

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA  
CIVIL**

**Filipe Gimenez Ramos**

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DO  
PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO, CONSIDERANDO CONCRETO  
ARMADO, PROTENDIDO E ALVENARIA ESTRUTURAL**

Santa Maria, RS  
2019

**Filipe Gimenez Ramos**

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DO PAVIMENTO DE  
TRANSIÇÃO, CONSIDERANDO CONCRETO ARMADO, PROTENDIDO E  
ALVENARIA ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Gihad Mohamad

Santa Maria, RS  
2019

Ramos, Filipe

Análise da viabilidade técnica e econômica do pavimento de transição, considerando concreto armado, protendido e alvenaria estrutural / Filipe Ramos.- 2019.  
96 p.; 30 cm

Orientador: Gihad Mohamad

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2019

1. Análise quantitativa de um pavimento de transição
2. Comparativo entre concreto protendido e concreto armado I. Mohamad, Gihad II. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Declaro, FILIPE RAMOS, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

**Filipe Gimenez Ramos**

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DO PAVIMENTO DE  
TRANSIÇÃO, CONSIDERANDO CONCRETO ARMADO, PROTENDIDO E  
ALVENARIA ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

**Aprovado em 16 de dezembro de 2019:**



---

**Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)**  
(Presidente/Orientador)



---

**Andre Lübeck, Dr. (UFSM)**



---

**Alisson Simonetti Milani, Dr. (UNIPAMPA)**

Santa Maria, RS



## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a minha esposa Ana Paula Maran, pela paciência e companheirismo nas várias horas que passamos trabalhando juntos, também pela ajuda com as correções deste trabalho.

Agradeço ao meu orientador Gihad Mohamad que possibilitou a realização deste trabalho, com suas ideias e esclarecimentos.

Agradeço ao professor André Lubeck pelo auxílio e atenção dedicada durante este processo e ao professor Almir Barros da Silva Santos Neto, pelas contribuições sempre pertinentes.

Agradeço aos amigos e colegas Bóris Casanova Sokolovicz por me levar em suas viagens e me apresentar a universidade, ao sócio Marcus Thompsen Primo pela paciência durante os momentos de estudo e viagens e ao Luciano Cielo parceiro de viagem e de estudos sempre presente nos momentos decisivos, desta etapa.

A minha família pai, mãe e irmão, por todo carinho e apoio ao longo desta e de todas as trajetórias que percorri.

Agradeço a todos aqueles que contribuíram de forma direta e indireta, para que mais esta etapa fosse concluída, muito obrigado!

*“Aquele que tem a resposta e não a compreende é na verdade como aquele que nunca soube a resposta”*

(Mestre dos Magos)

## RESUMO

### ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DO PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO, CONSIDERANDO CONCRETO ARMADO, PROTENDIDO E ALVENARIA ESTRUTURAL

AUTOR: Filipe Gimenez Ramos  
ORIENTADOR: Gihad Mohamad

A escolha do sistema estrutural de edificação depende da análise e avaliação do projetista, que se baseia em alguns parâmetros para tomar sua decisão, tais como o tipo de edificação, seu uso e também os custos provenientes desta escolha. Outro fator importante nos dias de hoje é o impacto ambiental, por isso se torna cada vez mais importante o estudo de diferentes técnicas construtivas como o uso da alvenaria estrutural. Para tentar suprir essas demandas e viabilizar um maior uso da alvenaria estrutural, neste trabalho são comparados dois sistemas estruturais difundidos, o concreto armado e o concreto protendido, para um pavimento de transição de suporte de uma edificação, construída em alvenaria estrutural, com variação de 8 e 12 pavimentos. A partir do levantamento dos carregamentos e ações horizontais, foram dimensionados dentro dos estados limites ELU e ELS, pavimentos de transição comparando os quantitativos de materiais, alterando os sistemas em concreto armado e concreto protendido, além dos vãos entre pilares. Assim os sistemas em concreto protendido se mostraram mais vantajosos em relação de quantitativos de materiais e custo médio aproximado, sendo os sistemas com vãos reduzidos entre pilares os mais econômicos em questão de uso de materiais e os edifícios de 12 pavimentos mais viáveis em relação ao custo por área de transição.

**Palavras chave:** Alvenaria estrutural, concreto armado, concreto protendido, quantitativos.

## ABSTRACT

### ANALYSIS OF TECHNICAL AND ECONOMIC FEASIBILITY OF TRANSITION FLOOR, CONSIDERING REINFORCED CONCRETE, PRESTRESSED CONCRETE AND STRUCTURAL MASONRY

AUTHOR: Filipe Gimenez Ramos

ADVISOR: Gihad Mohamad

The choice of the structural building system depends on the analysis and evaluation of the designer, which is based on some parameters to make his decision, such as the type of building, its use and also the costs arising from this choice. Another important factor today is the environmental impact, so it is becoming increasingly important to study new construction techniques such as the use of structural masonry. To try to meet these demands and make possible greater use of structural masonry, this work compares two widespread structural systems, reinforced concrete, and prestressed concrete, for a transition floor to support a building, built-in structural masonry, with the variation of 8 and 12 floors. From the survey of loads and horizontal actions, transition floors were dimensioned within the limit states ELU and ELS, comparing the quantitative of materials, changing the reinforced concrete and prestressed concrete systems, as well as the gaps between pillars. Thus, prestressed concrete systems proved to be more advantageous in terms of material quantities and approximate average cost, with systems with a reduced span between columns being the most economical in terms of materials use and the most cost-effective 12 story buildings more viable concerning the cost per transition area.

**Keywords:** Structural masonry, reinforced concrete, prestressed concrete, quantitative.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tensões de tração e compressão no concreto.....	21
Figura 2: Viga de concreto armado com diagrama de tensões.....	21
Figura 3: Viga de concreto protendido com diagrama de tensões.....	23
Figura 4: comparativo entre carga e deslocamento para elementos em concreto armado e concreto protendido .....	24
Figura 5: Forças horizontais e axiais em pórticos .....	26
Figura 6: Lajes lisas.....	27
Figura 7: Lajes cogumelo com capitéis .....	28
Figura 8: Esforços isostáticos de protensão na seção .....	28
Figura 9: Esforços hiperestáticos de protensão .....	30
Figura 10: Espalhamento do carregamento .....	34
Figura 11: Distribuição de cargas sobre apoios de diferentes rigidezes.....	35
Figura 12 – Formação do efeito arco.....	36
Figura 13: Comparativo de momento fletor com e sem efeito arco .....	36
Figura 14: Deslocamento em função de tensões de tração .....	37
Figura 15: Distribuição de tensões .....	38
Figura 16: Situação de cálculo com carregamento equivalente a situação de projeto .....	39
Figura 17 - Arquitetura pavimento Tipo.....	47
Figura 18 - Disposição dos pilares para solução em concreto armado.....	49
Figura 19 - Disposição dos pilares para solução em concreto protendido .....	50
Figura 20 - Modelo sobre pilotis em concreto armado para 8 e 12 pavimentos.....	51
Figura 21 - Modelo sobre pilotis em concreto protendido para 8 e 12 pavimentos .....	51
Figura 22: Disposição das paredes e lajes .....	55
Figura 23: Ações na direção X para 8 pavimentos.....	59
Figura 24: Ações na direção Y para 8 pavimentos.....	59
Figura 25: Ações na direção X para 12 pavimentos.....	59
Figura 26: Ações na direção Y para 12 pavimentos.....	60
Figura 27: Forma parcial 8 CA.....	62
Figura 28: Forma parcial 12 CA.....	65
Figura 29: Forma Parcial 8 CP 7,5 .....	68
Figura 30: Disposição dos cabos do sistema 8 CP 7,5 .....	70
Figura 31: Forma parcial 12 CP 7,5 .....	71
Figura 32: Disposição dos cabos do sistema 12 CP 7,5 .....	73
Figura 33: Forma da transição 8 CP 5,0 .....	74
Figura 34: Disposição dos cabos do sistema 8 CP 5,0 .....	76
Figura 35: Forma da transição 12 CP 5,0 .....	77
Figura 36: Disposição dos cabos do sistema 12 CP 5,0 .....	79
Figura 37: Relação de aços totais entre sistemas.....	80
Figura 38: Relação de aços ativo/passivo entre sistemas .....	81
Figura 39: Resumo de concreto entre sistema .....	81
Figura 40: Relação de área de forma entre sistemas .....	82
Figura 41: Comparativo entre sistemas de 8 pavimentos para aço ativo / passivo .....	83

Figura 42: Comparativo entre sistemas de 8 pavimentos para aço total .....	83
Figura 43: Comparativo de volume de concreto entre sistemas de 8 pavimentos.....	84
Figura 44: Comparativo de área de formas entre sistemas de 8 pavimentos.....	84
Figura 45: Comparativo de materiais para sistemas de 8 pavimentos.....	85
Figura 46:Comparativo entre sistemas de 12 pavimentos para aço ativo / passivo .....	86
Figura 47: Comparativo entre sistemas de 12 pavimentos para aço total .....	87
Figura 48: Comparativo de volume de concreto entre sistemas de 12 pavimentos.....	87
Figura 49: Comparativo de área de formas entre sistemas de 8 pavimentos.....	88
Figura 50: Comparativo de materiais para sistemas de 12 pavimentos.....	88
Figura 51: Custos por área.....	90
Figura 52: Custos / área / pavimento .....	91

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental .....	52
Tabela 2: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto .....	53
Tabela 3: Especificações de cobrimento .....	53
Tabela 4: Cargas das paredes por pavimento (Kgf/m) .....	56
Tabela 5: Cargas das lajes - Pavimento Tipo (Kgf/m) .....	56
Tabela 6: Cargas das lajes - Pavimento cobertura (Kgf/m).....	57
Tabela 7: Cargas na base das paredes (Kgf/m), para 8 pavimentos .....	57
Tabela 8: Cargas na base das paredes (Kgf/m), para 12 pavimentos .....	58
Tabela 9: Coeficiente Gama Z.....	58
Tabela 10: Resumo por pavimento para sistema 8 CA .....	63
Tabela 11: Resumo por bitola e por elemento para sistema 8 CA .....	63
Tabela 12: Resumo por material e por elemento para sistema 8 CA .....	63
Tabela 13: Resumo dos blocos de enchimento 8 CA .....	64
Tabela 14: Resumo por elemento e por pavimento 12 CA.....	66
Tabela 15: Resumo por bitola e por elemento 12 CA .....	66
Tabela 16: Resumo por material e por elemento 12 CA .....	66
Tabela 17: Resumo dos blocos de enchimento 12 CA .....	67
Tabela 18: Resumo por elemento e por pavimento 8 CP 7,5 .....	69
Tabela 19: Resumo por bitola e por elemento 8 CP 7,5 .....	69
Tabela 20: Resumo por material e por elemento 8 CP 7,5 .....	69
Tabela 21: Resumo de cordoalhas engraxadas 8 CP 7,5 .....	70
Tabela 22:Resumo por pavimento e por elemento 12 CP 7,5 .....	72
Tabela 23:Resumo por bitola e por elemento 12 CP 7,5 .....	72
Tabela 24:Resumo por material e por elemento 12 CP 7,5 .....	72
Tabela 25: Resumo de cordoalhas engraxadas 12 CP 7,5 .....	73
Tabela 26: Resumo por elemento e por pavimento 8 CP 5,0 .....	75
Tabela 27: Resumo por bitola e por elemento 8 CP 5,0 .....	75
Tabela 28: Resumo por material e por elemento 8 CP 5,0 .....	75
Tabela 29: Resumo de cordoalhas engraxadas 8 CP 5,0 .....	76
Tabela 30: Resumo por elemento e por pavimento 12 CP 5,0 .....	78
Tabela 31: Resumo por bitola e por elemento 12 CP 5,0 .....	78
Tabela 32: Resumo por material e por elemento 12 CP 5,0 .....	78
Tabela 33:Resumo de cordoalhas engraxadas 12 CP 5,0 .....	79
Tabela 34: Resumo de materiais dos sistemas .....	80
Tabela 35: Resumo de materiais entre sistemas com 8 pavimentos.....	82
Tabela 36: Resumo de materiais entre sistemas com 12 pavimentos.....	85
Tabela 37: Valores estimados dos materiais .....	89
Tabela 38: Custo de materiais para os sistemas .....	89

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1 Objetivos .....	14
1.1.1 Objetivo geral .....	14
1.1.2 Objetivos específicos .....	15
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>16</b>
2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS .....	19
2.1.1 Concreto armado .....	20
2.1.2 Concreto protendido .....	23
2.1.3 Alvenaria estrutural.....	30
2.2 INTERAÇÃO ENTRE ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURA DE CONCRETO .....	35
<b>3. CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS</b> .....	<b>41</b>
3.1 Segurança e Estados Limites .....	42
3.1.1 Estado limite último .....	43
3.1.2 Estado limite de serviço .....	44
<b>4. METODOLOGIA</b> .....	<b>45</b>
4.1 Análise Comparativa Entre Sistemas.....	45
4.2 Projeto De Arquitetura.....	45
4.3 Configurações Para Simulação .....	48
4.4 Critérios De Projeto.....	52
4.5 Levantamento dos Carregamentos.....	54
<b>5. RESULTADO E DISCUSSÕES</b> .....	<b>61</b>
5.1 DIMENSIONAMENTO .....	61
4.1.1 Transição em concreto armado para oito pavimentos – 8 CA.....	61
4.1.2 Transição em concreto armado para doze pavimentos – 12 CA.....	64
4.1.3 Pavimentos de transição em concreto protendido.....	67
5.2 ANÁLISES ENTRE SISTEMAS.....	79
5.2.1 Análise dos sistemas com oito pavimentos .....	82
5.2.2 Análises dos sistemas com doze pavimentos.....	85
5.3 CUSTO ESTIMADO .....	89
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>92</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>94</b>



## 1. INTRODUÇÃO

Diferentes tipos de sistemas estruturais podem ser adotados em edificações, sendo a escolha do sistema adequado depende da avaliação do projetista, levando em consideração algumas variáveis, como: o projeto, os custos, a utilização da edificação e também os recursos disponíveis, entre outros fatores.

Entre os principais sistemas, têm-se as edificações totalmente estruturadas, ou seja, com pilares, vigas e lajes dimensionadas, podendo ser de diferentes materiais, como concreto, aço e madeira, onde suas paredes têm o papel exclusivamente de vedação, sem função estrutural. Sendo o material mais utilizado nesse sistema o concreto, podendo ser concreto armado ou concreto protendido.

Além das edificações totalmente estruturadas, também é muito utilizada a alvenaria estrutural. O sistema onde as paredes têm a função estrutural da edificação, um composto monolítico formado por blocos de concreto, cerâmicos, entre outros materiais, e argamassa de assentamento. A alvenaria estrutural pode ser dividida em dois tipos, a alvenaria estrutural armada e a não armada, que será definida a partir da altura, geometria e esforços atuantes na edificação. Segundo Mohamad, Machado e Jantsch (2017), a alvenaria estrutural é o sistema onde são utilizados blocos vazados modulares e não modulares, com processos e métodos construtivos e controle tecnológico, seguindo critérios normativos de dimensionamento e racionalização.

Uma das áreas da engenharia civil que apresenta maior potencial de crescimento é a de edifícios em alvenaria estrutural, técnica utilizada desde a antiguidade, em edificações e monumentos. A alvenaria estrutural perdeu espaço com a chegada do aço e do concreto armado, que devido sua flexibilidade de utilização, permitiu a construção de edificações mais audaciosas. Porém nos últimos anos este sistema construtivo tem ganhado espaço, isso se deve principalmente a economia obtida por esse sistema estrutural em relação ao convencional concreto armado e alvenaria de vedação, por propiciar uma maior racionalidade na execução da obra, reduzindo o consumo e o desperdício dos materiais. Segundo Silva (2005), essa economia pode chegar a 30% do valor da estrutura para edifícios em alvenaria não-armada de até oito pavimentos.

Ainda, o crescimento do poder aquisitivo da população gerou um consequente aumento da frota de veículos de uso pessoal, exigindo nas edificações residenciais mais vagas de

garagem. Ao mesmo tempo em que a necessidade de espaço, de métodos construtivos sustentáveis e de técnicas com menor custo aumenta a disponibilidade de lotes urbanos com tamanho compatível às necessidades tanto de consumidores quanto de construtores reduz.

A fim de tornar viável o uso da alvenaria estrutural e suprir a demanda por vagas de garagem e áreas de uso comum nas edificações, o uso de estruturas de concreto armado nos primeiros pavimentos (pilotis) tornou-se uma alternativa como base de sustentação para as edificações em alvenaria estrutural. Sendo assim, se faz necessário o estudo de diferentes tipos de sistemas estruturais para a transição em concreto armado com objetivo de definir um sistema mais econômico e viável, para este tipo de edificação.

Pode-se também ser utilizado o sistema misto, unindo os métodos anteriormente citados, sistema estruturado e alvenaria estrutural, devido à necessidade de vãos maiores nos primeiros andares, em função da utilização, como o caso de garagens, salões de festa, entre outros. O sistema misto torna-se uma alternativa interessante, sendo utilizado o primeiro pavimento totalmente estruturado e os pavimentos superiores em alvenaria estrutural, mantendo assim as principais vantagens de cada sistema.

Entretanto, apesar da utilização de pavimentos de transição em concreto armado como base para edificações em alvenaria estrutural parecer simples e eficaz, precisa-se ter alguns cuidados em relação a sua utilização. O primeiro ponto a ser estudado para a utilização deste sistema é o efeito arco, que ocorre em alvenarias apoiadas em bases rígidas, sendo este fenômeno presente quando o painel, seja de alvenaria estrutural ou de concreto armado, possui apoios de rigidezes diferentes e assim levando as cargas aos pontos de maior rigidez, contrário ao que ocorre em edificações construídas em alvenaria estrutural desde a sua base, onde os carregamentos são uniformemente distribuídos.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 **Objetivo geral**

O objetivo geral deste trabalho é comparar os quantitativos de materiais utilizados em um pavimento de transição para suporte de uma edificação executada em alvenaria estrutural, comparando sistemas estruturais, sendo um composto por pilares, lajes e vigas em concreto armado convencional e outro composto por pilares e laje plana em concreto protendido.

### 1.1.2 Objetivos específicos

Em decorrência do objetivo principal da pesquisa, são definidos os seguintes objetivos secundários:

- a) Quantificar os materiais para pavimentos de transição de suporte de edificação em alvenaria estrutural de blocos de concreto com 8 e 12 pavimentos, dimensionados a partir dos estados limites ELU e ELS;
- b) Comparar os custos estimados de materiais obtidos a partir do dimensionamento das estruturas propostas;

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A tomada de decisão é necessária ao longo de todo o ciclo de desenvolvimento de qualquer projeto. A fase de pré-projeto requer decisões relativas à viabilidade, a localização e a seleção do tipo de edificação. Na fase de construção, são necessárias as tomadas de decisão a fim de resolver problemas técnicos, assim como otimizar o uso do canteiro de obras para torná-lo mais acessível e efetivo. Deve-se considerar que quase todas as decisões trazem efeitos desejáveis e indesejáveis, como por exemplo, a contratação de mão de obra como fator determinante, no caso do preço mais baixo, o investidor muitas vezes decide pela situação com maior risco (NOWAK *et al.*, 2016).

Um tema que se torna cada vez mais recorrente na área da construção civil é a inovação tecnológica que segundo Sabbatini (1989), pode ser entendida como um aperfeiçoamento tecnológico, resultante das atividades de pesquisa e desenvolvimento tanto nas empresas quanto nas instituições de pesquisa, aplicado ao processo de produção de um edifício. Desta forma, busca-se a melhoria de desempenho, qualidade e/ou custo da edificação. Esse progresso nas etapas construtivas é dado devido à concorrência entre empresas do setor, e assim a necessidade de técnicas racionais e sustentáveis inovadoras podem representar vantagem competitiva de uma empresa sobre a outra, em relação a custos e qualidade final do empreendimento.

Amorim (1999) caracteriza a inovação de produto para a construção, pela introdução de novos produtos para a construção na forma de insumos, onde o resultado final não é alterado evidentemente na visão do usuário final. No entanto, existe a alteração do processo de produção e assim representando uma inovação para as construtoras e seus fornecedores. Como exemplo, tem-se o uso da alvenaria estrutural, como alternativa inovadora, aliada ao concreto armado, podendo ser convencional ou protendido no pavimento de transição.

Entre as prioridades das empresas na construção civil está a economia na execução das obras. Deste modo, construir passou a ser uma questão de custo e controle de gastos, para isso, manter a busca por novas técnicas que facilitam o serviço, que tem por objetivo de os empreendimentos atuar na relação preço e qualidade. A fim de aprimorar-se em relação ao crescimento e desenvolvimento do mercado imobiliário, a engenharia busca novas técnicas, como por exemplo, a alvenaria estrutural, que está sendo empregada por diversas empresas e sido vista como uma evolução significativa na redução dos custos e nas soluções para o desperdício de materiais em obra (FERNADES; SILVA FILHO, 2010).

Entre os principais fatores que impulsionam o emprego de novas técnicas, destacam-se a necessidade de introduzir um ritmo de obra e uma maior produtividade devido à concorrência, o aumento do número de andares dos edifícios, devido ao encarecimento dos terrenos urbanos, os grandes vãos proporcionados por diferentes tipos de lajes, como as lajes planas e nervuradas (protendidas ou não), que proporcionam mais vagas de garagem, assim como a industrialização que foi um avanço no conceito de racionalização, tornando a construção civil um processo de montagem.

Em uma construção as principais decisões são tomadas na fase de projeto, sendo medidas que impactam em todos os aspectos de uma edificação ou obra de arte, seja em questão de tempo de execução, geração de resíduos, retrabalho durante a construção, interferência entre sistemas (estrutural, hidrossanitário, elétrico, gás, entre outros), o que ao final do empreendimento se resume em custos. Além disso, outras decisões como o sistema estrutural adotado impactam tanto quanto os itens anteriormente citados ou mais, logo cada decisão tomada na fase de projeto de uma construção impactará no custo final da mesma.

Para solucionar questões como as citadas acima, muitos estudos estão sendo realizados buscando novos e inovadores processos construtivos, a fim de melhorar o ritmo das construções e os métodos utilizados, tanto para habitações populares como em outras áreas do setor. Salgado (1996) destaca que o desenvolvimento de novos processos construtivos deve considerar o melhor desempenho técnico possível com o mínimo de custo, e que para isso é necessário que os esforços das construtoras em aumentar a produção, sejam somados ao trabalho dos pesquisadores interessados no aprimoramento do setor.

Atualmente no Brasil a alvenaria estrutural é empregada em todo o território nacional, em grande parte devido a programas sociais como o “Minha Casa Minha Vida”, devido à economia gerada pelo sistema, obtida pelo processo executivo de maior racionalidade, aumentando assim a demanda deste tipo de construção. Sendo assim, se faz necessário viabilizar as obras em alvenaria estrutural, pois os terrenos estão cada vez mais escassos e caros, o que em alguns casos não permite a construção da edificação em alvenaria estrutural desde a sua base, havendo a necessidade de aliar a alvenaria estrutural a um sistema que viabilize de forma mais econômica e flexível a utilização de garagens e áreas recreativas nos pavimentos inferiores.

Para suprir tais necessidades da alvenaria estrutural, utiliza-se o pavimento de transição em concreto armado, que se torna viável devido à facilidade de utilização e flexibilidade. Entretanto, assim como a alvenaria estrutural, o concreto protendido também está ganhando espaço no cenário brasileiro, visto que possui as mesmas vantagens do concreto armado convencional acrescidas a utilização de maiores vãos, possibilitando assim a eliminação de elementos estruturais como vigas e a redução de pilares e fundações.

O desenvolvimento da tecnologia no sistema de concreto protendido tem efeito notório sobre a economia, o comportamento estrutural e os aspectos técnicos de uma solução em concreto. Principalmente em edificações, o potencial contido na protensão de elementos estruturais está longe de ser aproveitado em sua totalidade, visto que projeto de uma edificação costuma envolver o dono do empreendimento, os projetistas, incluindo o arquiteto e o engenheiro estrutural, o construtor e muitas vezes, a solução em concreto protendido deixa de ser usada porque um dos participantes não está familiarizado com a tecnologia da protensão e suas vantagens como maior liberdade arquitetônica, vãos maiores e maior flexibilidade, estruturas de transição resolvendo o conflito da descontinuidade vertical no uso da edificação, ou mudança do sistema estrutural, gerando ambientes amplos e livres de pilares, garagens generosas, etc. Em resumo, a pós-tensão promove o concreto e melhora a qualidade da estrutura. (SCHMID, 2000).

