. 1:25



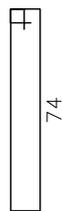
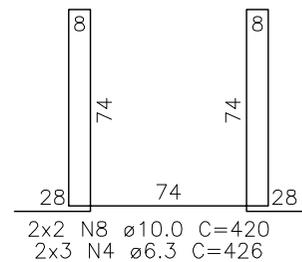
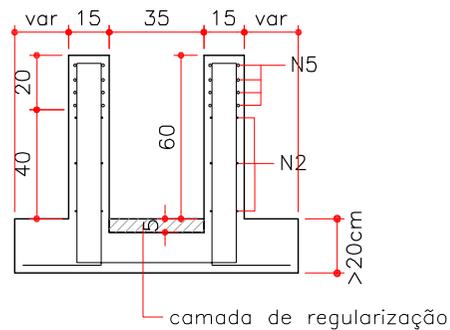
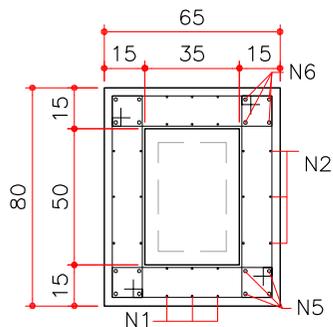
Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	60.3	14.8
	8.0	33.3	13.1
	10.0	13.5	8.3
PESO TOTAL			
CA50		36.2	

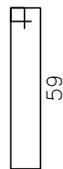
		21/11/2014	
Obra:	ESPAÇO ED. E URBANO 2		
Peça:	CÁLICES P1, P8, ...	Qt.: 004	
		Cobrimto:	2.50 cm
		Volume:	6.12 m³
		Peso:	1050 Kg
		Fck:	15 MPa
		Fcd:	39 MPa
		<b>001</b>	
		<b>1/1</b>	

CÁLICE P2, P3, P4, P5, P6, P7, P10, P11, P12, P13, P14, P15

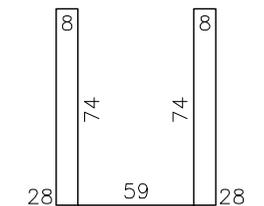
ESC. 1:25



4 N5 ø10.0 C=183  
3 N2 ø6.3 C=182



4 N7 ø10.0 C=153  
3 N3 ø6.3 C=154



2x2 N6 ø10.0 C=405  
2x3 N1 ø6.3 C=411

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	60.3	14.8
	10.0	46.5	28.6
PESO TOTAL			
CA50	43.4		

		21/11/2014	
Obra:	ESPAÇO ED. E URBANO 2		
Peça:	CÁLICES P2, P3, P4, ...	Qt.: 012	
		Cobrimto:	2.50 cm
		Volume:	6.12 m³
		Peso:	1050 Kg
		Fck:	15 MPa
		Fcd:	39 MPa
			<b>001</b>
			<b>1/1</b>