Mohamad (2017) considera que o sucesso de um empreendimento em alvenaria estrutural passa por um projeto adequado, já que os projetos em alvenaria estrutural possuem algumas restrições, como, volumetria, simetria, dimensões máximas dos vãos e flexibilidade da planta. A busca pela melhor solução para cada situação, é o resultado do equilíbrio das decisões e ações tomadas na fase de projeto

Para Albuquerque (1987) o planejamento de um edifício envolve uma grande quantidade de informações e conhecimentos, podendo ser divididos em quatro fases: o planejamento do empreendimento que trata dos fatores necessários à realização do mesmo, como a escolha do terreno, definição do tipo de edificação, cálculo estimado de custo e lucro, equipes participantes e os demais aspectos ligados ao empreendimento.

Pode-se dizer que o termo sustentabilidade está relacionado ao desenvolvimento tecnológico sem agressão ao meio ambiente e a utilização dos recursos naturais de forma mais inteligente. Tal conceito foi apresentado ao público pela primeira vez na década de 80, pelo

Relatório Brundtland e estava voltado principalmente a construção civil. Sua principal discussão era a abrangência e os alcances que esses conceitos iriam atingir, no que se refere à sustentabilidade na construção civil. Para que uma mudança efetiva ocorra nesta área, se faz necessária a iniciativa de vários setores, empresas, indústrias, órgãos públicos e privados, onde todos devem se atualizar, buscar formas de agredir cada vez menos o meio ambiente e introduzi-las gradativamente nas obras, sempre buscando soluções e opções econômicas e viáveis para a construção civil (CÔRREA, 2009).

Corrêa (2009) ainda afirma que existem três condições para um empreendimento sustentável, um projeto com qualidade, não haver informalidade, desde a busca por materiais até o despejo e por fim a busca constante por inovação.

Apesar da construção civil ser umas das principais indústrias do país, seu crescimento é desestruturado. Carneio *et al.*, (2001) relatam que o uso dos recursos do planeta por parte da construção civil é alarmante, sendo responsável pelo consumo de cerca de 20 a 50% do total dos recursos naturais consumidos pela sociedade.

Para construir com qualidade e eficiência deve-se adaptar os melhores materiais e as melhores tecnologias dentro de um padrão aceitável, buscando alternativas que viabilizem a execução da obra a um prazo e custo mínimos. Para isso o projetista deve lidar com três itens básicos, o clima, a edificação e as pessoas que a ocupam. Portanto pensar no impacto que as edificações causam no meio ambiente, torna-se premissa básica de engenheiros e arquitetos projetistas da atualidade. (MOHAMAD, MACHADO, JANTSCH 2017).

## 2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

De acordo com Sabbatini (1989), sistema construtivo se trata de um processo construtivo de elevadas etapas de organização e sistematização, sendo constituído por um conjunto de elementos e componentes integrados pelo processo. No Brasil existem diversos tipos de sistemas construtivos, devido ao constante aprimoramento da indústria da construção civil, nos dias de hoje destacam-se as estruturas em concreto armado e/ou protendido e alvenaria estrutural, podendo também ser feito um sistema misto, integrando os dois sistemas.

Os sistemas estruturais são formados por elementos. Estas peças podem ser classificadas de acordo com sua geometria, sendo algumas das classificações:

- a) Elementos lineares: onde uma das suas dimensões se destaca em relação as outras, na relação entre altura, largura e comprimento, os elementos lineares mais comuns são vigas e pilares, esses elementos são chamados “barras”.
  
- b) Elementos bidirecionais: onde a largura e comprimento possuem grandezas semelhantes, porém muito maiores que a espessura, são chamados elementos de superfície, podem ser apontados como exemplos mais comuns as lajes e as paredes de concreto, no caso de reservatórios e contenções.
  
- c) Elementos de superfície: podem ser cascas (superfícies curvas), placas ou chapas (superfícies planas).
  
- d) Elementos tridimensionais: onde as três dimensões tem a mesma ordem de grandeza, são chamados elementos de grandeza, os mais comuns são blocos e sapatas de fundação (BASTOS 2006).

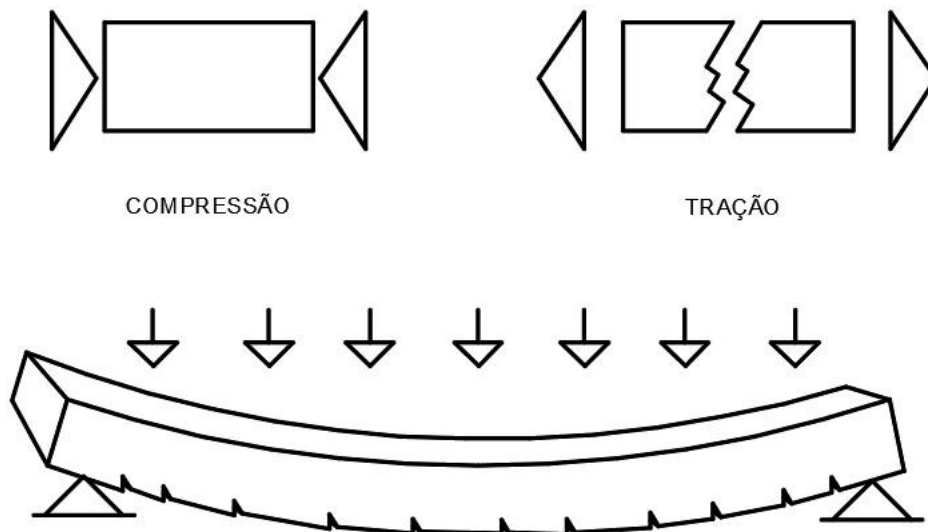
Para atingir melhores resultados na construção civil, neste trabalho se optou por estudar e mesclar três dos sistemas estruturais mais comuns no Brasil, assim busca-se extrair o melhor de cada sistema, gerando assim ganhos de material e mão de obra, conseqüentemente reduzindo custos e geração de entulhos, possibilitando melhores práticas, também auxiliando e dando mais opções ao projetista, com técnicas que flexibilizam as estruturas, principalmente nos pavimentos de áreas de uso comum, onde a necessidade de espaços e vão maiores se faz necessária. Os sistemas estudados são o concreto armado convencional, o concreto protendido e a alvenaria estrutural.

### **2.1.1 Concreto armado**

O concreto é um material composto de água, cimento e agregados, que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém sozinho não é adequado para a utilização estrutural, como um elemento resistente, pois é pouco resistente as tensões de tração. Geralmente sua resistência as tensões de tração é de cerca de 10% da sua resistência à compressão, sendo que esses tipos de solicitações estão comumente presentes nas estruturas das construções usuais, como vigas, elementos fletidos que em uma mesma seção transversal existem tensões de compressão e de tração, como mostra a Figura 1 (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2017).



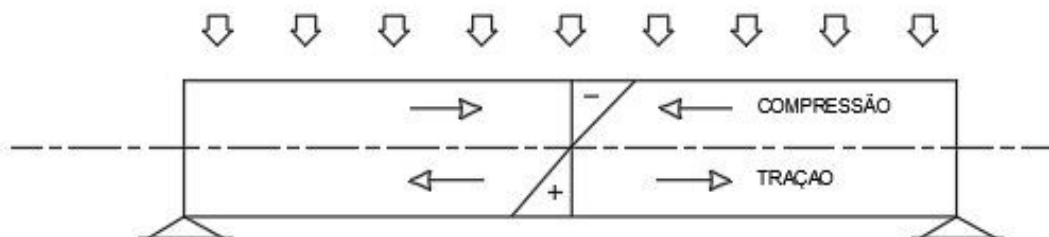
Figura 1: Tensões de tração e compressão no concreto



Fonte: Adaptado de Cauduro, 2002.

Bastos (2006) define o concreto armado como a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes. A armadura do concreto armado é chamada de armadura passiva, pois as únicas tensões e deformações nela aplicadas devem ser exclusivamente devido aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida. A necessidade do trabalho conjunto entre o concreto e a armadura, pode ser visto na Figura 2, onde a viga de concreto simples se rompe bruscamente ao surgimento das primeiras fissuras, após as tensões de tração, superarem a resistência do concreto, entretanto a colocação da armadura passiva, posicionada na região tracionada, supre as necessidades de resistência às tensões atuantes na viga (BASTOS, 2006).

Figura 2: Viga de concreto armado com diagrama de tensões



Fonte: Adaptado de Cauduro, 2002.

Ainda segundo Bastos (2006), o concreto e o aço podem ser utilizados em conjunto, porque os coeficientes de dilatação térmicas dos dois materiais é praticamente a mesma. Outro fator importante, é que o concreto protege o aço da corrosão, garantindo a durabilidade do sistema, quando respeitada a espessura de cobrimento de concreto que protege a barra de aço dos agentes agressivos do ambiente.

Assim como todo material utilizado para determinada finalidade, o concreto armado apresenta algumas vantagens e desvantagens quanto ao seu uso estrutural. Entre as principais vantagens do concreto armado, destaca-se a boa resistência à maioria das solicitações e também a boa trabalhabilidade, ou seja, se adapta a várias formas, permitindo assim maior liberdade ao projetista. O concreto armado permite a obtenção de estruturas monolíticas, ao contrário de outros materiais, como aço, madeira e estruturas pré-moldadas, existindo aderência entre o concreto já endurecido e o lançado posteriormente, facilitando a transmissão de esforços. Quando bem executado e em acordo com as normas o concreto armado é um material durável, apresentando também durabilidade e resistência ao fogo superior que a madeira e o aço.

Do ponto de vista econômico, o concreto armado também se torna vantajoso, pois no Brasil os seus componentes são facilmente encontrados e relativamente a baixo custo, assim como sua execução é relativamente rápida.

Por outro lado, o concreto armado possui algumas desvantagens, tais como, peso próprio elevado em relação à resistência, resultando em elementos com dimensões maiores comparados ao aço, por exemplo, sendo seu peso específico de  $2.500 \text{ Kg/m}^3$ . Com isso seu uso tem limitação em determinadas situações e custo elevado pois, sua execução necessita de um sistema de fôrmas e escoramento que geralmente precisam permanecer no local enquanto o concreto alcança resistência suficiente. Outra desvantagem são as reformas e adaptações que podem se tornar muitas vezes de difícil execução. A propagação de som e calor no concreto armado pode se tornar um problema, sendo necessária em alguns casos a associação com outros materiais para solucionar esta situação.

Nas vigas de concreto armado, as armaduras são colocadas nas zonas de tração, e devido à aderência entre o concreto e o aço, este se alonga junto com o concreto e com a fissuração, as tensões de tração são absorvidas pelas armaduras. Mas a fissuração existente no concreto armado provoca alguns inconvenientes, como o favorecimento da corrosão das armaduras e a redução da rigidez dos elementos estruturais, acarretando em maiores deformações na estrutura.

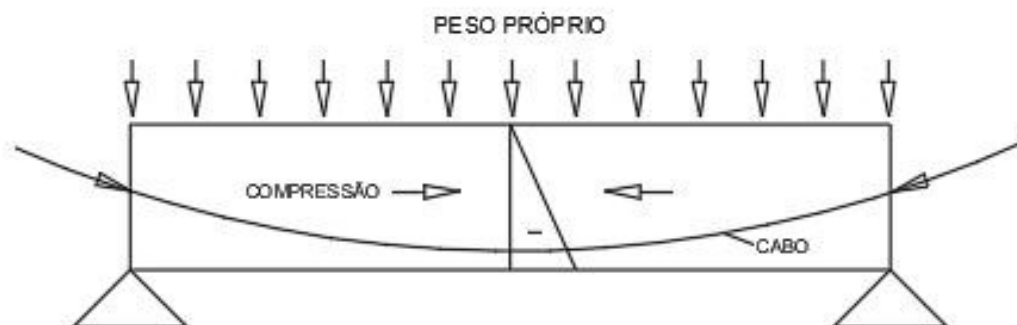
### 2.1.2 Concreto protendido

Com a mudança dos estilos e modernização dos projetos arquitetônicos, tornou-se frequente a utilização de grandes vãos livres e também a redução do número de pilares, surgindo assim a necessidade da utilização de novas tecnologias, sendo que nessas condições o concreto armado convencional não consegue oferecer soluções estruturais competitivas. Assim a protensão surgiu para revolucionar o uso do concreto armado, superando as limitações das armaduras passivas, viabilizando a utilização de grandes vãos.

De acordo com Loureiro (2017), concreto protendido pode ser definido como aquele em que as armaduras ativas ou de protensão, constituídas de aços de alta resistência, são previamente tracionadas e ancoradas no concreto, seja por sistemas de ancoragem ou aderência, com o objetivo de gerar tensões de compressão nas regiões onde o carregamento externo irá provocar tensões de tração, resultando num melhor comportamento em serviço e maior resistência do elemento protendido. Concreto protendido é o concreto armado ao qual se acrescenta mais um carregamento através de cabos de protensão. São peças de concreto, tais como vigas e lajes, nas quais tensões internas são induzidas por meio de aço de protensão, acrescenta Cauduro (2002).

O objetivo da protensão é eliminar as tensões de tração no concreto ou limitá-las a valores admissíveis para as cargas em serviço, conforme mostrado na Figura 3, permitindo que se considere no cálculo das flechas a seção bruta de concreto, cujo momento de inércia é de duas a três vezes maior do que a da seção fissurada (LOUREIRO, 2017).

Figura 3: Viga de concreto protendido com diagrama de tensões

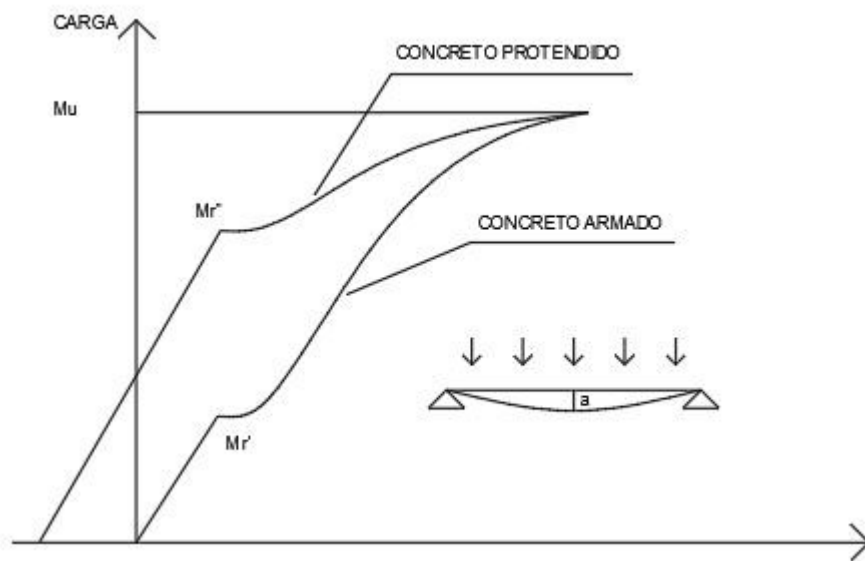


Fonte Adaptado de Loureiro, 2017.

A pré-compressão, decorrente do pré-alongamento da armadura ativa, aumenta substancialmente a capacidade de resistir ao carregamento externo necessário antes de iniciar a

fissuração. Na Figura 4, pode-se ver a diferença da curva carga-flecha em um elemento de concreto armado (CA) e em um elemento com armadura de protensão (CP), ambas têm a mesma capacidade última ( $M_u$ ), entretanto a peça protendida tem um momento de fissuração ( $M_r''$ ) muito maior que a viga de concreto armado. Devido a contraflecha inicial da viga protendida, suas deformações iniciais são menores do que a viga de concreto armado, para um mesmo nível de carregamento.

Figura 4: comparativo entre carga e deslocamento para elementos em concreto armado e concreto protendido



Fonte Adaptado de Loureiro, 2017.

Dentre as principais vantagens de um sistema que utiliza o concreto protendido, pode-se citar:

- a) A redução da seção dos elementos estruturais, quando comparados ao concreto convencional, levando as peças em concreto protendido a terem um peso próprio menor e viabilizando estruturas com grandes vãos.
- b) Controle das deformações, controle do comportamento no estado de serviço, podendo limitar a valores menores que em estruturas similares em aço ou concreto armado convencional.
- c) Maior durabilidade quando executado de forma correta, pois elimina as tensões de tração responsáveis pela fissuração, protegendo as armaduras.

d) Maior resistência a fadiga, pelo uso de aço de baixa relaxação, e das tensões provenientes de cargas moveis serem muito pequenas, comparadas a resistência característica do aço. No caso de lajes planas protendidas permite-se menor distância entre pisos, gerando economia em edifícios altos.

Existem também desvantagens no uso da protensão, como a exigência do uso de concretos com maior resistência e maior controle na execução. Os aços de alta resistência exigem maiores cuidados, pois são mais suscetíveis a corrosão. Além disso a necessidade de cuidados na execução por parte da mão de obra, pois os cabos devem seguir as elevações de cálculo não podendo ser deslocados. A execução da protensão exige equipamento e mão de obra especializada, devido ao controle dos esforços e alongamentos aplicados.

Carvalho (2009) classifica os elementos protendidos considerando o mecanismo de aderência entre a armadura de protensão (armadura ativa) e o concreto. Assim têm-se os seguintes tipos de concreto protendido: com aderência inicial, conhecido por pré-tração, onde a aderência entre a armadura e o concreto é iniciada no momento do lançamento do concreto e com aderência posterior, também chamado de pós-tração aderente, quando a aderência entre a armadura e o concreto é iniciada posteriormente a execução da protensão, quando o concreto já está endurecido. Sem aderência, conhecida como pós-tensão não-aderente, onde a aderência junto ao concreto não ocorre, o contato ocorre somente através das ancoragens.

Segundo Faria (2004), um dos motivos para redução de custo da protensão foi o desenvolvimento de acessórios, principalmente da ancoragem de aço fundido, onde uma só peça constitui a placa distribuidora de tensões no concreto e que também funciona como reforço radial ao bloco-fêmea conjugado com furo tronco-cônico (que aloja as cunhas de ancoragem).

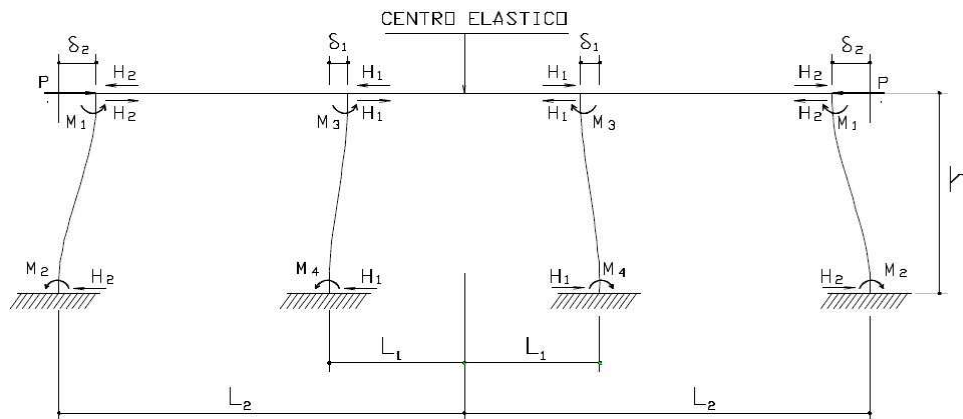
Dentro da pós-tensão não-aderente, pode-se utilizar três graus de protensão, que estão relacionados com níveis de intensidade da força de protensão, a qual depende da proporção entre armadura ativa utilizada em relação a passiva, sendo somente uma classificação, não garantindo a segurança da estrutura quanto aos estados limites e normalmente são utilizados para orientar o projetista. Podendo ser classificados como completa, quando a armadura ativa é dimensionada para eliminar as tensões de tração no concreto, utilizando somente a armadura passiva mínima exigida por norma. Para ser classificada como completa a protensão precisa respeitar o estado limite de descompressão. A protensão é considerada limitada quando a armadura ativa é predominante, não sendo permitidas fissuras em serviço e a armadura passiva

é necessária para atender a verificação a ruptura e assim precisa respeitar o limite de formação de fissuras. Por fim a protensão é considerada parcial quando existe a combinação de armaduras ativas e passivas, as fissuras são permitidas, porém controladas em serviço.

### 2.1.2.1. Considerações de cálculo para concreto protendido

Por ocasião da protensão, o concreto sofre um encurtamento elástico. Seguem-se os encurtamentos devido à retração, deformação lenta e temperatura. Os apoios dos elementos protendidos oferecem restrição a esses encurtamentos, podendo provocar fissuras na laje. No caso de existirem apoios muito rígidos em posições que resultem em restrição à deformação da laje ou viga, é necessário tomar providências construtivas que minimizem os efeitos da redução da pré-compressão na laje, que é introduzida na mesma pelas forças de protensão. No painel de laje representado pelo pórtico da Figura 5, são mostradas as forças horizontais e momentos nos pilares e as forças axiais na laje, oriundas das restrições impostas.

Figura 5: Forças horizontais e axiais em pórticos



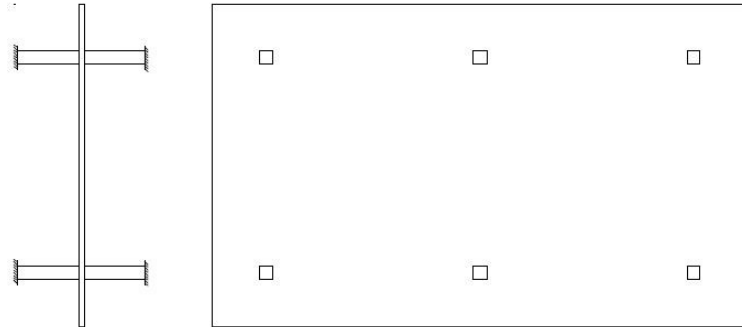
Fonte: Loureiro, 2017.

As deformações específicas impostas à laje devem ser estimadas para que se calcule as forças de restrições na laje e os esforços nos pilares.

Para cada tipo de sistema protendido utilizado em edifícios residenciais e comerciais, possui a indicação de vãos máximos, das espessuras mínimas das lajes e das esbeltezes recomendadas, ou seja, as relações vão/espessura ( $L/h$ ), de acordo com as normas internacionais e a NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo assim, são classificados em dois grupos: o das lajes armadas nas duas direções e o das lajes armadas em uma direção.

As lajes lisas (Figura 6) são recomendadas para vãos de até 9,00 m. Segundo o PTI (Post-tensioning Institute), a relação vão/espessura deve ser:  $40 \leq L/h \leq 45$ , para lajes de piso e  $45 \leq L/h \leq 48$ , para lajes de forro. O ACI 318 (2014) recomenda  $L/h \leq 42$  para lajes de piso e  $L/h \leq 48$  para lajes de forro.

Figura 6: Lajes lisas



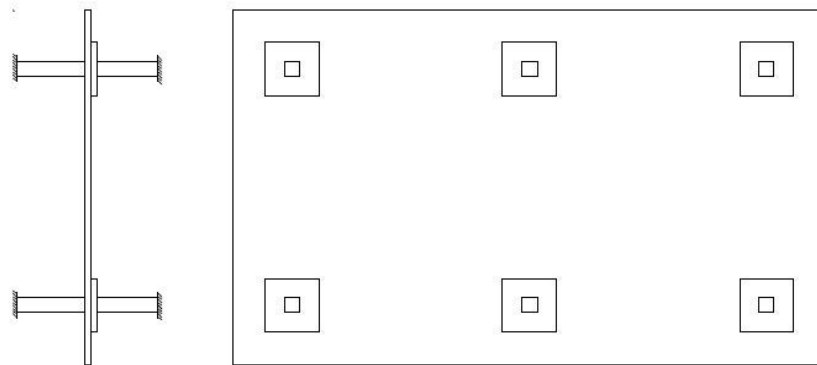
Fonte: Adaptado de Loureiro, 2017.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) fixa uma espessura mínima para lajes protendidas em 16 cm, enquanto a NBR 15200 (ABNT, 2012) fixa uma espessura mínima de 20 cm para TRRF (Tempo requerido de resistência ao fogo) de 90 e 120 minutos, a fim de garantir a função corta-fogo.

A punção pode ser um fator determinante na escolha da espessura das lajes lisas, uma vez que existe um limite para as tensões devido à punção, mesmo quando se usam armaduras para resistir ao cisalhamento devido à punção. É preciso verificar se vale a pena diminuir consideravelmente a espessura da laje, tendo em vista que alturas menores resultam em aumento do consumo das armaduras ativas e passivas e maiores flechas.

Para solucionar problemas de punção ou vencer grandes vãos, até 12,00 m, recorre-se ao uso de capitéis e tem-se então, as lajes cogumelos (Figura 7). As dimensões dos capitéis devem ser no mínimo 1/6 dos vãos para reduzir as armaduras de flexão.

Figura 7: Lajes cogumelo com capitéis

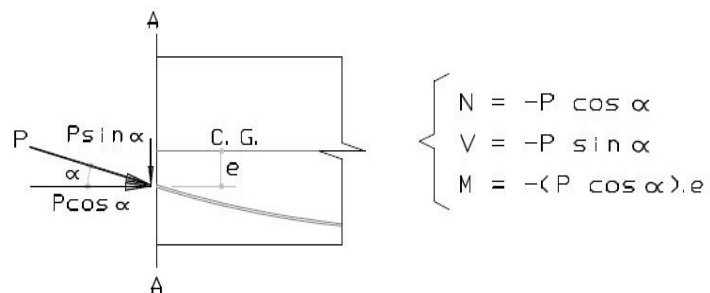


Fonte: Adaptado de Loureiro, 2017.

### 2.1.2.2. Método das seções

Este método consiste em considerar os efeitos isostáticos da protensão numa seção qualquer, como uma força de compressão ( $P$ ) aplicada ao concreto no ponto em que o cabo cruza a seção, e na mesma direção do cabo, conforme indicado na Figura 8.

Figura 8: Esforços isostáticos de protensão na seção



Fonte: Loureiro, 2017.

Como normalmente o ângulo  $\alpha$  é pequeno, na prática consideram-se os seguintes esforços isostáticos devido a protensão na seção:

$$N = -P$$

$$V = -P \cdot \tan \alpha$$

$$M = -P \cdot e$$



As tensões totais são iguais à soma algébrica das tensões devido à protensão e ao carregamento externo, pois vale a superposição dos efeitos.

#### **2.1.2.3. Método das cargas equivalentes**

Este método consiste em substituir o cabo de protensão pelo conjunto auto equilibrado de forças que o mesmo exerce sobre o concreto. Este conjunto de forças é chamado de cargas equivalentes da protensão. Para isso, separa-se o cabo de protensão da viga de concreto, que são tratados como corpos rígidos submetidos às forças de ação e reação que um exerce sobre o outro. A protensão é considerada, então, como um carregamento externo aplicado à estrutura de concreto (LOUREIRO, 2017).

#### **2.1.2.4. Conceito de carga balanceada**

O conceito de carga balanceada, introduzido por T. Y. Lin, em 1963, tem como princípio básico fazer com que as cargas verticais equivalentes ( $w$ ) equilibrem uma fração das cargas permanentes atuantes ( $w_b$ ), ficando a estrutura, para este nível de carregamento, submetida somente a tensões de compressão ( $P/A$ ). Para lajes é usual se balancear entre 60% e 80% da carga permanente. Com isso se elimina as flechas e a deformação lenta devido a essa parcela de carga.

#### **2.1.2.5. Método do pórtico equivalente**

O método do pórtico equivalente (MPE) é indicado como a primeira opção de cálculo de momentos e cortantes para lajes lisas protendidas em duas direções pelo ACI 318 (2014) e é, também, adotado pela norma inglesa BS-8110 (1997) e pela norma canadense CSA A23.3 (2014). Vários ensaios feitos na Universidade do Texas – EUA, pelo Eng. Ned Burns, em grandes protótipos de lajes lisas na escala 1:2 e 1:3, confirmaram os resultados obtidos pelo MPE e recomendaram a sua utilização para o cálculo dos esforços nesse tipo de laje.

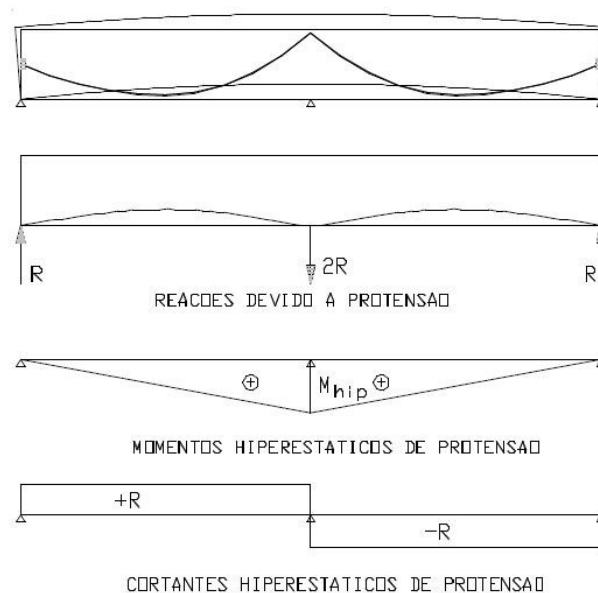
#### **2.1.2.6. Hiperestáticos de protensão**

As forças de protensão impõem deformações às seções de concreto e provocam deslocamentos nos elementos protendidos. Se o elemento é isostático, não existem restrições a esses deslocamentos e os únicos esforços que atuam nas seções de concreto são os esforços primários ou isostáticos de protensão. Entretanto, quando o elemento protendido é parte de uma estrutura hiperestática, ou seja, quando existem vínculos que impedem o livre deslocamento

dos nós desse elemento, aparecem reações adicionais nos apoios. Essas reações adicionais formam um conjunto de forças auto equilibradas, uma vez que não são oriundas de forças externas atuando na estrutura.

Devido a essas reações, surgem outros esforços adicionais na estrutura, tais como, momentos fletores que variam linearmente ao longo dos vãos e forças cortantes constantes. Estes esforços adicionais são chamados de hiperestáticos de protensão ou esforços secundários de protensão (Figura 9).

Figura 9: Esforços hiperestáticos de protensão



Fonte: Loureiro, 2017.

A grande vantagem de se considerar o efeito da protensão como um conjunto de cargas equivalentes aplicadas à estrutura é que os esforços assim calculados são os esforços totais devido à protensão, ou seja, os esforços isostáticos mais os esforços hiperestáticos.

### 2.1.3 Alvenaria estrutural

A alvenaria estrutural é uma das técnicas construtivas mais antigas do mundo, sendo empregada em blocos de pedras irregulares para formar a estrutura da edificação, no início dimensionada de formas empíricas, levando a utilização de paredes com espessuras elevadas, o que tornava o sistema pouco econômico, gerando assim um grande declínio na sua utilização. No último século o retorno da utilização do sistema, fez com que estudos técnicos do

comportamento da alvenaria de blocos, inclusive a ações horizontais fossem realizados, o que gerou mudanças significativas nos critérios de elaboração dos projetos.

A partir do uso de novas técnicas e materiais, começou a racionalização do sistema em alvenaria estrutural, o que gerou muitas vantagens econômicas, como, a diminuição da quantidade de mão de obra, a limpeza e organização da construção e eliminação das interferências, gerando uma redução no desperdício dos materiais produzido pelo constante retrabalho, redução da mão de obra especializada, como carpinteiros e ferreiros e quando bem executada leva a diminuição dos revestimentos, o que tornou o sistema competitivo no país, quando comparado com o concreto armado e o aço, entretanto existem algumas ressalvas no uso da alvenaria estrutural, o sistema não permite improvisações, restringe a possibilidade de modificações, tem os vãos livres limitados e os balanços não são indicados.

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo no qual a unidade básica é o bloco, que solidarizado com a argamassa, formam elementos chamados paredes, elementos esses que são responsáveis por absorver todas as ações verticais e horizontais atuantes na edificação. Sendo assim a segurança estrutural é garantida pela rigidez da edificação, criada pelas amarrações entre as paredes estruturais e pelo controle no projeto e na produção da edificação. Por isso o projeto e a produção da construída edificação em alvenaria estrutural devem passar por algumas etapas, como, estudo preliminar, adaptação da concepção a modulação dos blocos, escolha dos blocos, do tipo de laje, posicionamento das instalações, detalhamentos das paredes, compatibilização dos projetos, entre outros fatores (MOHAMAD, MACHADO, JANTSCH 2017).

Alvenaria estrutural é composta por peças industrializadas, com dimensões e peso que as fazem manuseáveis, estas peças podem ser moldadas em diferentes materiais, como cerâmica, concreto, silico-calcáreo e concreto celular auto clavado. Neste tipo de sistema, a alvenaria tem a função de resistir ao carregamento da edificação, a remoção de qualquer parede fica sujeita a análise e execução de reforços, ainda assim as paredes em alvenaria estrutural mantêm a função de vedação. Para ser considerado um processo construtivo tecnológico racionalizado, deve ser projetado, calculado e construído em conformidade com as normas pertinentes, visando à segurança e economia.

A capacidade portante deve ser definida, sendo determinada em laboratório ou estimada, baseada em ensaios já elaborados de acordo com o material utilizado. Para se obter uma

alvenaria de qualidade é necessário controlar o material e também a argamassa utilizada, assim como a execução, pois a espessura das juntas, o prumo e o nível das paredes, modificam as suas características resistentes.

Este sistema estrutural pode ser dividido em dois tipos: Não armada tradicionalmente utilizada em edificações de pequeno porte, como residências e edificações de até oito pavimentos, onde a armadura é desconsiderada na resistência dos esforços. Armada, quando são utilizadas armaduras na consideração da resistência aos esforços solicitantes, pode ser adotada em edifícios de até vinte pavimentos, normalmente executados com blocos vazados de concreto ou cerâmicos. Em ambos os tipos é necessária a definição do bloco na fase de projeto, pois é necessário para a paginação e modulação das paredes.

Independente do material utilizado existem algumas propriedades desejáveis nos blocos, como, resistência a compressão, capacidade de aderir a argamassa, tornando o sistema monolítico, possuir durabilidade frente aos agentes agressivos, dimensões uniformes e resistência ao fogo. As principais unidades utilizadas para alvenaria estrutural no Brasil, são: o bloco cerâmico, constituído de argila, suas propriedades físicas devem se enquadrar nas recomendações normativas da NBR 15270-2:2005. O bloco de concreto, constituído de areia, pedra, cimento, água e aditivos, produzidos por indústrias de pré-fabricação, suas unidades são especificadas de acordo com suas dimensões, com módulos de 10cm.

Os blocos de concreto são classificados pela NBR 6136:2016, em blocos de classe A e B, o bloco de classe A aplica-se a alvenarias externas sem revestimento, devendo o bloco possuir resistência característica a compressão maior que 6 MPa, além da capacidade de vedação e o Bloco do tipo B aplica-se a alvenarias internas ou externas com revestimento, devendo possuir resistência característica a compressão mínima de 4,5MPa.

Além dos blocos, é importante destacar o comportamento da argamassa de assentamento, que garante o monolitismo e a solidez necessários a parede, é o elemento de ligação entre as unidades de alvenaria, composta por cimento e/ou cal, água, areia e/ou aditivos, não é correto utilizar os procedimentos de produção do concreto, pois para o concreto o objetivo final é a resistência a compressão, enquanto na argamassa os objetivos são, solidarizar as unidades, distribuir de maneira uniforme as cargas atuantes, absorver pequenas deformações, compensar irregularidades dimensionais dos blocos.

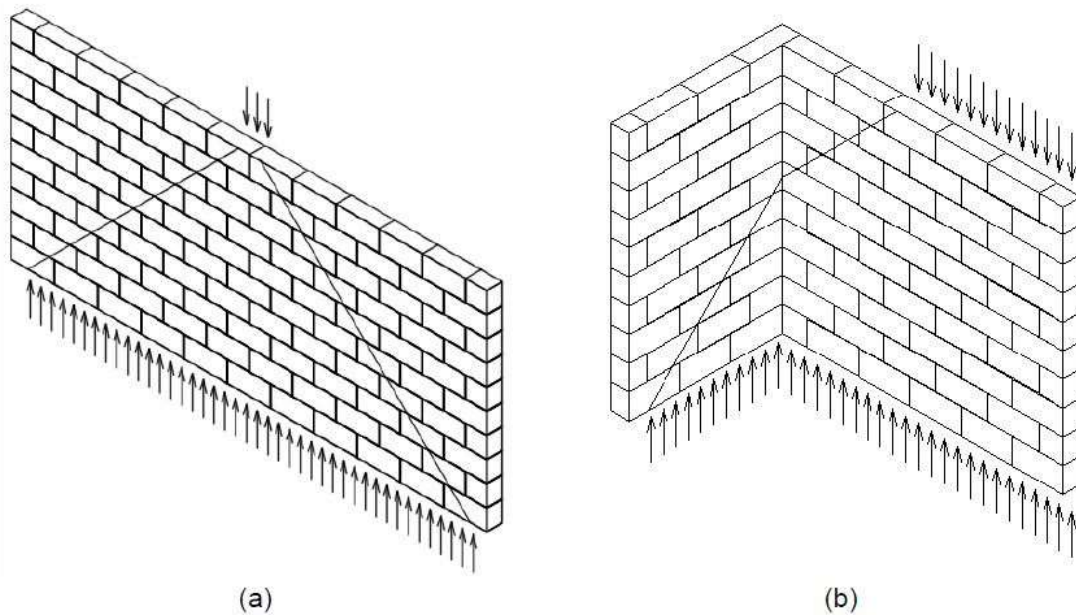
Outro material que compõe a alvenaria estrutural é o graute, uma mistura de materiais que só difere do concreto na dimensão do agregado, que no graute é mais fino sendo utilizado pedrisco. O graute pode ser utilizado em duas situações, para solidarizar a armadura com a alvenaria e como material de reforço estrutural, aumentando a resistência da parede, sem aumentar a resistência do bloco.

Por fim as armaduras usadas na alvenaria estrutural com a finalidade de reforçar juntas e aumentar a amarração das paredes são as mesmas usadas na alvenaria convencional, sendo mais comuns na amarração dos cantos e encontros de paredes. Também servem para minimizar os efeitos de tensões de tração devido à flexão. As armaduras da alvenaria estrutural armada são previstas para resistirem aos esforços de tração atuantes como no concreto armado convencional. São embutidas verticalmente nos furos dos blocos e envolvidas por graute que tem a função de proteção da armadura e de possibilitar a aderência entre o concreto e o bloco. Nas zonas de armação a resistência à compressão das paredes também fica aumentada.

#### **2.1.3.1. Interação entre as paredes**

Sabe-se que quando um carregamento é aplicado sobre um trecho do comprimento de um elemento tende-se a ocorrer o espalhamento da carga ao longo de sua altura, conforme indicam alguns códigos como a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) , NBR 15961-2 (ABNT, 2011) ACI 530 (2013), PD 6697 (2019). Estes códigos assumem que o espalhamento ocorre em um ângulo de 45°, mesmo havendo amarração entre as paredes, como exposto na Figura 10.

Figura 10: Espalhamento do carregamento



Fonte: Correa e Page, 2001.

Ramalho e Correa (2003) ponderam considerar a existência ou não de aberturas nas forças de interação. Uma abertura pode caracterizar a interrupção do elemento, ou seja, uma parede com aberturas é considerada como uma sequência de paredes independentes.

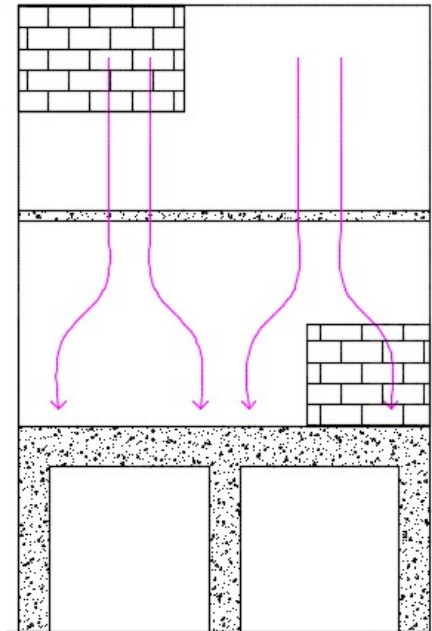
Ainda segundo Ramalho e Correa (2003), existem três métodos para auxiliar a definição da distribuição de cargas verticais:

- a) Paredes isoladas: onde todas as paredes são consideradas isoladas, não interagindo entre si, processo mais rápido e simples, que consiste na acumulação de cargas sobre a parede. Processo seguro para cálculo de resistência, entretanto pouco econômico, podendo também ocasionar uma estimativa errada das ações atuantes sobre a estrutura.
- b) Grupo de paredes isoladas: consiste em determinar grupos de paredes para trabalhar de forma solidária, geralmente limitados por aberturas, sendo considerada em todo o grupo qualquer carga atuante e um dos elementos do grupo, acumulando as cargas de todas as paredes e distribuindo pelo comprimento total do grupo.
- c) Grupos de paredes com interação: processo que também reúne as paredes em grupos, porém considerando algum tipo de ligação entre os grupos, admitindo a existência das forças de interação nas aberturas.

## 2.2 INTERAÇÃO ENTRE ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURA DE CONCRETO

Paredes em alvenaria geralmente têm suporte em apoios contínuos, como sapatas corridas ou discretos, como por exemplo, estruturas de pilotis, sendo que a transferência da carga vertical vai depender deste tipo de apoio. Em uma parede sobre apoio contínuo, a carga vertical distribui-se de maneira praticamente uniforme na sua base, enquanto em apoios discretos, a carga tende a caminhar para os apoios de forma bem evidente, elevando assim a concentração de tensões nestas regiões (Figura 11), sendo esse fenômeno conhecido como efeito arco.

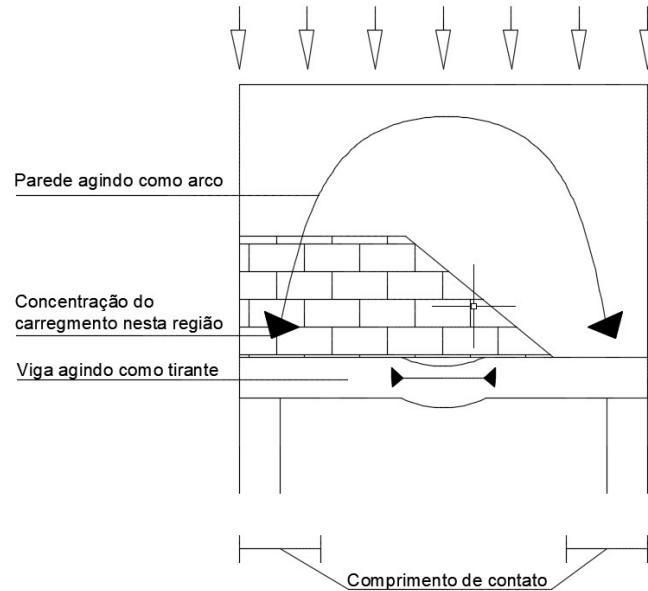
Figura 11: Distribuição de cargas sobre apoios de diferentes rigidezes



Fonte: Adaptado de Barbosa, 2000.

Em razão do efeito arco, a interação entre a alvenaria estrutural e a estrutura de concreto armado, acontece de forma complexa. Parsekian (2012) destaca que o efeito arco se inicia somente após a fissuração, assim devendo ser considerado para verificação do estado limite último, entretanto não adequado para as condições de serviço (Figura 12).

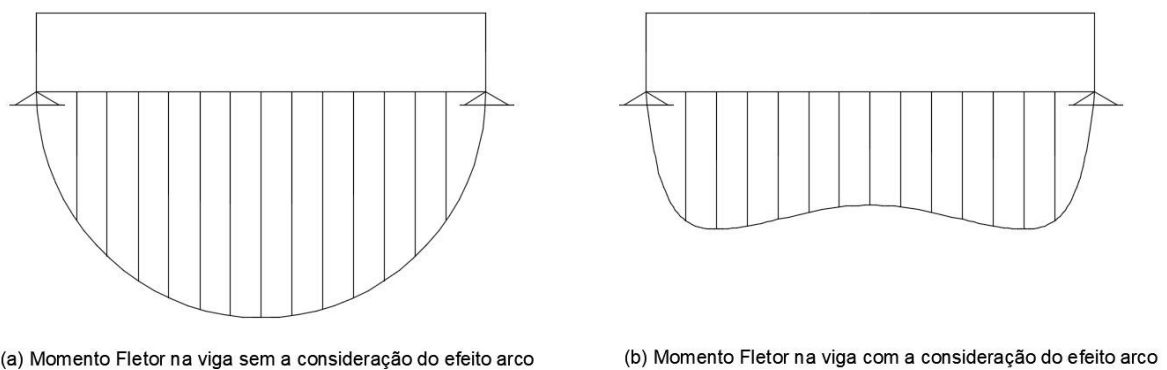
Figura 12 – Formação do efeito arco



Fonte: Adaptado de Haseltine, 1981.

Pode-se admitir neste caso que uma parede estrutural apoiada sobre uma viga em concreto armado comporta-se como um arco atirantado, assim os esforços solicitantes da viga, principalmente os momentos fletores tendem a reduzir, em consequência concentrações de tensões nos extremos das paredes ocorrem, como mostra a Figura 13 (PAES 2008).

Figura 13: Comparativo de momento fletor com e sem efeito arco



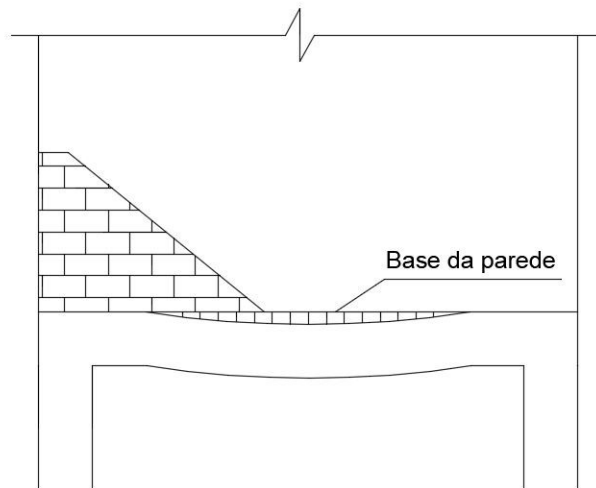
Fonte: Adaptado de Barbosa, 2000.

Na ligação entre parede e viga surgem tensões normais verticais de tração na interface parede-viga, em casos onde as tensões alcançam o valor máximo suportado pelos materiais,



pode ocorrer a separação entre os elementos. Caso ocorra esta separação, geralmente é apontada no meio do vão, onde as tensões normais verticais de tração são maiores e esta perda de contato acentua a transferência da carga para os apoios, conforme Figura 14.

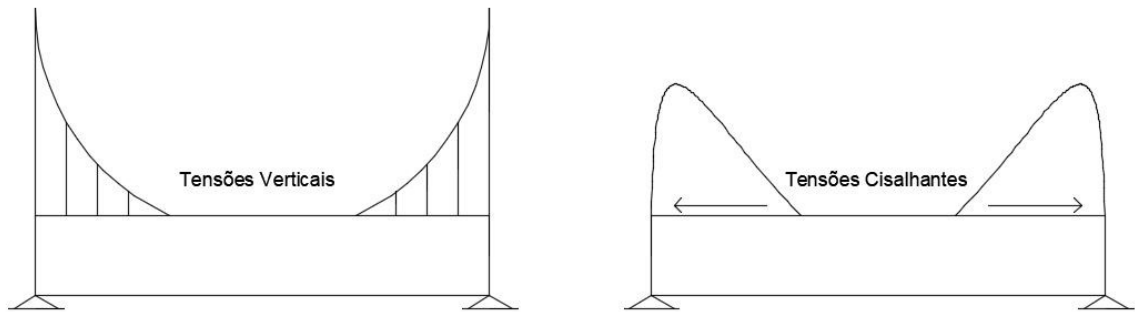
Figura 14: Deslocamento em função de tensões de tração



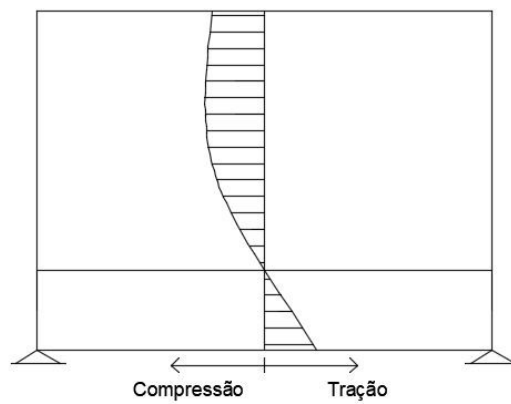
Fonte: Adaptado de Barbosa, 2000.

Segundo Barbosa (2000), a transferência de cargas para os apoios gera concentração de tensões de compressão verticais e cisalhantes horizontais na parede. Geralmente as tensões tanto verticais quanto as tensões de cisalhamento são nulas na região central e crescentes em direção aos apoios (Figura 15).

Figura 15: Distribuição de tensões



(a) Concentrações de tensões na base da parede

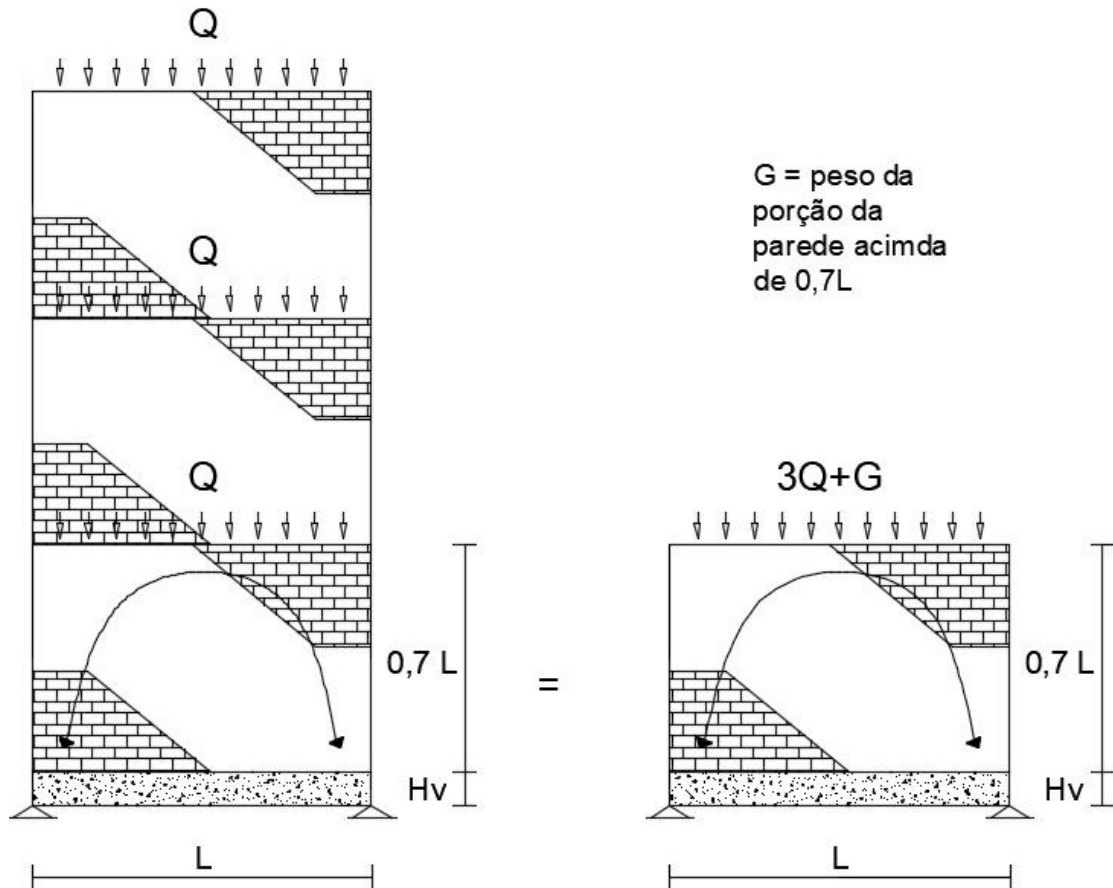


(b) Tensões horizontais ao longo da linha média dos sistema parede-viga

Fonte: Adaptado de Barbosa, 2000.

De acordo com Stafford, Smith e Riddington (1977), para uma relação entre altura da parede e o vão da viga maior que 0,7, a proporção acima disto não influencia na formação do arco, podendo ser considerada somente como acréscimo de carga (Figura 16). Procedimento este adotado por diversos autores, desta forma o efeito arco pode ser calculado apenas no primeiro nível da alvenaria.

Figura 16: Situação de cálculo com carregamento equivalente a situação de projeto



Fonte: Adaptado de Barbosa, 2000.

O comportamento não-linear ocorre em consequência de mudanças nas condições de contorno no momento de carregamento e podem ocorrer em duas situações: Quando duas ou mais superfícies, do mesmo corpo ou de corpos diferentes, fazem ou perdem contato entre elas ou quando duas superfícies, do mesmo corpo ou de corpos diferentes, deslizam uma em relação a outra, podendo ocorrer apenas uma das situações ou ambas. No sistema parede-viga, durante o carregamento, os pontos localizados na região central da interface entre os dois materiais perdem contato entre si, já os outros pontos localizados nas regiões extremas desta interface continuam em contato, mas deslizam entre si.

Em um sistema parede-viga, o carregamento vertical é transferido próximo aos apoios causando a tendência da separação dos elementos ao centro do vão, este comportamento é influenciado diretamente pela rigidez da viga e da parede. Vigas flexíveis tendem a fletir no centro, podendo ocorrer a separação total da alvenaria, assim não recebendo nenhuma carga vertical, funcionando então somente como tirante, onde a parede transfere toda a carga para os

apoios. Outra situação é uma viga muito rígida onde o carregamento, assim o carregamento será uniformemente distribuído neste elemento, não ocorrendo o efeito arco.

O máximo deslocamento ao centro da viga deve respeitar a Tabela 13.3 “limite de deslocamento” da NBR 6118 -2014, que determina o deslocamento máximo para alvenarias como sendo vão/500 ou 10 mm, também podem ser previstas juntas de movimentação na alvenaria afim de permitir acomodações de maiores deformações, eliminando assim o efeito arco, devendo a viga ser dimensionada para resistir toda a carga vertical (PARSEKIAN, 2012).

Ainda segundo Parsekian (2012), aberturas posicionadas no centro do vão da parede têm pouca influência no comportamento conjunto, podendo assim o arco se desenvolver, já em casos de aberturas próximas aos apoios o efeito arco é quase sempre eliminado.

### 3. CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS

A principal norma para o projeto de estruturas de concreto armado é a NBR 6118 (ABNT, 2014), que incluiu também as estruturas de Concreto Protendido. As recomendações para a execução das estruturas de concreto fazem parte da norma NBR 14931 (ABNT, 2004).

A norma se aplica a estruturas de concretos normais, com massa específica seca maior que  $2.000 \text{ kg/m}^3$ , não excedendo  $2.800 \text{ kg/m}^3$ , do grupo I de resistência (C20 a C50) e do grupo II (C55 a C90), conforme classificação da NBR 8953 (ABNT, 2015). Concretos normais são também chamados convencionais, e excluem os “concretos especiais” com características particulares, como os concretos leves, pesados ou especiais.

Segundo cita a NBR 6118 (ABNT, 2014):

“No caso de estruturas especiais, tais como de elementos pré-moldados, pontes e viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas off-shore, ou em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais, tais como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado, as condições da NBR 6118/03 ainda são aplicáveis, devendo no entanto ser complementadas e eventualmente ajustadas em pontos localizados, por Normas Brasileiras específicas”.

Outras normas também importantes e de interesse no desenvolvimento dos conteúdos são as estrangeiras: o Eurocode 2 (1992), do EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION, e o ACI 318 (2014), do AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.

No caso da alvenaria estrutural as principais normas são, a NBR 15812-1 (ABNT, 2010), que se refere a projetos com uso do bloco cerâmico e parte dois, NBR15812-2 (ABNT, 2010) que se refere a execução e controle de obras em bloco cerâmico. Também a NBR 15961-1 e NBR 15961-2, que se referem a projeto e execução e controle de obras em blocos de concreto, respectivamente.

Outras normas importantes para o cálculo de edificações são:

- NBR 6120/19 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 6122/19 - Projeto e execução de fundações – Procedimento;
- NBR 6123/88 - Forças devido ao vento em edificações - Procedimento;

- NBR 6349/91 - Fios, barras e cordoalhas de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração
- NBR 7480/07 - Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado – Especificação;
- NBR 14432/01 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.
- NBR-7197: Cálculo e execução de obras de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1988.
- NBR-8681: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

### 3.1 SEGURANÇA E ESTADOS LIMITES

É de extrema importância a questão da segurança para todos os profissionais da área da construção, principalmente para os calculistas de estruturas, pois a possibilidade de uma estrutura colapsar geralmente se configura de uma maneira muito perigosa, por envolver vidas e perdas financeiras por danos materiais de grande valor.

A segurança apresentada em todos os tipos de estrutura deve envolver dois aspectos principais. Primeiro e mais importante, uma estrutura não pode e nenhuma hipótese alcançar a ruptura e o segundo é relacionado ao conforto dos usuários na utilização da construção. A NBR 6118 (ABNT, 2014) (itens 3.2 e 10) trata esses dois aspectos da segurança apresentando os “Estados Limites”, que são situações limites que as estruturas não devem ultrapassar.

A segurança da estrutura contra o colapso relaciona-se ao chamado “Estado Limite Último”, e a segurança do usuário na utilização da estrutura relaciona-se aos “Estados Limites de Serviço”.

Em projetos de estruturas de concreto armado e protendido o dimensionamento da estrutura é feito no chamado Estado Limite Último (ELU), onde os elementos estruturais são dimensionados teoricamente ao limite do rompimento. No entanto, para evitar que a ruptura ocorra são aplicados coeficientes de segurança, ou seja, uma folga de resistência relativa aos carregamentos aplicados na estrutura, de tal forma que, para ocorrer a ruptura a estrutura teria que estar submetida a carregamentos bem superiores para os quais foi projetada. Para os coeficientes de segurança são adotados valores numéricos de tal forma que as ações sejam majoradas e as resistências dos materiais sejam minoradas. Existem basicamente três

coeficientes de segurança, um que majora o valor das ações, e conseqüentemente os esforços solicitantes, e outros dois que minoram as resistências do concreto e do aço.

Resumindo, a estrutura é segura quando todos os elementos que a compõem resistem às solicitações externas na situação mais desfavorável possível, durante sua vida útil, devendo assim garantir as seguintes características: resistência, utilização e durabilidade. Ainda, deve-se observar também as deformações, a fissuração e o conforto dos usuários. Durante sua utilização, as estruturas não devem apresentar flechas e deformações excessivas, assim como as aberturas de fissuras devem ser limitadas para garantir a durabilidade, cumprindo assim o chamado Estado Limite de Serviço (ELS) (BASTOS, 2006).

### **3.1.1 Estado limite último**

O item 3.2.1 a NBR 6118 (ABNT, 2014) define o estado limite último como: “Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”.

No item 10.3 da mesma norma são listados os estados limites últimos que devem ser verificados para a segurança das estruturas de concreto:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, por causa das solicitações normais e tangenciais; admitem-se em geral verificações separadas dessas solicitações;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo, ou em parte considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme NBR 15200 (ABNT, 2012);
- g) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006);
- h) Outros que, eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

### 3.1.2 Estado limite de serviço

Os estados limites de serviço definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme item 10.4, são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados. Quando uma estrutura alcança um “Estado Limite de Serviço”, o seu uso fica impossibilitado, mesmo que ainda não tenha toda a sua capacidade resistente esgotada, ou seja, a estrutura não mais oferece condições de conforto e durabilidade, embora não tenha alcançado a ruína.

Os estados limites de serviço definidos pela NBR 6118(ABNT, 2014) (item 10.4) são:

- a) Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ );
- b) Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W): este estado é alcançado quando as fissuras têm aberturas iguais aos máximos especificados pela norma. As estruturas de concreto armado trabalham fissuradas, pois essa uma de suas características básicas, porém, num bom projeto estrutural as fissuras terão pequena abertura, e não serão prejudiciais à estética e à durabilidade;
- c) Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): este estado é alcançado quando as deformações (flechas) atingem os limites estabelecidos para a utilização normal. Os elementos fletidos como as vigas e lajes apresentam flechas em serviço. O cuidado que o projetista estrutural deve ter é de limitar as flechas a valores aceitáveis, que não prejudiquem a estética;
- d) Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP): estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas.
- e) Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE): estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão.
- f) Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): este estado é alcançado quando as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção. O projetista deverá eliminar ou limitar as vibrações de tal modo que não prejudiquem o conforto dos usuários na utilização das estruturas.



## 4. METODOLOGIA

Análise deste trabalho foi realizado acima do levantamento dos quantitativos de materias relativos aos tipos estruturais, a partir do dimensionamento de dois diferentes sistemas estruturais, para uma pavimento de transição (pilotis), compostos por vigas e lajes em concreto armado e lajes em concreto protendido. Sendo assim, simulações computacionais foram realizadas com objetivo de definir qual sistema estrutural se torna mais vantajoso.

### 4.1 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS

O levantamento dos quantitativos dos materiais foi feito a partir do dimensionamento estrutural realizado por software de análise estrutural. Para análise em concreto armado, foi utilizado o software Eberick 2020, que permite a modelagem, análise e dimensionamento de elementos estruturais. Para a análise de lajes protendidas, foi utilizado o software Adapt Floor Pro, o programa discretiza a laje em elementos de casca, permitindo considerar os efeitos da protensão de acordo com a geometria e a força dos cabos em cada elemento para concreto protendido.

A análise estrutural foi feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. O modelo estrutural foi idealizado como a composição de elementos estruturais básicos, conforme definido no item 14.4 da NBR 6118 (ABNT - 2014), formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura. No caso da estrutura em concreto protendido, a análise estrutural foi elaborada considerando a migração da protensão para elementos adjacentes.

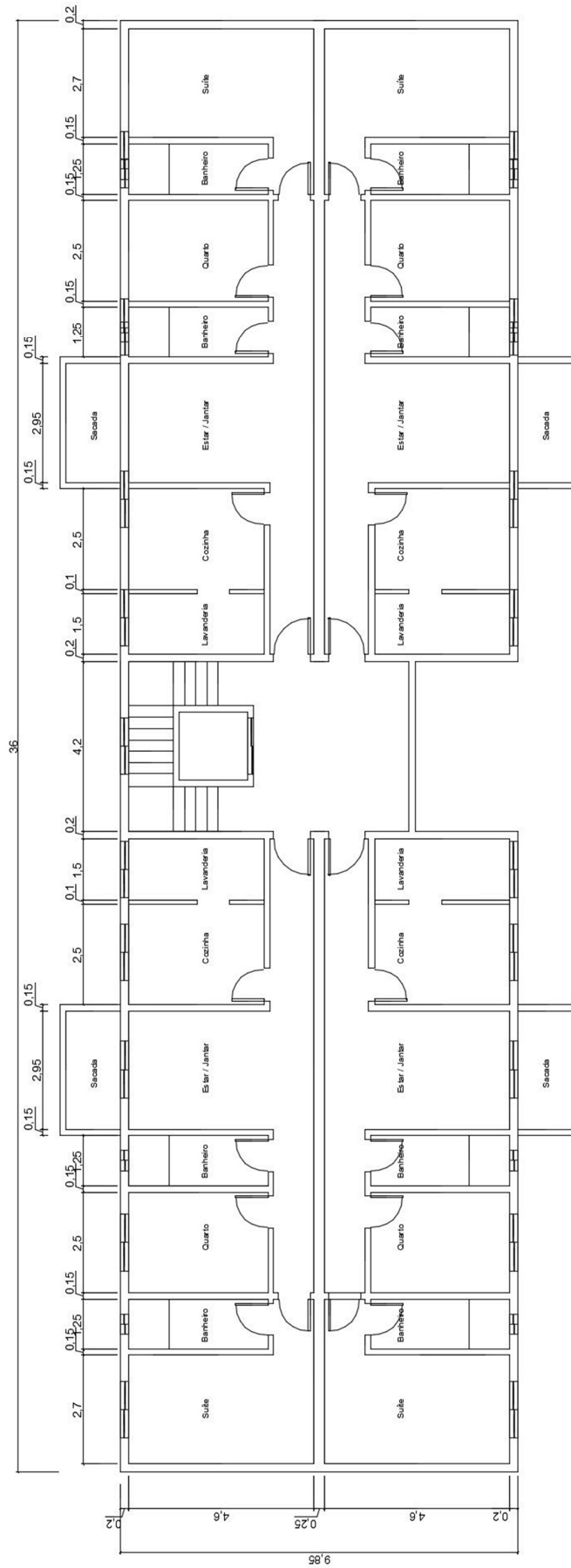
Nas estruturas convencionais com lajes e vigas o caminho das cargas fica definido em função da grande diferença de rigidez dos elementos, ou seja, as lajes se apoiam nas vigas, que transmitem as cargas aos pilares. No caso das lajes lisas e lajes cogumelos apoiadas diretamente sobre pilares é necessária a definição do caminho das cargas até os apoios e das faixas de projeto com as seções que serão dimensionadas tanto no ELS, para verificação de tensões, assim como no ELU, para o dimensionamento das armaduras ativas e passivas.

### 4.2 PROJETO DE ARQUITETURA

A análise e dimensionamento dos elementos estruturais foi feita a partir de uma arquitetura considerada simples, com planta simétrica, para evitar especificidades de cálculo, e assim, impedindo outras vertentes fora do objetivo principal do trabalho.

Desta forma, o objetivo é calcular um pavimento “pilotis”, ou seja, um pavimento de transição dimensionado para suportar uma edificação residencial construída em alvenaria estrutural, onde foi considerado para efeito de cálculos o uso de blocos de concreto. Sendo assim, foi iniciada a modelagem e dimensionamento da estrutura afim de suportar as cargas provenientes dos pavimentos que descarregam no pavimento de transição, na Figura 17 pode-se conferir a arquitetura utilizada para o dimensionamento.

Figura 17 - Arquitetura pavimento Tipo



### 4.3 CONFIGURAÇÕES PARA SIMULAÇÃO

Os sistemas estruturais avaliados foram divididos em concreto armado composto por pilares, vigas e lajes e concreto protendido composto de pilares e laje plana e dimensionados dentro dos estados limites ELS e ELU. Para ambos os sistemas, foi dimensionada e avaliada a mesma situação de carregamento, a de um pavimento de transição para suporte de 8 e 12 pavimentos de alvenaria estrutural constituída de blocos de concreto com pé direito de 2,80 metros, além do pavimento de transição.

Para a solução em concreto armado convencional, os vãos adotados entre pilares são de aproximadamente 5,00 metros, tanto no sentido longitudinal quanto no transversal, como pode ser visto na Figura 18.

Para o sistema em concreto protendido, inicialmente os vãos longitudinais adotados foram de aproximadamente 7,50 metros e os vãos transversais de 5,00 metros, conforme Figura 19. Posteriormente foi analisado o dimensionamento do sistema utilizando a mesma configuração de vãos de pilares da solução em concreto armado, afim de buscar uma solução mais econômica.

A seção dos elementos foi definida a partir do pré dimensionamento, depois de avaliadas as cargas atuantes em função do número de pavimentos adotados e do material utilizado nas alvenarias.

Figura 18 - Disposição dos pilares para solução em concreto armado

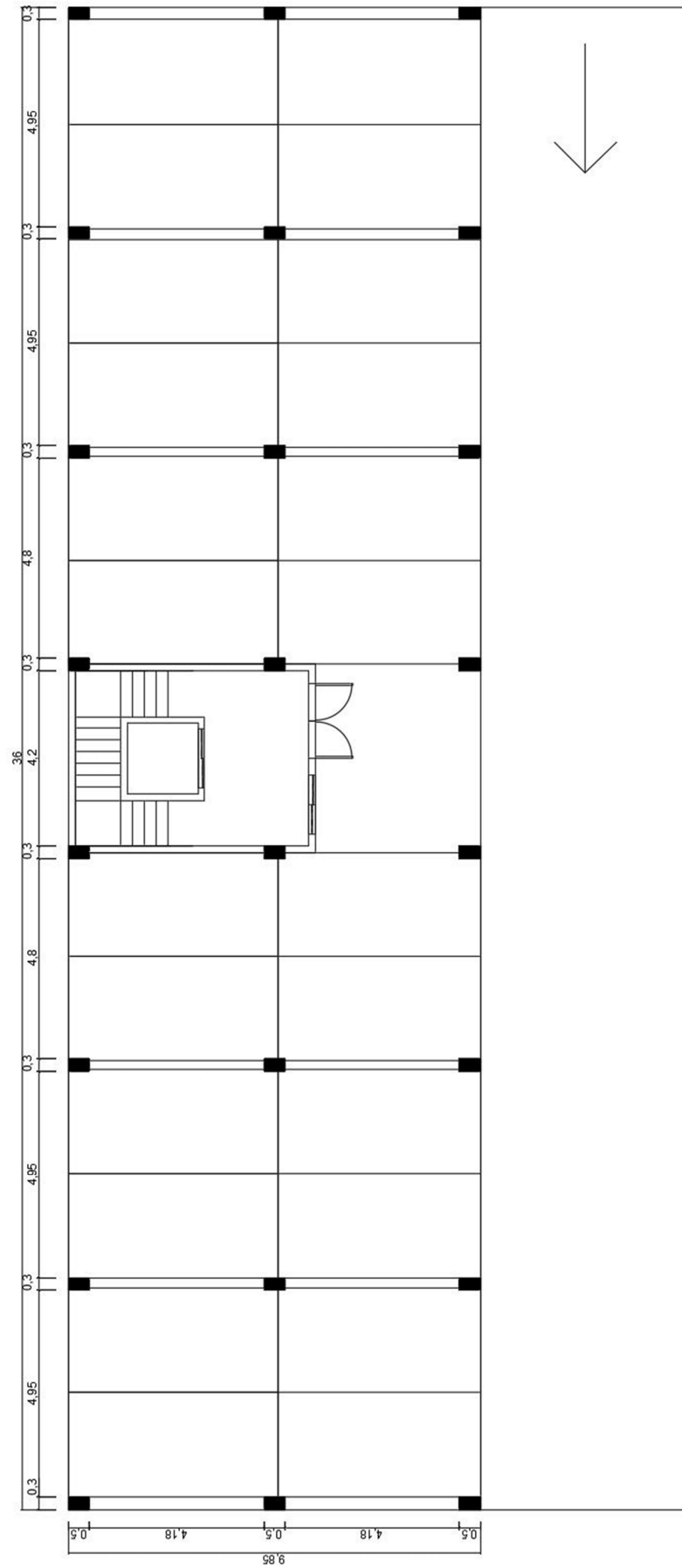
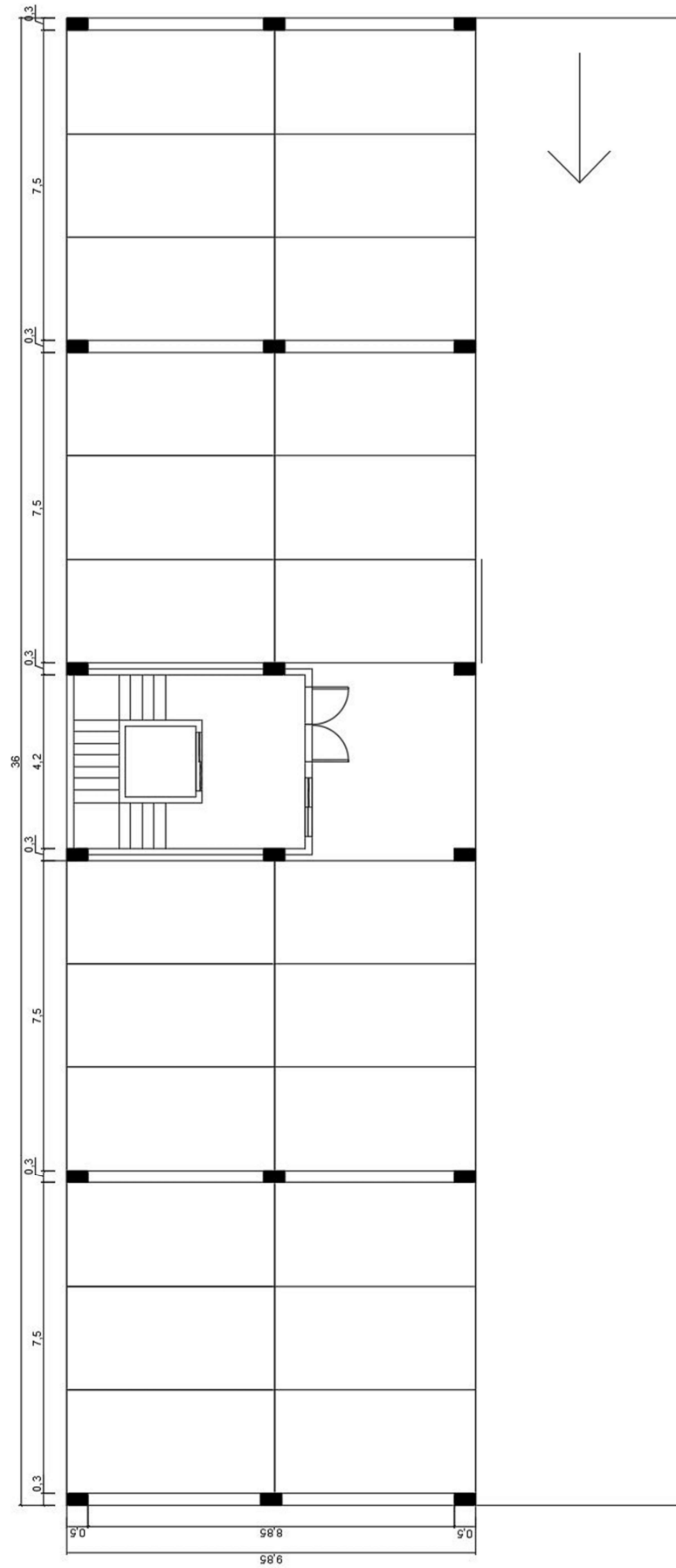


Figura 19 - Disposição dos pilares para solução em concreto protendido



A Figura 20 expõe o modelo da edificação sobre pilotis em concreto armado, nas configurações de 8 e 12 pavimentos. O modelo de solução em concreto protendido é apresentado na Figura 21.

Figura 20 - Modelo sobre pilotis em concreto armado para 8 e 12 pavimentos



Figura 21 - Modelo sobre pilotis em concreto protendido para 8 e 12 pavimentos



#### 4.4 CRITÉRIOS DE PROJETO

Para o sistema em concreto protendido, o aço utilizado está de acordo com a NBR 7483 (ABNT, 2008), com uso de cordoalhas de sete fios. Este tipo de cordoalha é constituída de seis fios de mesmo diâmetro nominal, encordoados juntos, numa forma helicoidal, com um passo uniforme, em torno de um fio central. O diâmetro considerado é de 12,7mm, e a cordoalha é pertencente a categoria CP 190 RB, sendo esses números correspondentes ao limite de resistência a tração e as letras RB referem-se a baixa relaxação. Ainda, o módulo de elasticidade é de 200 GPa.

Para o sistema em concreto armado os aços utilizados são do tipo CA-60 e CA-50, em barras nervuradas e com diâmetro proposto na análise estrutural.

O concreto utilizado foi baseado no que preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2014), que determina a resistência à compressão em função da tabela 6.1, visando garantir a durabilidade da estrutura com adequada segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente a vida útil da estrutura, de acordo com a classe de agressividade do ambiente em que se encontra a mesma.

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a)</sup> Pode-se admitir um microclima com classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).  
<sup>b)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuvas em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.  
<sup>c)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

No caso deste trabalho, foi simulado um empreendimento inserido em ambiente urbano onde a classe de agressividade é II e o concreto utilizado será de 30 MPa ou superior, conforme Tabela 2, definido a partir das necessidades do dimensionamento.



Tabela 2: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b,c</sup>	Classe de agressividade do ambiente			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Os cobrimentos foram utilizados conforme recomendação dada pela Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), expostos na Tabela 3.

Tabela 3: Especificações de cobrimento

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas condições de cobrimento nominal, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas à ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

O cálculo da força de protensão, que definiu a quantidade de cordoalhas, foi feito em função de alguns parâmetros, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a pré-compressão média mínima de 1,0 MPa na seção transversal da laje deve ser respeitada, após a consideração de todas as perdas de protensão, respeitando a recomendação de Lin (1963), de pré compressão máxima de 2,1 MPa. A força de protensão é calibrada de modo a balancear parte das cargas externas, reduzindo o valor da flecha na laje, com o balanceamento entre 60% a 80% da carga permanente atuante em cada vão da laje, obtendo assim um dimensionamento econômico e com flechas satisfatórias.

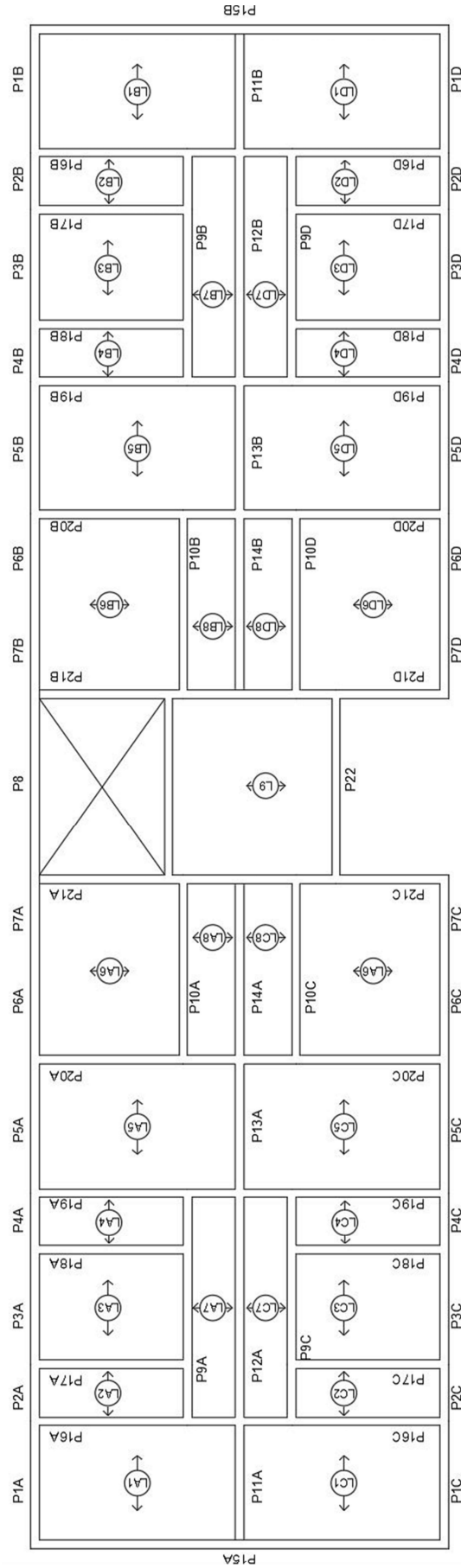
Além disso, para uma análise mais coerente dos resultados, ambas as situações de cálculo utilizaram o coeficiente Gama-Z inferior a 1,10. Assim, estruturas possuem a mesma classificação de deslocabilidade de nós, trabalhando com estruturas de nós fixos, podendo então desprezar os efeitos globais de segunda ordem.

#### 4.5 LEVANTAMENTO DOS CARREGAMENTOS

Para o cálculo das ações verticais na base da edificação, os elementos estruturais compostos por alvenaria de bloco em concreto foram divididos em paredes isoladas. Com isso, considera-se o peso próprio das alvenarias em cada pavimento juntamente com as cargas provenientes das lajes apoiadas nesses elementos (peso próprio, cargas adicionais e cargas acidentais. Sendo as lajes pré moldadas, com a utilização de vigotas treliçadas com altura de 8cm.

A estrutura foi dimensionada levando em conta as ações pré-definidas na NBR 6120 (ABNT, 2019), com base na sua utilização e materiais empregados. Para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiros foi considerada uma carga acidental de 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Para áreas de serviço, despensa e lavanderia, a carga considerada foi de 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Já o levantamento das cargas de paredes da edificação foi feito considerando o bloco estrutural de concreto vazado com peso próprio de 14,0 KN/m<sup>3</sup> para um pé direito de 2,80 metros. Na Figura 22 pode-se observar a distribuição das paredes e lajes utilizadas na consideração das cargas atuantes na estrutura objeto deste estudo.

Figura 22: Disposição das paredes e lajes



A Tabela 4 mostra as considerações de carregamentos utilizados no levantamento de cargas das paredes por pavimento, desconsiderando as aberturas existentes, para posterior definição dos carregamentos totais atuantes no pavimento de transição. A carga final de cada parede na Tabela é dada em função do peso total com a subtração das aberturas.

Tabela 4: Cargas das paredes por pavimento (Kgf/m)

Parede	Peso próprio (Kg/m <sup>2</sup> )	Espessura (m)	Altura (m)	Total (Kg/m)	Abertura (un.)	Altura (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Peso próprio (Kg/m <sup>2</sup> )	Vão (m)	Total (Kg/m)	Cargas Finais
1	1400	0,17	2,8	666,4	1	1,40	1,40	0,17	1400	2,70	172,77	493,63
2	1400	0,17	2,8	666,4	1	0,60	0,60	0,17	1400	1,25	68,54	597,86
3	1400	0,17	2,8	666,4	1	1,40	1,40	0,17	1400	2,50	186,59	479,81
4	1400	0,17	2,8	666,4	1	0,60	0,60	0,17	1400	1,25	68,54	597,86
5	1400	0,17	2,8	666,4	1	2,10	1,40	0,17	1400	2,95	237,19	429,21
6	1400	0,17	2,8	666,4	1	1,30	1,40	0,17	1400	2,50	173,26	493,14
7	1400	0,17	2,8	666,4	1	1,30	1,20	0,17	1400	1,50	247,52	418,88
8	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	4,20	0,00	666,40
9	1400	0,17	2,8	666,4	3	2,10	0,80	0,17	1400	5,60	214,20	452,20
10	1400	0,17	2,8	666,4	1	2,10	0,80	0,17	1400	4,25	94,08	572,32
11	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	2,70	0,00	666,40
12	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	5,60	0,00	666,40
13	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	3,10	0,00	666,40
14	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	4,25	0,00	666,40
15	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	9,85	0,00	666,40
16	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	3,60	0,00	666,40
17	1400	0,17	2,8	666,4	1	2,10	0,80	0,17	1400	4,60	86,92	579,48
18	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	3,60	0,00	666,40
19	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	3,60	0,00	666,40
20	1400	0,17	2,8	666,4	0			0,17	1400	3,60	0,00	666,40
21	1400	0,17	2,8	666,4	1	2,10	0,90	0,17	1400	4,60	97,79	568,61
22	1400	0,17	2,8	666,4	1	1,4	1,4	0,17	1400	4,20	111,07	555,33

Na Tabela 5 encontram-se os carregamentos utilizados no levantamento de cargas das lajes para o pavimento tipo, considerando o peso próprio, as cargas permanentes e acidentais, assim como as paredes de sustentação das mesmas. Enquanto a Tabela 6 apresenta os carregamentos considerados na laje de cobertura.

Tabela 5: Cargas das lajes - Pavimento Tipo (Kgf/m)

Laje	PP (Kg/m <sup>2</sup> )	Permanente (kg/m <sup>2</sup> )	Acidental (Kg/m <sup>2</sup> )	Total (kg/m <sup>2</sup> )	Vão (m)	Carga nos apoios	Parede Apoio	Parede Apoio
1	255	100	150	505	2,70	681,75	15	16
2	255	100	150	505	1,25	315,63	16	17
3	255	100	150	505	2,50	631,25	17	18
4	255	100	150	505	1,25	315,63	18	19
5	255	100	150	505	2,95	744,88	19	20
6	255	100	150	505	3,35	845,88	6 e 7	10
7	255	100	150	505	1,00	252,50	9	12
8	255	100	150	505	1,00	252,50	10	14
9	255	100	150	505	3,85	972,13	22	23

Tabela 6: Cargas das lajes - Pavimento cobertura (Kgf/m)

Laje	PP (Kg/m <sup>2</sup> )	Permanente (kg/m <sup>2</sup> )	Acidental (Kg/m <sup>2</sup> )	Total (kg/m <sup>2</sup> )	Vão (m)	Carga nos apoios	Parede Apoio	Parede Apoio
1	255	50	100	405	2,70	546,75	15	16
2	255	50	100	405	1,25	253,13	16	17
3	255	50	100	405	2,50	506,25	17	18
4	255	50	100	405	1,25	253,13	18	19
5	255	50	100	405	2,95	597,38	19	20
6	255	50	100	405	3,35	678,38	6 e 7	10
7	255	50	100	405	1,00	202,50	9	12
8	255	50	100	405	1,00	202,50	10	14
9	255	50	100	405	3,85	779,63	22	23

Após levantados os carregamentos em cada pavimento, foi considerado o número de pavimentos para cada configuração de cálculo, e assim definidas as cargas finais na base da edificação a serem suportadas pelo pavimento de transição. Na Tabela 7 constam os carregamentos utilizados para o dimensionamento da edificação de 8 pavimentos e na Tabela 8 são apresentados os carregamentos utilizados no dimensionamento da edificação de 12 pavimentos.

Tabela 7: Cargas na base das paredes (Kgf/m), para 8 pavimentos

Parede	carga parede	Carga laje tipo	Carga laje Cobertura	Carga total
1	3949,04	0	0,00	3949,04
2	4782,85	0	0,00	4782,85
3	3838,46	0	0,00	3838,46
4	4782,85	0	0,00	4782,85
5	3433,65	0	0,00	3433,65
6	3945,09	5921,125	678,38	10544,59
7	3351,04	5921,125	678,38	9950,54
8	5331,20	0	0,00	5331,20
9	3617,60	1767,5	202,50	5587,60
10	4578,56	6166,125	678,38	11423,06
11	5331,20	0	0,00	5331,20
12	5331,20	3535	202,50	9068,70
13	5331,20	0	0,00	5331,20
14	5331,20	3535	202,50	9068,70
15	5331,20	4772,25	546,75	10650,20
16	5331,20	5599,125	799,88	11730,20
17	4635,83	6628,125	759,38	12023,33
18	5331,20	6628,125	759,38	12718,70
19	5331,20	7423,5	850,50	13605,20
20	5331,20	5214,125	597,38	11142,70
21	4548,90	0	0,00	4548,90
22	4442,67	6804,875	779,63	12027,17

Tabela 8: Cargas na base das paredes (Kgf/m), para 12 pavimentos

Parede	carga parede	Carga laje tipo	Carga laje Cobertura	Carga total
1	5923,56	0	0,00	5923,56
2	7174,27	0	0,00	7174,27
3	5757,70	0	0,00	5757,70
4	7174,27	0	0,00	7174,27
5	5150,48	0	0,00	5150,48
6	5917,63	9304,625	678,38	15900,63
7	5026,56	9304,625	678,38	15009,56
8	7996,80	0	0,00	7996,80
9	5426,40	2777,5	202,50	8406,40
10	6867,84	9689,625	678,38	17235,84
11	7996,80	0	0,00	7996,80
12	7996,80	5555	202,50	13754,30
13	7996,80	0	0,00	7996,80
14	7996,80	5555	202,50	13754,30
15	7996,80	7499,25	546,75	16042,80
16	7996,80	8798,625	799,88	17595,30
17	6953,74	10415,625	759,38	18128,74
18	7996,80	10415,625	759,38	19171,80
19	7996,80	11665,5	850,50	20512,80
20	7996,80	8193,625	597,38	16787,80
21	6823,36	0	0,00	6823,36
22	6664,00	10693,375	779,63	18137,00

Assim como o levantamento preciso dos carregamentos atuantes, foi considerada a análise global das edificações que é um importante instrumento de análise da estrutura, permitindo também avaliar a importância dos esforços de segunda ordem globais. Esta verificação foi feita a partir do levantamento das ações horizontais atuantes, para posterior consideração destas ações no pavimento de transição. Para isso, foram calculados os coeficientes Gama Z (Tabela 9), a partir das características da edificação para as duas configurações de altura, considerando a inércia das paredes nas duas direções, assim como a geometria do edifício. A velocidade de vento utilizada foi para a região de Santa Maria/RS, com o valor de 45m/s. Por fim, também foi considerada a força de desaprumo.

Tabela 9: Coeficiente Gama Z

Direção	$\gamma_z$ - 8 Pavimentos	Direção	$\gamma_z$ - 12 Pavimentos
X	1,015	X	1,053
Y	1,027	Y	1,097

As ações horizontais e os momentos atuantes na base da edificação composta por 8 pavimentos, considerados para o dimensionamento do pavimento de transição, podem ser observados nas Figuras 23 e 24 respectivamente.

Figura 23: Ações na direção X para 8 pavimentos

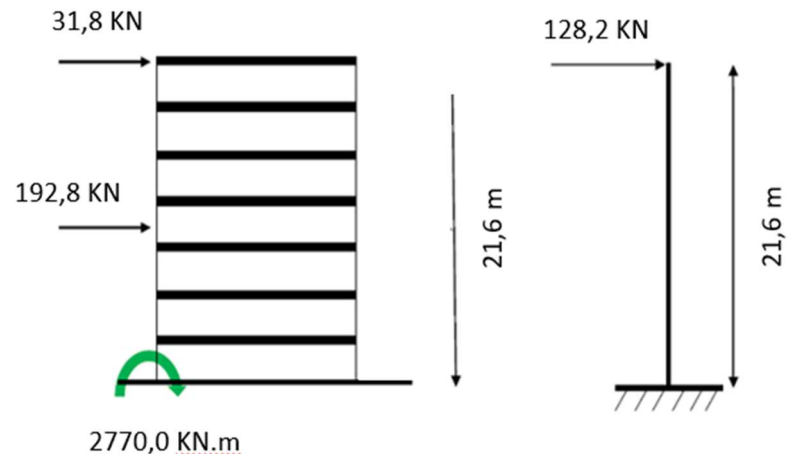
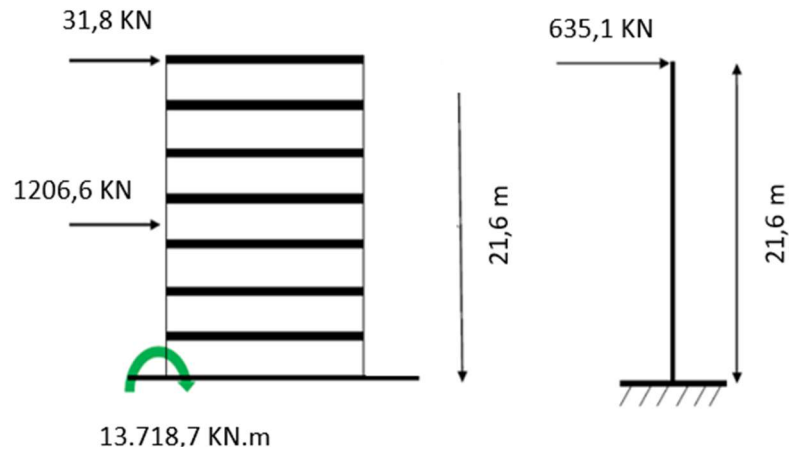


Figura 24: Ações na direção Y para 8 pavimentos



Nas Figuras 25 e 26 encontram-se os valores das ações horizontais e os momentos atuantes na base para edificação composta por 12 pavimentos.

Figura 25: Ações na direção X para 12 pavimentos

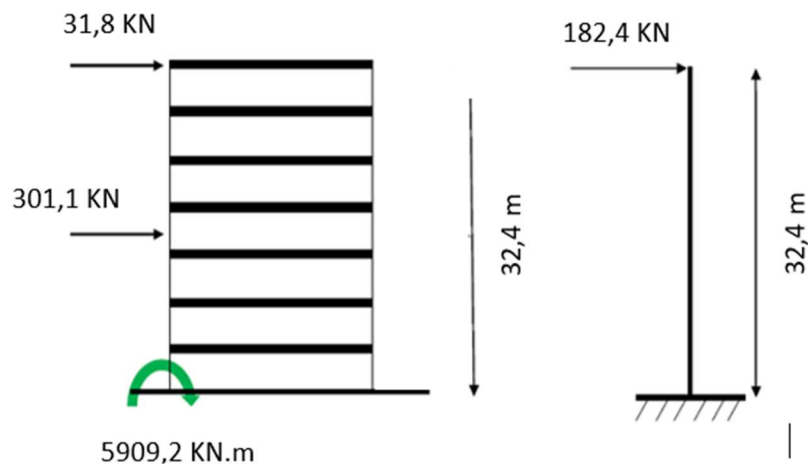
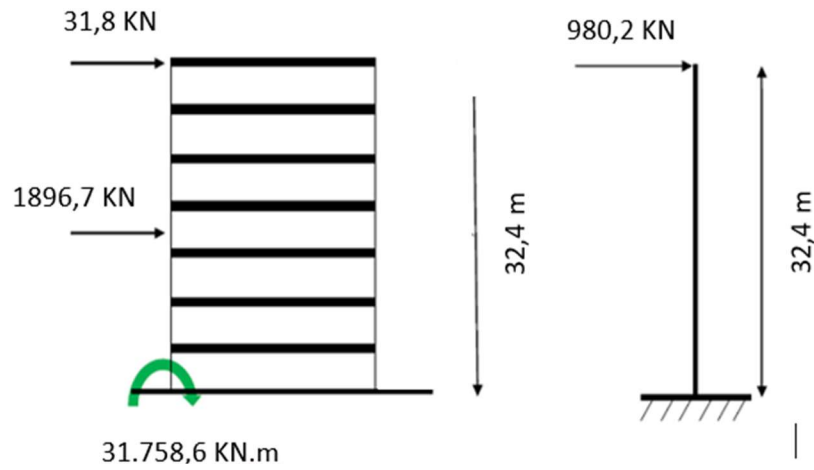


Figura 26: Ações na direção Y para 12 pavimentos



Sabendo-se o momento total atuante na base da edificação, foi incluído este esforço nas considerações do dimensionamento da estrutura em função da inércia total da edificação, sendo dividido o momento total em cada pilar proporcionalmente a sua inércia, ou seja cada pilar recebeu a parcela de momento equivalente a sua inércia.



## **5. RESULTADO E DISCUSSÕES**

### **5.1 DIMENSIONAMENTO**

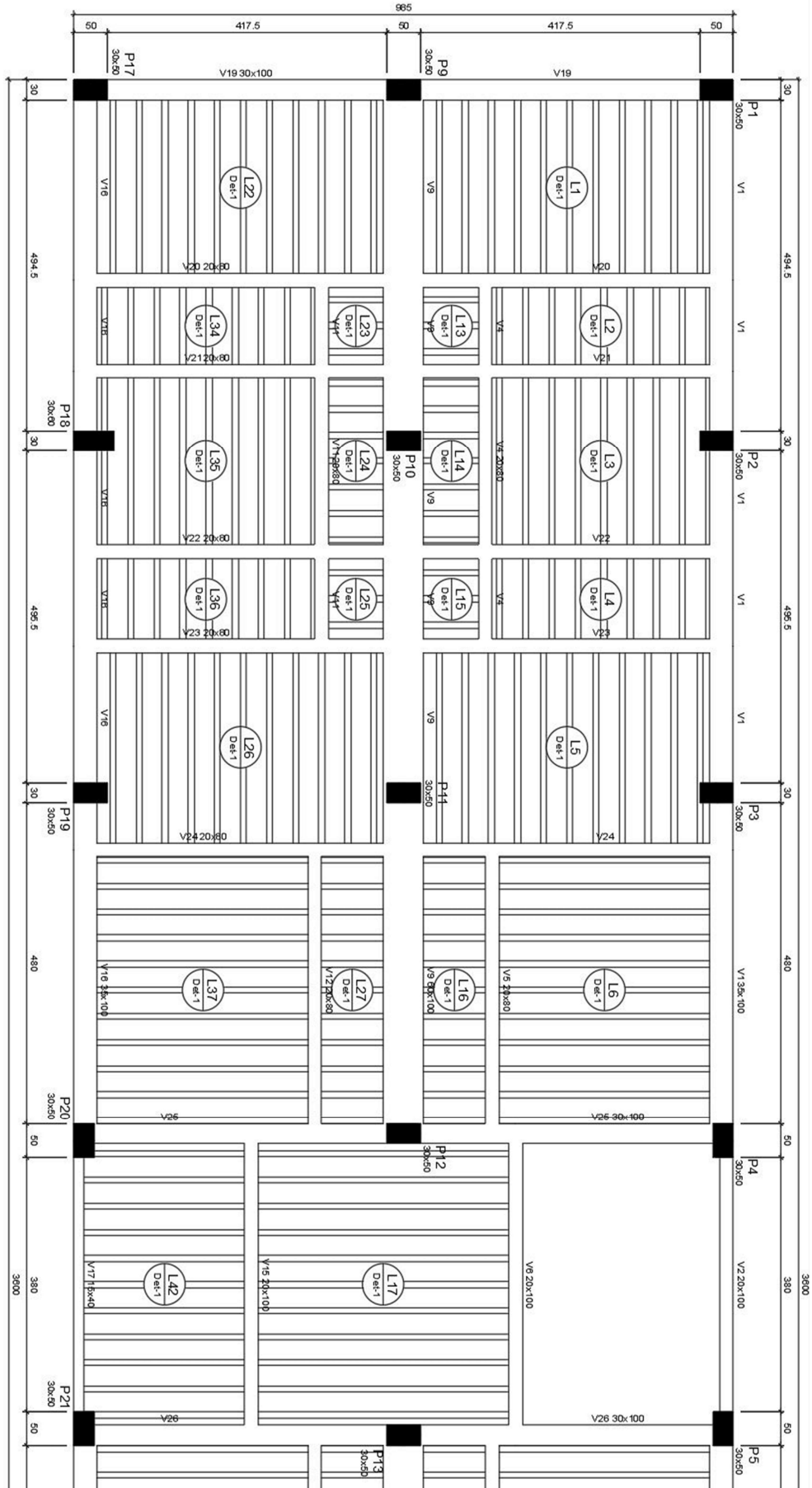
O dimensionamento estrutural, foi executado a partir dos carregamentos definidos, levando em conta as ações verticais e horizontais. Após dimensionado cada pavimento de transição, definiu-se as dimensões dos elementos, assim como o quantitativo de materiais.

Os sistemas estruturais considerados neste estudo são divididos em concreto armado e concreto protendido, sendo o primeiro em concreto armado para suporte de edificação de 8 pavimentos (8 CA), o segundo em concreto armado para suporte de 12 pavimentos (12 CA). O terceiro sistema estrutural foi definido em concreto protendido para suporte de 8 pavimentos com vãos de 7,5 metros entre pilares (8 CP 7,5), o quarto também em concreto protendido para 12 pavimentos com 7,5 metros entre pilares (12 CP 7,5), o quinto em concreto protendido para suporte de 8 pavimentos, porém com 5,0 metros entre pilares (8 CP 5,0) e por fim sistema em concreto protendido para suporte de 12 pavimentos com 5,0 metros entre pilares (12 CP 5,0).

#### **5.1.1 Transição em concreto armado para oito pavimentos – 8 CA**

Na Figura 27 pode-se observar o desenho de forma parcial da estrutura, por se tratar de uma edificação simétrica.

Figura 27: Forma parcial 8 CA



A partir do dimensionamento foram obtidos os quantitativos de materiais de cada situação de cálculo, para embasamento da análise comparativa. O pavimento de transição composto por edificação de 8 pavimentos, dimensionado apenas em concreto armado convencional, resultou no seguinte resumo de materiais, conforme Tabela 10.

Tabela 10: Resumo por pavimento para sistema 8 CA

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Área de forma (m <sup>2</sup> )	Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )
Pilotis	Vigas	10.353,9	78,9	611,3	131,2
	Pilares	2.671,3	12,8	135,8	208,7
	Lajes	687,4	13,6	0,0	50,5
	Total	13.712,6	105,3	747,1	130,2
Térreo	Vigas	828,3	14,9	186,8	55,6
	Pilares	1.601,0	5,5	58,2	291,1
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0
	Total	2.429,3	20,4	245,0	119,1

Além do resumo por pavimento pode-se observar na Tabela 11 o resumo do aço total utilizado por elemento e diâmetro. Na Tabela 12, encontra-se o resumo por elemento, dividido também por materiais utilizados.

Tabela 11: Resumo por bitola e por elemento para sistema 8 CA

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6,3	1.346,1	0,0	12,2	1.358,3
CA50	8,0	2.326,0	0,0	0,0	2.326,0
CA50	10,0	1.395,7	111,5	0,0	1.507,2
CA50	12,5	1.311,5	368,4	0,0	1.679,9
CA50	16,0	2.668,0	1.333,7	0,0	4.001,7
CA50	20,0	1.444,5	1.963,7	0,0	3.408,2
CA60	5,0	690,4	495,2	0,0	1.185,6
CA60	TR 06644	0,0	0,0	568,6	568,6

Tabela 12: Resumo por material e por elemento para sistema 8 CA

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	10.491,7	3.777,2	12,2	14.281,1
	CA60	690,4	495,2	687,4	1.873,0
	Total	11.182,1	4.272,4	699,6	16.154,1
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-30	93,8	18,3	13,6	125,7
Área de forma (m <sup>2</sup> )		798,1	194,0	0,0	992,1
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		119,2	233,5	0,9	128,5

Com base dos resultados obtidos nos quantitativos de materiais, pode-se observar que a estrutura em concreto armado demanda grande consumo de aço nas vigas de transição, devido as grandes dimensões necessárias para suportar as cargas sem que ocorra um deslocamento excessivo, ficando abaixo do limite máximo, também fica notório o elevado valor de concreto utilizado, já que as vigas resultaram em uma altura na ordem de 1,0 metro.

No caso dos pavimentos de transição dimensionados somente em concreto armado convencional, ainda existem os blocos de enchimento utilizados nas lajes treliçadas, que devem ser contabilizados nos materiais utilizados no pavimento. A Tabela 13 apresenta os quantitativos dos blocos utilizados na configuração de 8 pavimentos.

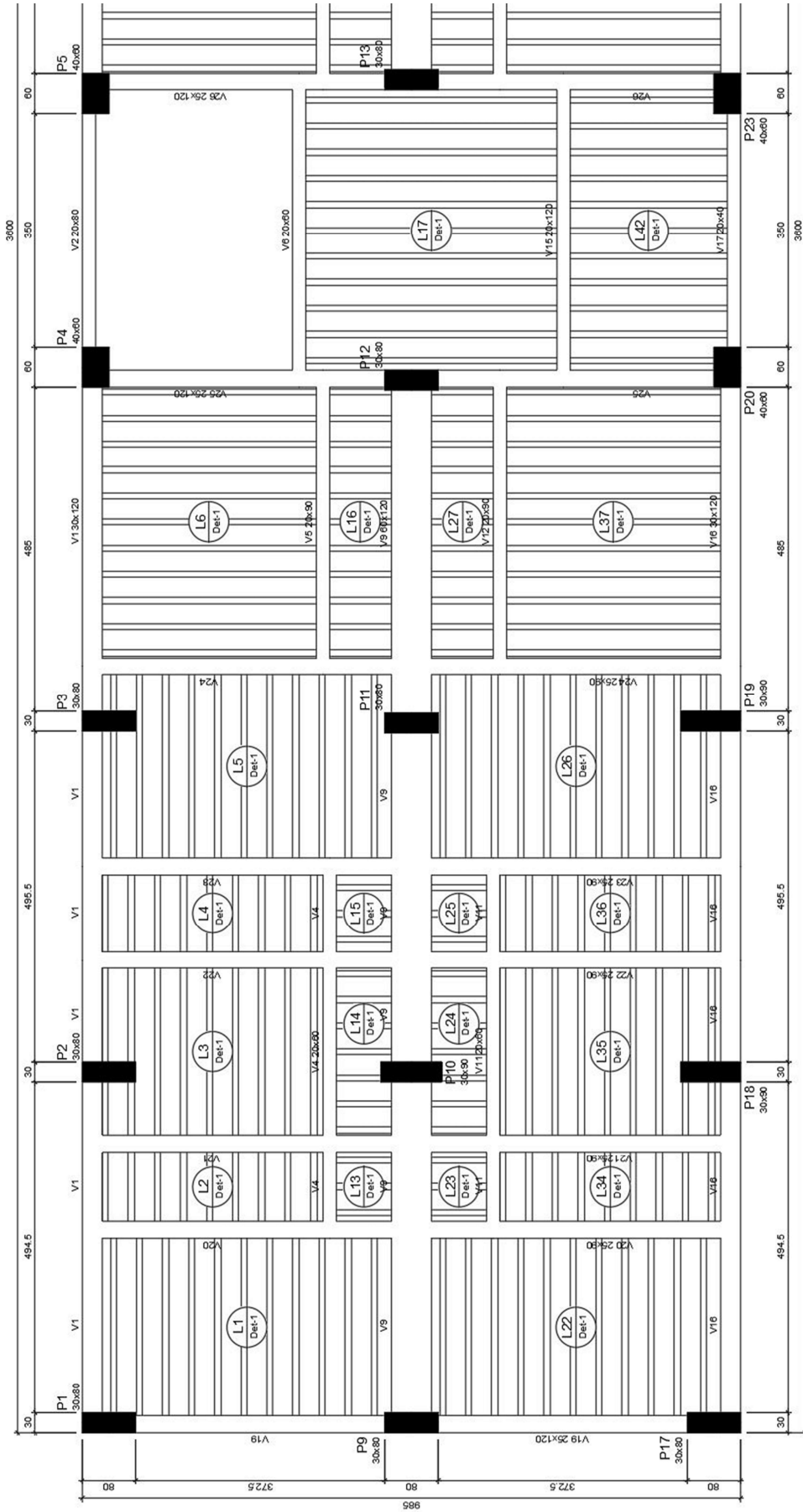
Tabela 13: Resumo dos blocos de enchimento 8 CA

Pavimento	Tipo	Nome	Dimensões (cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
Pilotis	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	604

### 5.1.2 Transição em concreto armado para doze pavimentos – 12 CA

Para a edificação de 12 pavimentos, as dimensões dos elementos tiveram um aumento nas dimensões dos elementos estruturais, assim como nos quantitativos de materiais. Na Figura 28 pode-se observar a forma do pavimento de transição.

Figura 28: Forma parcial 12 CA



A partir do dimensionamento foram obtidos os quantitativos de materiais do pavimento de transição para sustentar o edifício composto por 12 pavimentos, dimensionado apenas em concreto armado convencional, como mostra a Tabela 14.

Tabela 14: Resumo por elemento e por pavimento 12 CA

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Área de forma (m <sup>2</sup> )	Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )
Pilotis	Vigas	13.614,4	89,1	677,5	152,8
	Pilares	4.556,2	20,8	186,2	219,0
	Lajes	739,6	13,6	0,0	54,4
	Total	18.910,2	123,5	863,7	153,1
Térreo	Vigas	919,9	14,9	186,4	61,7
	Pilares	2.971,9	8,9	79,8	333,9
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0
	Total	3.891,8	23,8	266,2	163,5

Também pode-se observar na Tabela 15 o resumo do aço total utilizado por elemento e diâmetro da armadura. Na Tabela 16, encontra-se o resumo por elemento, dividido também por materiais utilizados.

Tabela 15: Resumo por bitola e por elemento 12 CA

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6,3	1.793,3	0,0	0,0	1.793,3
CA50	8,0	1.600,5	0,0	0,0	1.600,5
CA50	10,0	2.871,5	0,0	0,0	2.871,5
CA50	12,5	537,9	44,3	0,0	582,2
CA50	16,0	1.735,5	1.242,6	0,0	2.978,1
CA50	20,0	5.453,4	5.365,8	0,0	10.819,2
CA60	5,0	542,3	875,4	0,0	1.417,7
CA60	TR 06644	0,0	0,0	735,5	735,5

Tabela 16: Resumo por material e por elemento 12 CA

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	13.992,0	6.652,7	0,0	20.644,7
	CA60	542,3	875,4	735,5	2.153,2
	Total	14.534,3	7.528,1	735,5	22.797,9
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-30	104,0	29,7	13,6	147,3
Área de forma (m <sup>2</sup> )		863,9	266,0	0,0	1.129,9
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		139,7	253,5	0,0	154,8

A partir das informações provenientes da análise deste sistema, destaca-se o consumo de aço utilizado no dimensionamento das vigas de transição que neste caso chegaram a uma altura final de 1,20m, além do aumento considerável na quantia de aço dos pilares em relação

ao sistema anterior, visto que o aumento da altura da edificação demanda maior dificuldade na estabilização da edificação.

Assim como na estrutura anterior, para os casos de pavimentos de transição dimensionados somente em concreto armado convencional, ainda existem os blocos de enchimento utilizados nas lajes treliçadas, que devem ser contabilizados nos materiais utilizados no pavimento. A Tabela 17 apresenta os quantitativos dos blocos utilizados na configuração de 12 pavimentos.

Tabela 17: Resumo dos blocos de enchimento 12 CA

Pavimento	Tipo	Nome	Dimensões (cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
Pilotis	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	588

### 5.1.3 Pavimentos de transição em concreto protendido

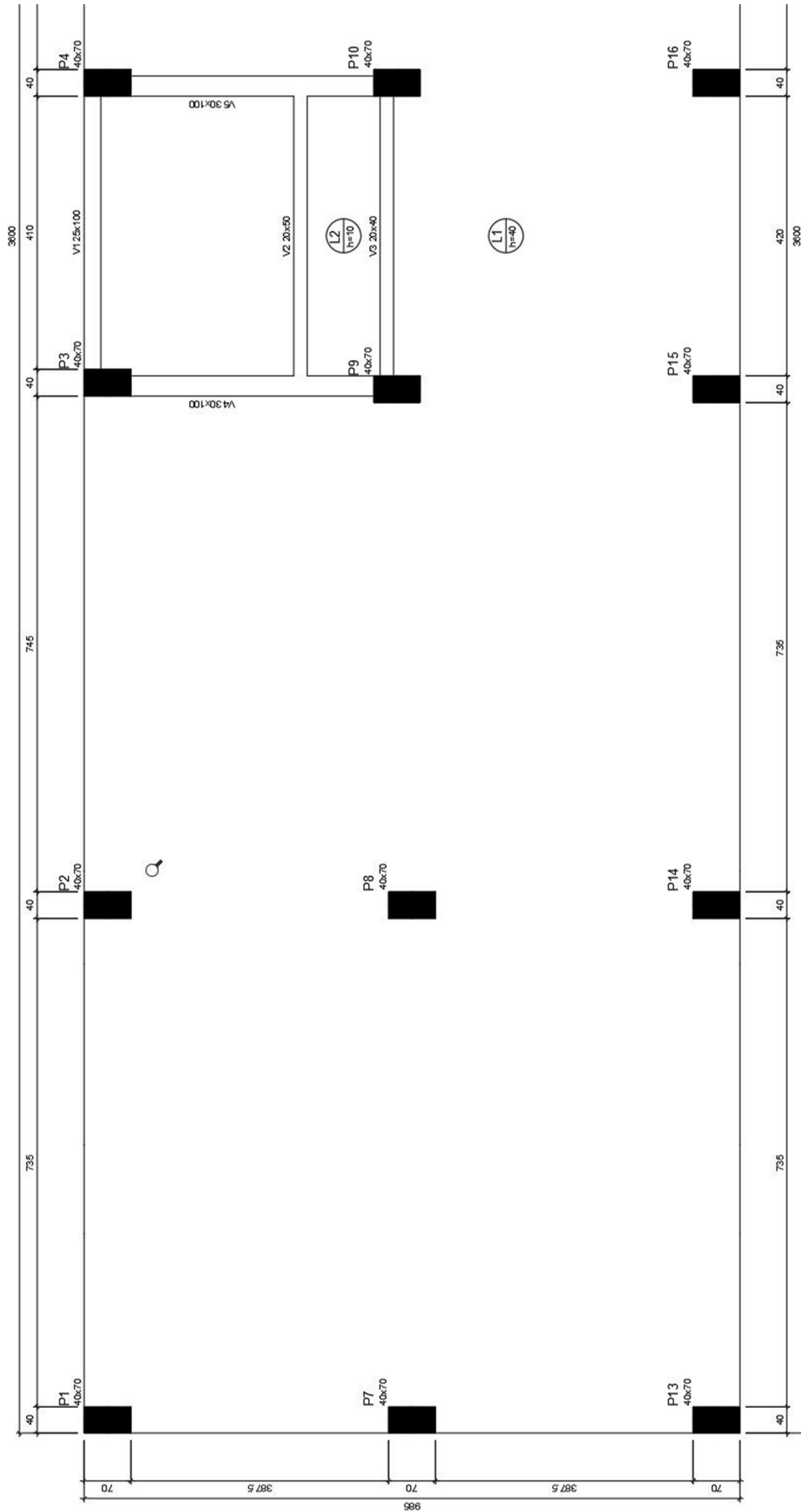
Neste item serão apresentados os valores de quantitativos de materiais para os pavimentos de transição dimensionados em concreto protendido. Em um primeiro momento foram dimensionados os pavimentos para suporte de edificações de 8 e 12 pavimentos, utilizando um espaçamento de pilares com o vão máximo de 7,50 metros, conforme proposto na metodologia, para além da redução de elementos, tirar proveito do sistema liberando mais espaço de circulação.

No entanto, após concluídos os dimensionamentos, optou-se pela criação de uma terceira hipótese, visando somente a redução de custos, tornando a construção mais viável economicamente. Para isso, foi criado um pavimento de transição em concreto protendido utilizando os mesmos vãos de pilares da hipótese em concreto armado, ou seja, 5,0 metros, contemplando também as edificações de 8 e 12 pavimentos.

#### 5.1.3.1. *Transição com Grandes Vãos Para Oito pavimentos 8 CP 7,5*

Este sistema considerou somente o uso de pilares e lajes em concreto protendido, resultando em uma espessura final de laje de 40cm, para suporte das cargas provenientes da edificação. A Figura 29 mostra o desenho de forma da edificação dimensionada para suporte de edificação em alvenaria estrutural composta por 8 pavimentos, utilizando os vãos máximos entre pilares de 7,50 metros.

Figura 29: Forma Parcial 8 CP 7,5





Destaca-se neste caso a diferença entre os sistemas estruturais, sendo o concreto protendido um sistema mais limpo e prático em relação ao concreto armado, principalmente em casos onde os vão entre pilares são maiores.

Para o dimensionamento em concreto protendido, os quantitativos relacionados ao aço foram divididos em duas categorias, aço passivo e aço ativo. Na Tabela 18 estão listados os quantitativos de materiais para a edificação de 8 pavimentos, constando somente o aço passivo, incluindo o aço das lajes.

Tabela 18: Resumo por elemento e por pavimento 8 CP 7,5

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Área de forma (m <sup>2</sup> )	Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )
Pilotis	Vigas	636,7	5,1	45,0	124,8
	Pilares	2.606,3	15,1	118,8	172,6
	Lajes	6.601,8	133,5	371,1	25,1
	Total	3.254,6	153,7	534,9	42,9
Térreo	Vigas	1.162,1	14,2	172,0	81,8
	Pilares	1.816,4	7,6	59,4	239,0
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0
	Total	2.978,5	21,8	231,4	136,6

Além do resumo por elemento estão listados os quantitativos dos materiais por elemento e bitola dos aços passivos na Tabela 19 e por material e elemento na Tabela 20.

Tabela 19: Resumo por bitola e por elemento 8 CP 7,5

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6,3	63,5	0,0	0,0	63,5
CA50	8,0	109,7	0,0	0,0	109,7
CA50	10,0	41,6	0,0	2.251,0	2.302,6
CA50	12,5	702,6	0,0	0,0	702,6
CA50	16,0	314,4	575,5	1.107,7	2.013,6
CA50	20,0	355,2	3.052,5	0,0	3.407,7
CA60	5,0	211,8	794,7	11,6	1.018,1

Tabela 20: Resumo por material e por elemento 8 CP 7,5

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	1.587,0	3.628,1	3.358,8	8.573,9
	CA60	211,8	794,7	11,6	1.018,1
	Total	1.798,8	4.422,8	3.370,4	9.592,0
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-30	19,3	22,7	133,5	175,5
Área de forma (m <sup>2</sup> )		217,0	178,2	371,1	766,3
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		93,0	24,8	25,2	54,6

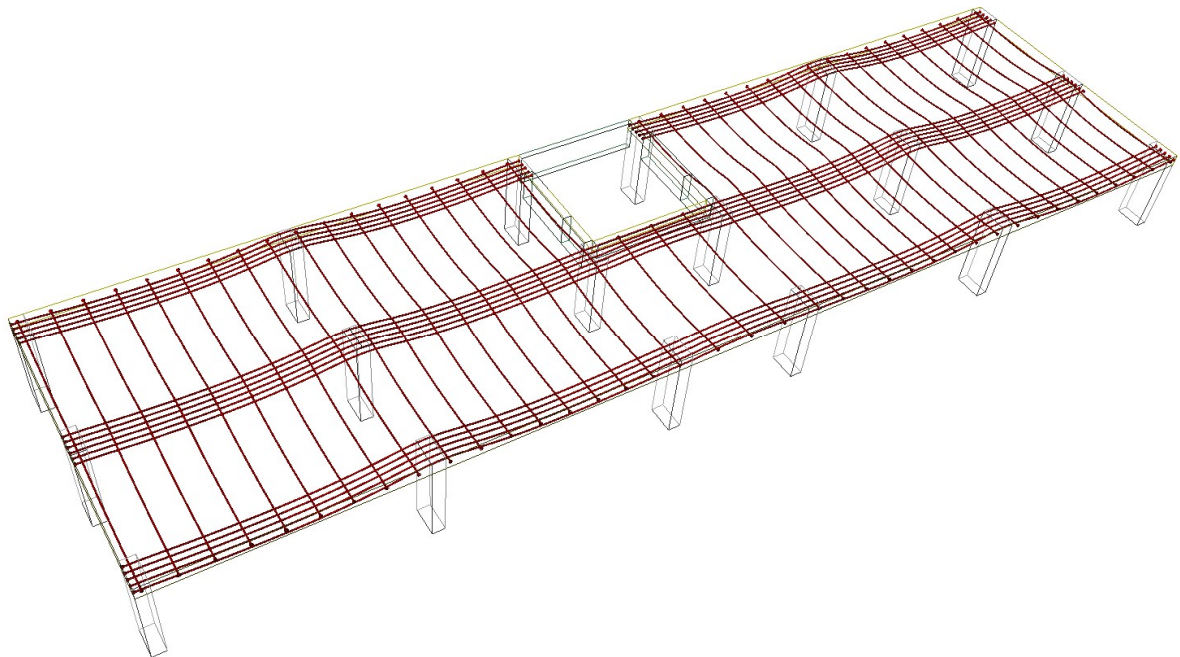
Conforme citado anteriormente os aços foram divididos em passivos e ativos, a seguir foram listados os quantitativos de aço ativo, utilizados no dimensionamento do pavimento de transição, Tabela 21.

Tabela 21: Resumo de cordoalhas engraxadas 8 CP 7,5

	<b>Peso</b>	<b>Consumo por área</b>	<b>Consumo por volume</b>
CP190RB	kg	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>
12,7mm	2.436,03	7,25	17,74

No caso dos sistemas em concreto protendido fica notória a redução no consumo de aço no nível da transição, porém o consumo de concreto aumenta, visto que para o sistema atual o dimensionamento da laje de transição resultou em uma espessura final de 40cm, com a disposição de cabos apresentada na Figura 30.

Figura 30: Disposição dos cabos do sistema 8 CP 7,5



### 5.1.3.2. *Transição com grandes vãos para doze pavimentos – 12 CP 7,5*

O mesmo sistema em concreto protendido foi dimensionado para o suporte da edificação composta por 12 pavimentos, resultando em uma espessura final de laje de 50cm, para suporte das cargas provenientes da edificação como pode ser visto na Figura 30.



Assim como no dimensionamento anterior em concreto protendido, os quantitativos relacionados ao aço foram divididos em aço passivo e aço ativo. Pode-se conferir na Tabela 22 os quantitativos de materiais para o pavimento de transição da edificação de 12 pavimentos, constando somente o aço passivo, inclusive o aço das lajes.

Tabela 22:Resumo por pavimento e por elemento 12 CP 7,5

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)
Pilotis	Vigas	1.095,1	5,4	48,7	202,8
	Pilares	3.995,1	19,4	140,4	205,9
	Lajes	4.836,6	166,6	379,3	29,1
	Total	9.926,8	191,4	568,4	26,7
Térreo	Vigas	1.211,1	13,9	171,4	87,1
	Pilares	2.850,1	9,7	70,2	293,8
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0
	Total	4.061,2	23,6	241,6	172,1

Na Tabela 23 estão descritos os quantitativos de aço classificados de acordo suas bitolas e por elemento ao qual pertence, assim como os valores totais. A Tabela 24 mostra os valores por material e por elemento.

Tabela 23:Resumo por bitola e por elemento 12 CP 7,5

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6,3	64,3	0,0	0,0	64,3
CA50	8,0	77,0	0,0	3.300,0	3.377,0
CA50	10,0	366,0	0,0	0,0	366,0
CA50	12,5	709,6	0,0	0,0	709,6
CA50	16,0	337,0	1.014,1	1.525,5	2.876,6
CA50	20,0	545,8	4.585,9	0,0	5.131,7
CA60	5,0	206,5	1.245,1	11,1	1.462,7

Tabela 24:Resumo por material e por elemento 12 CP 7,5

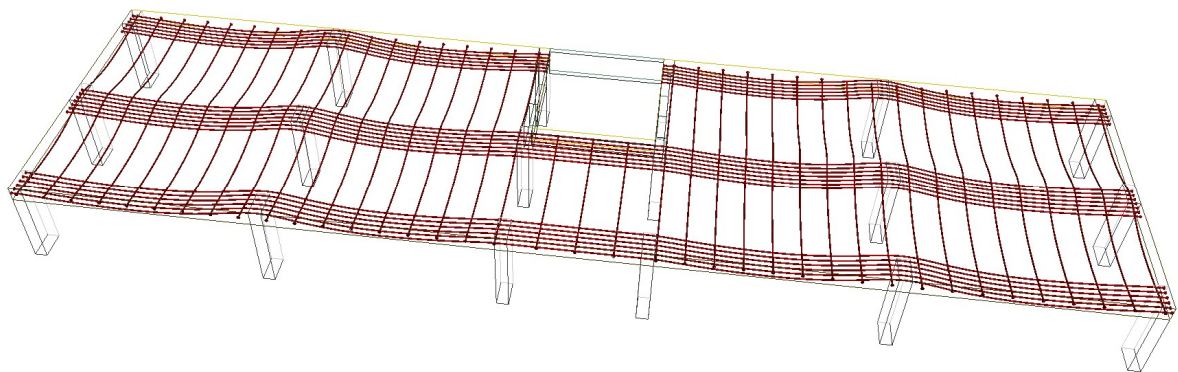
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	2.099,7	5.600,0	4.825,5	12.525,2
	CA60	206,5	1.245,1	11,1	1.462,7
	Total	2.306,2	6.845,1	4.836,6	13.987,9
Volume concreto (m³)	C-30	19,4	29,2	166,6	215,2
Área de forma (m²)		220,1	210,6	379,3	810,0
Consumo de aço (kg/m³)		119,2	234,7	29,1	65,0

Na Tabela 25 foram listados os quantitativos de aço ativo utilizado no dimensionamento do pavimento de transição de 12 pavimentos e na Figura 32 pode-se observar a disposição dos cabos de protensão.

Tabela 25: Resumo de cordoalhas engraxadas 12 CP 7,5

	<b>Peso</b>	<b>Consumo por área</b>	<b>Consumo por volume</b>
CP190RB	kg	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>
12,7mm	2.593,19	7,73	15,21

Figura 32: Disposição dos cabos do sistema 12 CP 7,5

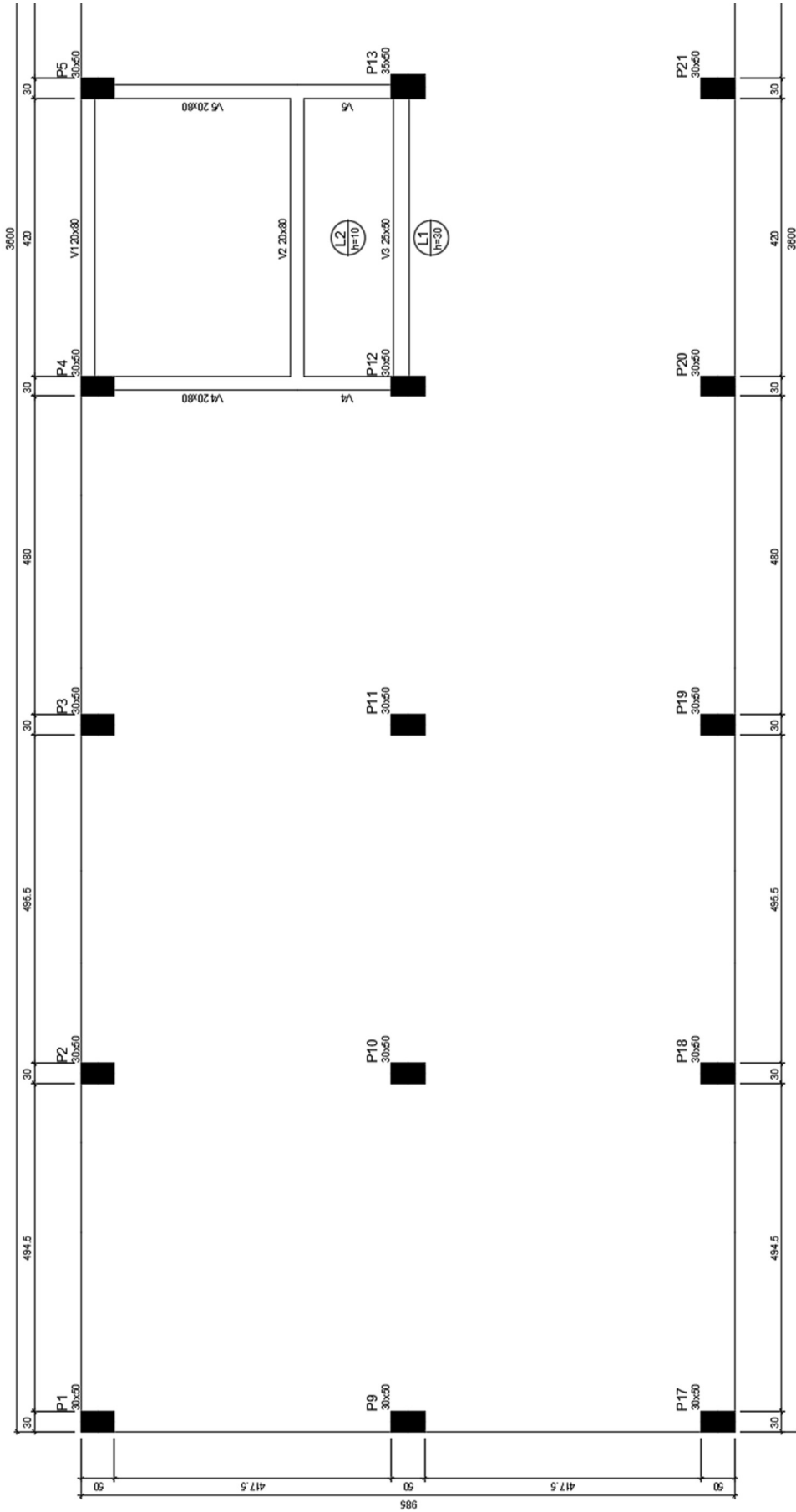


Para este sistema o destaque está no consumo elevado de concreto devido à grande espessura da laje, houve também uma redução na quantidade de aço dos pilares em relação ao sistema em concreto armado, pois apesar da seção dos pilares terem aumentado, a redução do número de elementos compensou este acréscimo.

#### **5.1.3.3. Transição com pequenos vãos para oito pavimentos – 8 CP 5,0**

Para uma comparação mais ampla, foi dimensionado um pavimento de transição em concreto protendido para suporte de uma edificação com 8 pavimentos em alvenaria estrutural. Esta composição teve a mesma configuração de pilares utilizada no dimensionamento do sistema em concreto armado, resultando assim em uma laje de transição com espessura final de 30cm (Figura 33). A forma deste pavimento demonstra uma estrutura um pouco mais densa devido ao maior número de pilares, porém ainda sim mantém-se a praticidade de execução e limpeza do sistema.

Figura 33: Forma da transição 8 CP 5,0



A partir do dimensionamento da estrutura proposta acima, foram levantados os quantitativos de aço passivo. Os resumos de material foram divididos por pavimento e por elemento na Tabela 26, classificados por bitola de aço para cada elemento (Tabela 27) e por fim, os materiais e o aço passivo são apresentados na Tabela 28, divididos por material e por elementos estruturais.

Tabela 26: Resumo por elemento e por pavimento 8 CP 5,0

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Área de forma (m <sup>2</sup> )	Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )
Pilotis	Vigas	511,9	3,8	41,6	134,7
	Pilares	2.336,6	10,9	115,5	214,4
	Lajes	2.504,7	100,0	363,2	25,5
	Total	5.353,2	114,7	520,3	46,7
Térreo	Vigas	1.002,5	14,9	186,8	67,3
	Pilares	1.639,1	5,4	57,8	303,5
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0
	Total	2.641,6	20,3	244,6	130,1

Tabela 27: Resumo por bitola e por elemento 8 CP 5,0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6,3	92,6	0,0	0,0	92,6
CA50	8,0	38,8	0,0	0,0	38,8
CA50	10,0	406,8	0,0	0,0	406,8
CA50	12,5	438,3	330,5	2.504,7	3.273,5
CA50	16,0	163,2	1.122,2	0,0	1.285,4
CA50	20,0	147,5	2.079,3	0,0	2.226,8
CA60	5,0	227,2	443,7	12,6	683,5

Tabela 28: Resumo por material e por elemento 8 CP 5,0

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	1.287,2	3.532,0	2.504,7	7.323,9
	CA60	227,2	443,7	12,6	683,5
	Total	1.514,4	3.975,7	12,6	5.502,7
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-30	18,7	16,3	100,0	135,0
Área de forma (m <sup>2</sup> )		228,4	173,3	363,2	764,9
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		80,9	243,7	25,5	350,1

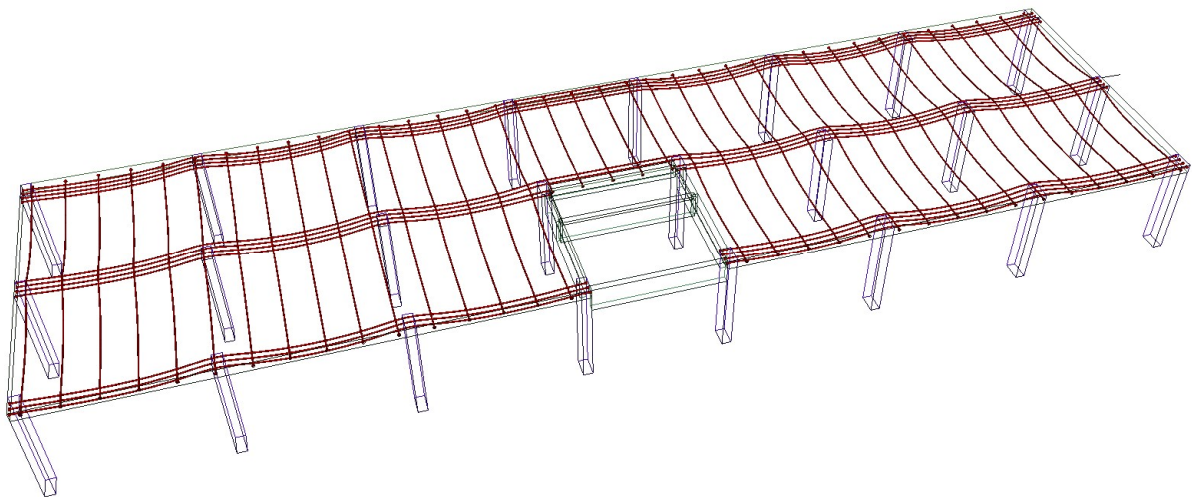
O dimensionamento da estrutura em concreto protendido para a configuração atual, resultou no quantitativo de cordoalhas engraxadas apresentado na Tabela 29.

Tabela 29: Resumo de cordoalhas engraxadas 8 CP 5,0

	<b>Peso</b>	<b>Consumo por área</b>	<b>Consumo por volume</b>
CP190RB	kg	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>
12,7mm	1.714,81	5,02	16,57

Como esperado na utilização do concreto protendido com redução dos vãos, os quantitativos de materiais tiveram uma redução considerável tanto em aço quanto em concreto, devido a espessura final da laje de 30cm, resultando em um sistema mais econômico e com ganhos inclusive na altura final da edificação, visto que comparado ao sistema em concreto armado a diferença de altura do pavimento chegou a 70cm. A Figura 34 apresenta a disposição dos cabos para o sistema.

Figura 34: Disposição dos cabos do sistema 8 CP 5,0

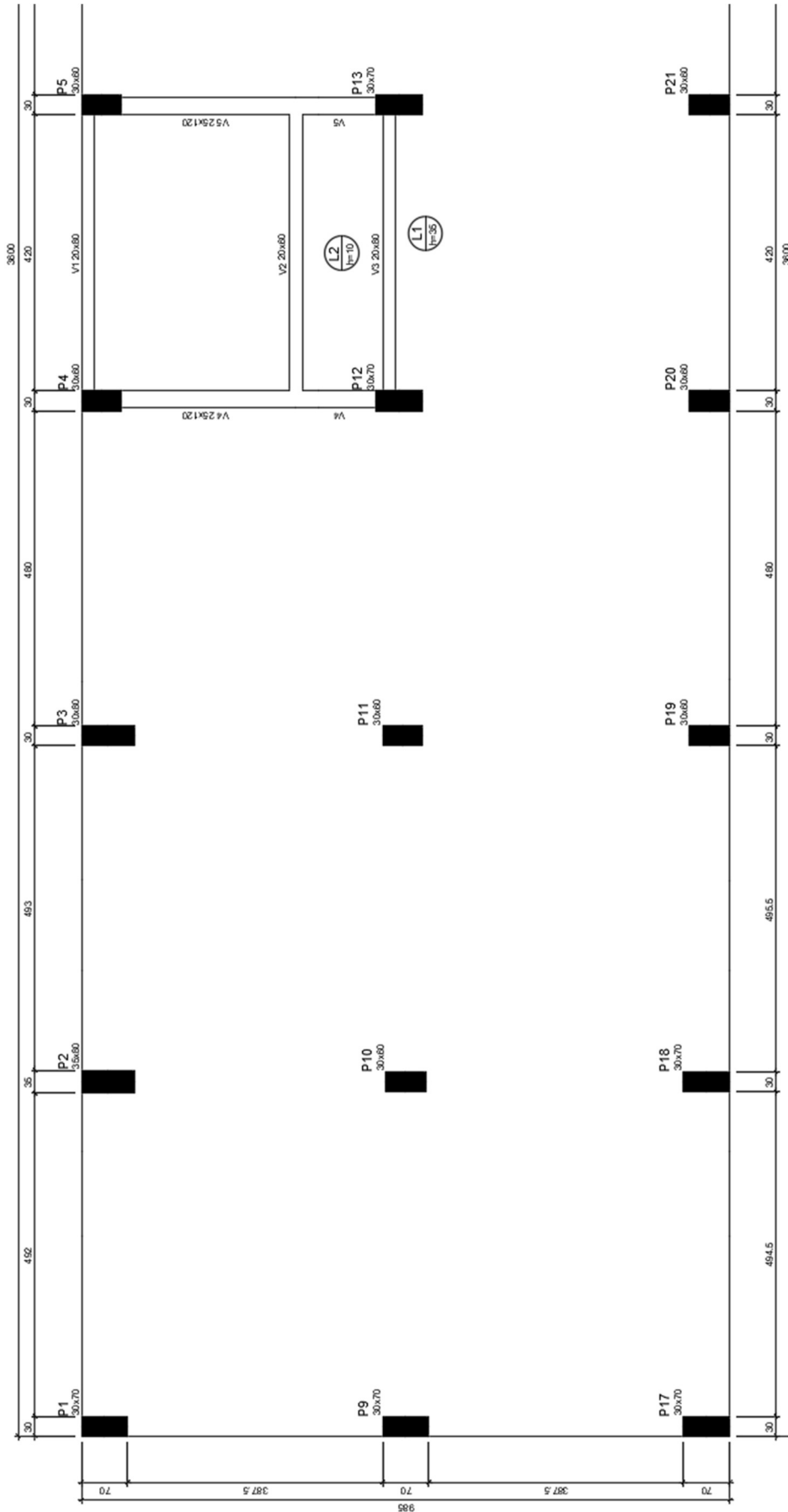


#### **5.1.3.4. Transição com pequenos vãos para doze pavimentos – 12 CP 5,0**

A partir do dimensionamento do pavimento de transição em concreto protendido para suporte de edificação em alvenaria estrutural composta por 12 pavimentos utilizando a mesma distribuição de pilares do sistema em concreto armado, obteve-se uma laje maciça com espessura de 35 cm (Figura 35), mantendo assim a redução na altura da edificação.



Figura 35: Forma da transição 12 CP 5,0



Após dimensionado o pavimento de transição proposto acima, foram gerados os quantitativos de aço passivo da estrutura. Os resumos de material foram divididos por pavimento e por elemento, conforme Tabela 30. Os aços foram classificados por bitola para cada elemento (Tabela 31) e por fim, os materiais e o aço passivo são apresentados na Tabela 32, divididos por material e por elementos estruturais.

Tabela 30: Resumo por elemento e por pavimento 12 CP 5,0

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Área de forma (m <sup>2</sup> )	Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )
Pilotis	Vigas	701,4	5,2	51,3	134,9
	Pilares	3.728,7	14,6	139,8	255,4
	Lajes	3.306,9	116,3	368,6	28,4
	Total	7.737,0	136,1	559,7	56,8
Térreo	Vigas	1.269,4	14,9	186,8	85,2
	Pilares	2.760,8	7,3	69,9	378,2
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0
	Total	4.030,2	22,2	256,7	181,5

Tabela 31: Resumo por bitola e por elemento 12 CP 5,0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6,3	115,9	0,0	0,0	115,9
CA50	8,0	112,7	0,0	0,0	112,7
CA50	10,0	345,5	0,0	2029,8	2.375,3
CA50	12,5	588,3	61,0	0,0	649,3
CA50	16,0	467,1	527,6	1.277,2	2.071,9
CA50	20,0	103,8	5.212,7	0,0	5.316,5
CA60	5,0	237,5	688,1	11,6	937,2

Tabela 32: Resumo por material e por elemento 12 CP 5,0

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	1.733,3	5.801,3	3.306,9	10.841,5
	CA60	237,5	688,1	11,6	937,2
	Total	1.970,8	6.489,4	3.018,5	11.778,7
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-30	20,1	22,0	116,3	158,4
Área de forma (m <sup>2</sup> )		238,1	209,7	368,6	816,4
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		97,8	295,5	25,9	74,4

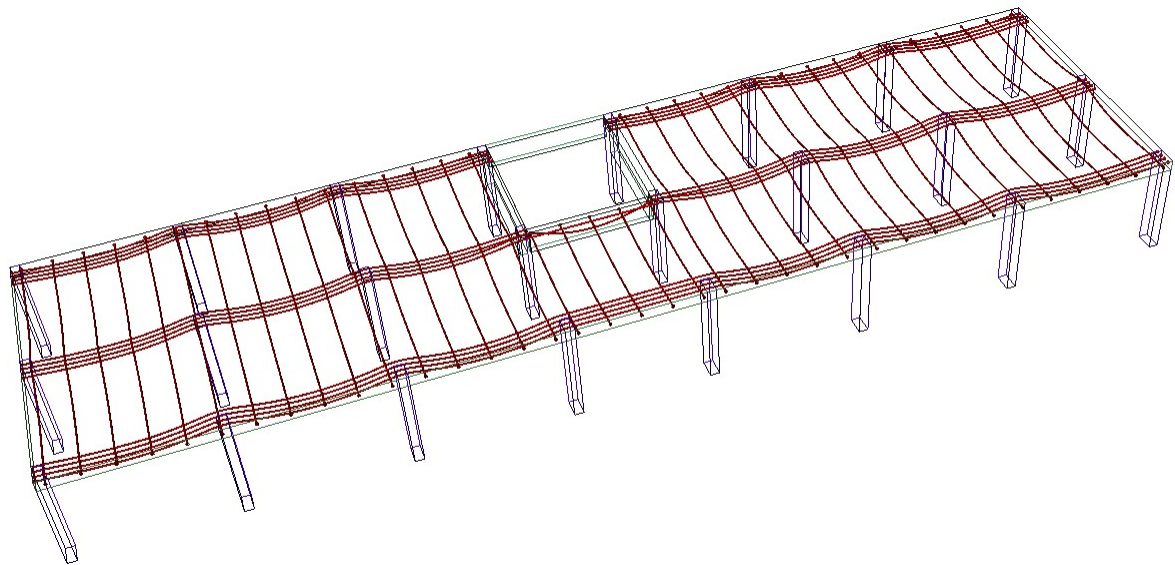
A quantidade de cordoalhas engraxadas utilizadas foram dimensionadas e resultaram nos quantitativos apresentados na Tabela 34.

Tabela 33:Resumo de cordoalhas engraxadas 12 CP 5,0

	<b>Peso</b>	<b>Consumo por área</b>	<b>Consumo por volume</b>
CP190RB	kg	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>
12,7mm	2.036,1	6,1	16,9

A partir dos resultados obtidos neste sistema, destaca-se o ganho de altura da edificação, pois comparando com o sistema em concreto armado a diferença de altura chega a 85cm, observa-se também a redução do consumo de aço e concreto em comparação com os outros sistemas dimensionados para o suporte de edificação de 12 pavimentos. Na Figura 36 é apresentada a distribuição dos cabos.

Figura 36:Disposição dos cabos do sistema 12 CP 5,0



## 5.2 ANÁLISES ENTRE SISTEMAS

A partir do levantamento dos quantitativos de materiais para os diversos sistemas estruturais abordados foram analisados os resultados. O comparativo dos dados obtidos entre sistemas é exposto na Tabela 34, onde os quantitativos são divididos em materiais e também em sistemas.

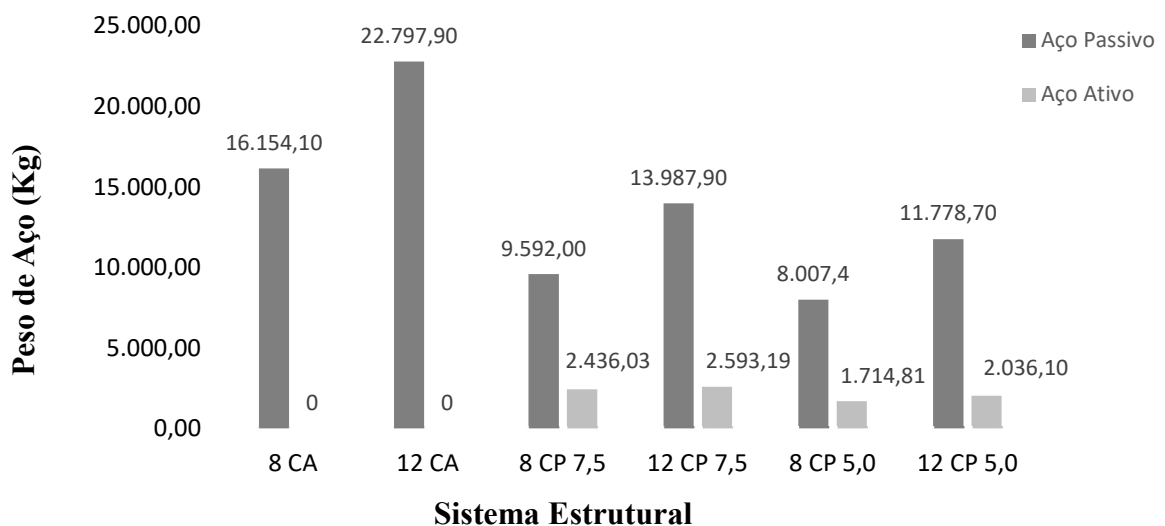
Tabela 34: Resumo de materiais dos sistemas

		8 CA	12 CA	8 CP 7,5	12 CP 7,5	8 CP 5,0	12 CP 5,0
Peso total + 10% (kg)	CA50	14.281,10	20.644,7	8.573,90	12.525,2	7.323,9	10.841,5
	CA60	1.873,00	2.153,2	1.018,10	1.462,70	683,5	937,2
	CP 190 RB	0,00	0,0	2.436,03	2.593,19	1.714,81	2.036,10
	Total	16.154,10	22.797,9	12.028,03	16.581,1	9.722,2	13.814,8
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-30	125,7	147,3	175,5	215,2	135	158,4
Área de forma (m <sup>2</sup> )		992,1	1.129,9	766,3	810	764,9	816,4
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		128,5	154,8	68,5	77,0	72,0	87,2

Os resultados obtidos a partir da análise dos diversos sistemas deixa claro os pontos fortes e fracos de cada um, no caso dos sistemas em concreto armado a necessidade de maior altura na edificação e um maior consumo de formas destacam-se em comparação ao sistema protendido, porém o maior consumo de concreto se torna um ponto negativo quando utilizado o concreto protendido, entretanto o ganho na redução de aço pode, talvez compensar esta situação.

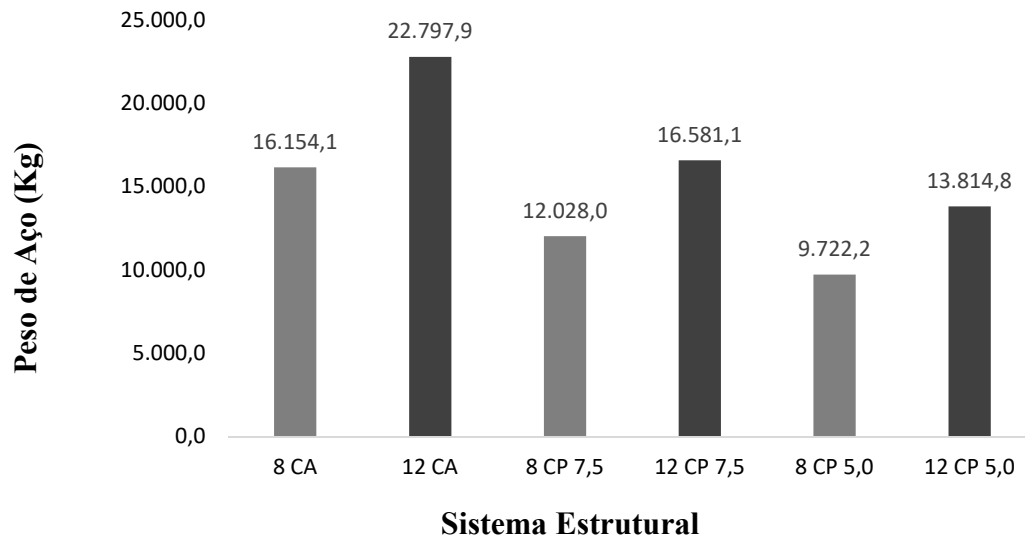
Para comparação dos dados levantados, em função da Tabela 34, pode-se observar a Figura 37, onde foram considerados os quantitativos e tipos de aço, separando armadura ativa e passiva.

Figura 37: Relação de aços totais entre sistemas



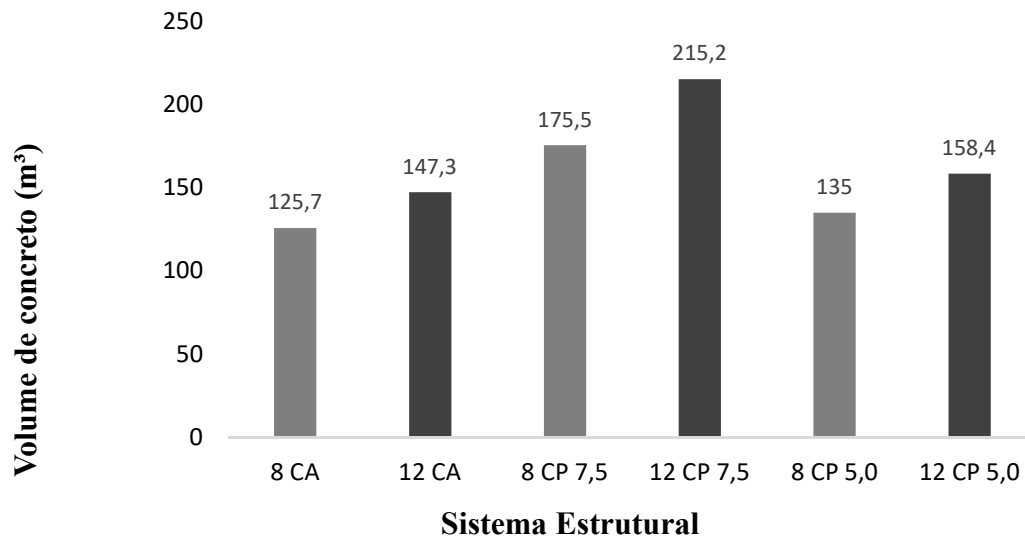
Comparando a utilização total de aço, observa-se o alto índice de armadura para o sistema em concreto armado de 12 pavimentos, sendo os pavimentos de transição em concreto protendido para 8 pavimentos os mais econômicos. O comparativo entre sistemas, incluindo os aços passivos e aços ativos, é apresentado na Figura 38.

Figura 38: Relação de aços ativo/passivo entre sistemas



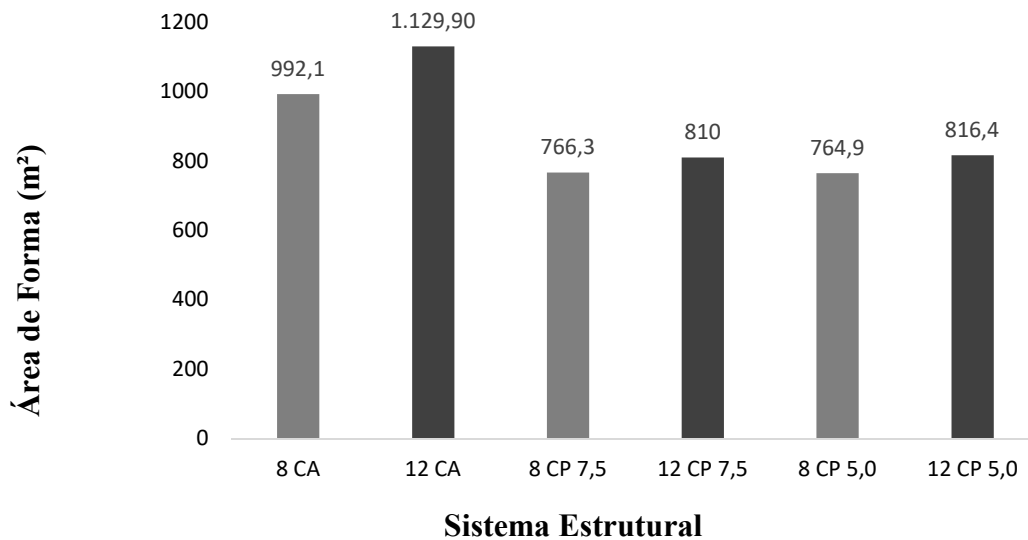
Além dos quantitativos de aço foram também comparados os valores de concreto utilizados em cada sistema estrutural, apresentados na Figura 39. Também o levantamento de área de forma necessários a cada estrutura podem ser conferidos na Figura 36.

Figura 39: Resumo de concreto entre sistema



A partir dos dados da Figura 40 torna-se evidente o maior consumo de concreto para entre os sistemas em concreto protendido.

Figura 40: Relação de área de forma entre sistemas



Conforme esperado, os sistemas em concreto armado necessitam de uma área de forma maior, quando comparados com os sistemas em concreto protendido, que por sua vez demonstram um equilíbrio devido a espessura de laje ser a única variação entre os sistemas.

### 5.6.1 Análise dos sistemas com oito pavimentos

Uma comparação entre os pavimentos de transição dimensionados para suporte da edificação de 8 pavimentos pode ser conferida na Tabela 35, onde constam os quantitativos de materiais utilizados para cada sistema.

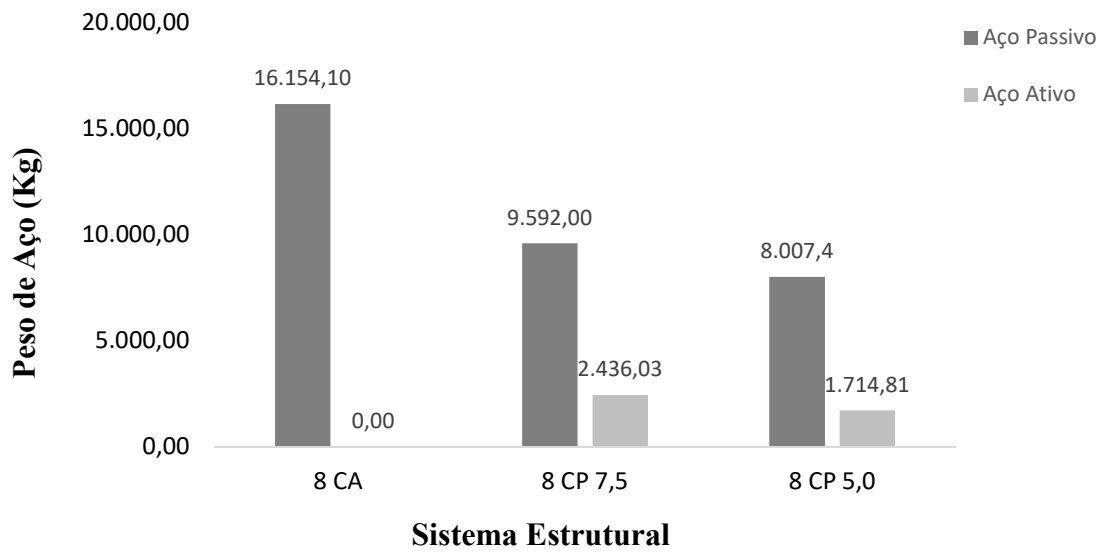
Tabela 35: Resumo de materiais entre sistemas com 8 pavimentos

		8 CA	8 CP 7,5	8 CP 5,0
Peso total	CA50	14.281,10	8.573,90	7.323,9
+ 10% (kg)	CA60	1.873,00	1.018,10	683,5
	CP 190 RB	0,00	2.436,03	1.714,81
	Total	16.154,10	12.028,03	9.722,2
Volume concreto (m³)	C-30	125,7	175,5	135
Área de forma (m²)		992,1	766,3	764,9
Consumo de aço (kg/m³)		128,5	68,5	72,0

Comparando os sistemas estruturais para suporte de edificação com 8 pavimentos, pode-se concluir que as estruturas em concreto protendido consomem menos aço e área de formas, porém tem um maior consumo de concreto em relação ao sistema em concreto armado.

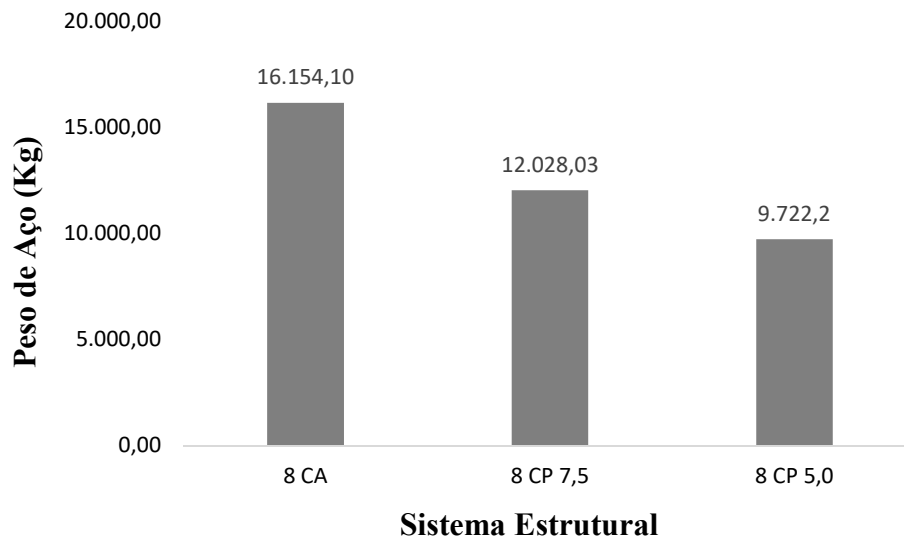
A partir dos dados contidos na Tabela 35, foram criados comparativos entre os sistemas. Na Figura 41 constam os resumos de aço considerando os aços ativos e passivos separadamente.

Figura 41: Comparativo entre sistemas de 8 pavimentos para aço ativo / passivo



Quando comparados os consumos de aço de cada sistema, evidencia-se a grande redução de aço passivo quando utilizado o concreto protendo. Na Figura 42 pode-se conferir os dados de aço em sua totalidade.

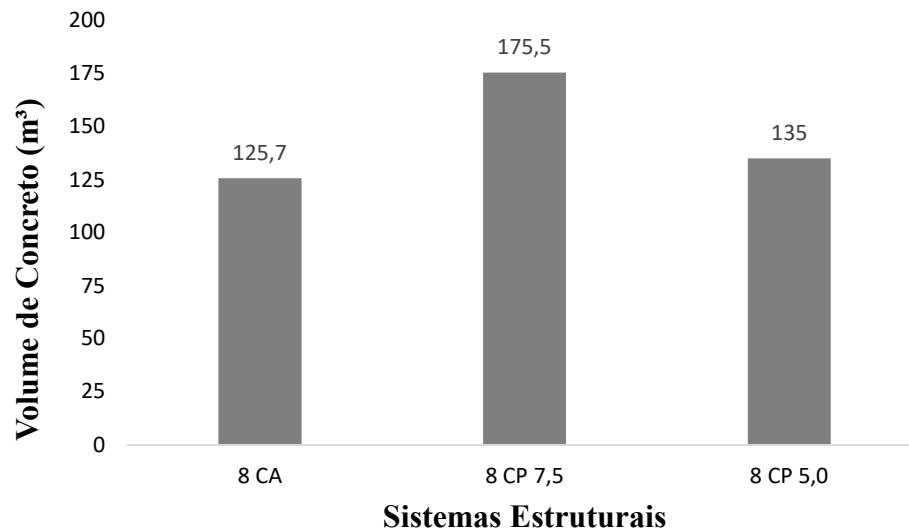
Figura 42: Comparativo entre sistemas de 8 pavimentos para aço total



Mesmo considerando a utilização dos aços totais, ainda sim nota-se o menor consumo do sistema em concreto protendido.

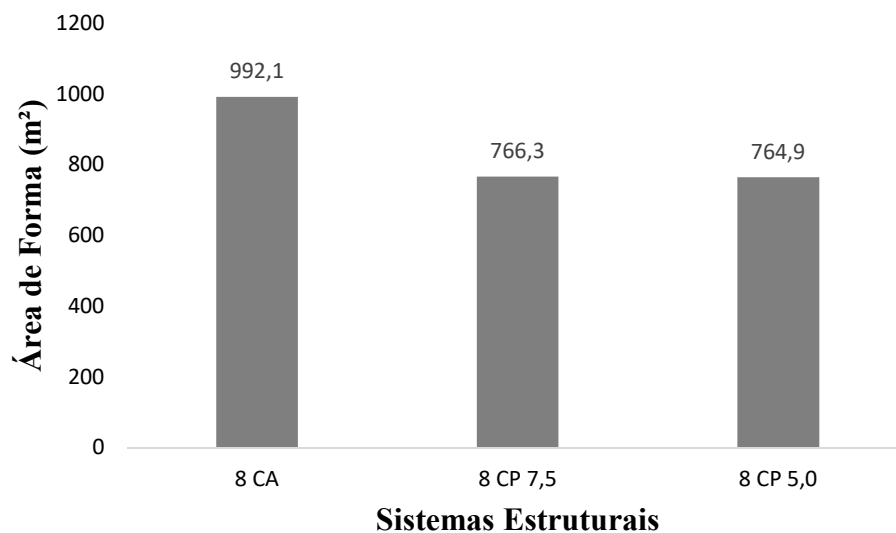
Os sistemas também foram comparados em relação ao volume de concreto conforme Figura 43.

Figura 43: Comparativo de volume de concreto entre sistemas de 8 pavimentos



Quando avaliados o consumo de concreto para cada sistema, o concreto armado torna-se mais vantajoso, apesar da pequena diferença em relação ao sistema em concreto protendido com vãos reduzidos. A área de forma total utilizada, que pode ser vista na Figura 44.

Figura 44: Comparativo de área de formas entre sistemas de 8 pavimentos

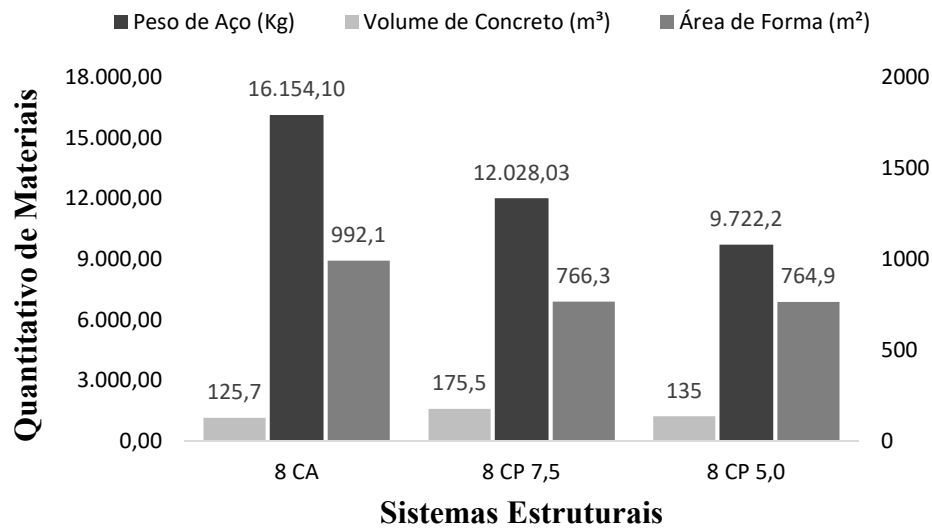


No geral das avaliações comparativas o concreto armado necessita de maior área de forma, devido ao grande número de elementos com variadas seções, não sendo diferente neste caso, onde a variação dos sistemas em concreto protendido mantem-se próxima.

Por fim, pode-se observar na Figura 45 o comparativo total de materiais utilizados em todos os sistemas dimensionados para suporte de edificação em alvenaria estrutural constituída de blocos de concreto de 8 pavimentos.



Figura 45: Comparativo de materiais para sistemas de 8 pavimentos



Unindo todos os dados levantados dos sistemas dimensionados para o suporte de uma edificação de 8 pavimentos, pode-se observar os ganhos quando utilizado o sistema em concreto protendido em relação ao sistema em concreto armado convencional, que apesar de ter um maior consumo de concreto, leva vantagem nos outros quesitos avaliados, tornando o sistema ainda mais vantajoso quando reduzidos os vãos entre pilares. Lembrando que a redução de vãos só se torna vantajosa devido sistema ser utilizado como pavimento de transição e não para o suporte de pavimento único.

### 5.2.2 Análises dos sistemas com doze pavimentos

Assim como os sistemas de suporte para 8 pavimentos, os sistemas dimensionados para suporte de edificação de alvenaria estrutural de 12 pavimentos também foram comparados e seus quantitativos podem ser conferidos na Tabela 36.

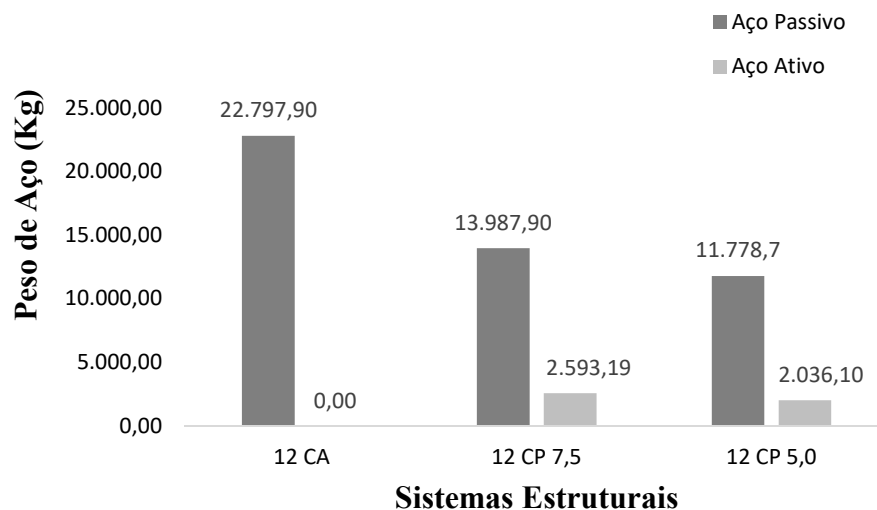
Tabela 36: Resumo de materiais entre sistemas com 12 pavimentos

		12 CA	12 CP 7,5	12 CP 5,0
Peso total	CA50	20.644,70	12.525,20	10.841,5
+ 10% (kg)	CA60	2.153,20	1.462,70	937,2
	CP 190 RB	0,00	2.593,19	2.036,10
	Total	22.797,90	16.581,09	13.814,8
Volume concreto (m³)	C-30	147,3	215,2	158,4
Área de forma (m²)		1.129,9	810	816,4
Consumo de aço (kg/m³)		154,8	77,0	87,2

Baseado nos valores apresentados na Tabela 36, constata-se que a situação repete-se quando comparada a edificação de 8 pavimentos, o sistema em concreto protendido tem um consumo reduzido de aço e formas em relação ao concreto armado, entretanto o seu consumo de concreto é maior, principalmente para a situação dos vãos maiores entre pilares, visto que quando comparados o sistema em concreto protendido com vãos menores entre pilares e o sistema em concreto armado, o consumo de concreto quase se equipara.

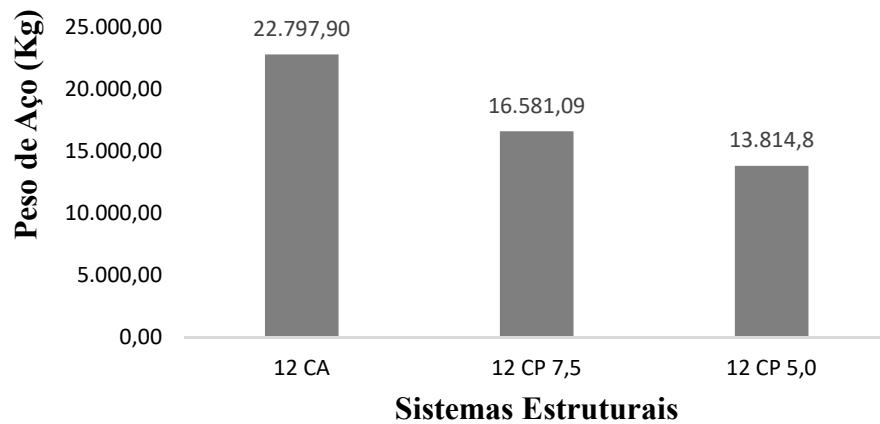
Conforme levantamento demonstrado na Tabela 36, os quantitativos dos materiais foram analisados separadamente e divididos por material. São apresentados na Figura 46 os valores de aço utilizados em cada sistema, divididos em aço ativo e passivo.

Figura 46: Comparativo entre sistemas de 12 pavimentos para aço ativo / passivo



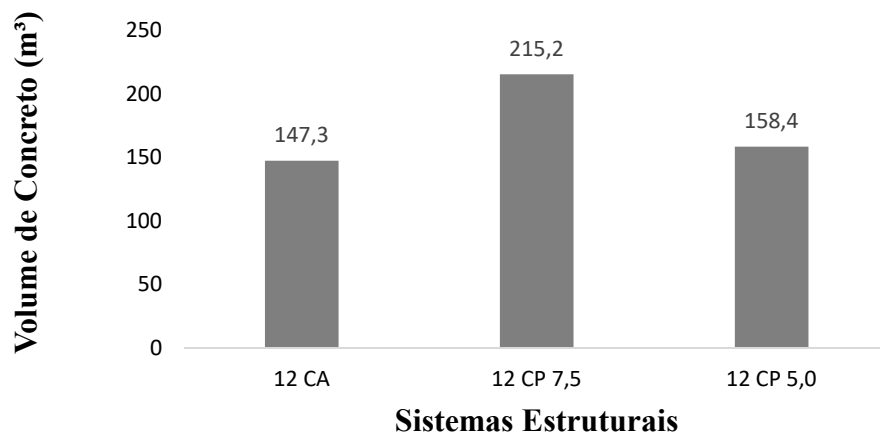
Ao se comparar os quantitativos de aço gerados em cada sistema, percebe-se redução significativa obtida ao se optar pelos sistemas estruturais em concreto protendido. Na Figura 47 estão quantificados os aços totais, passivos e ativos utilizados nos sistemas de suporte para 12 pavimentos.

Figura 47: Comparativo entre sistemas de 12 pavimentos para aço total



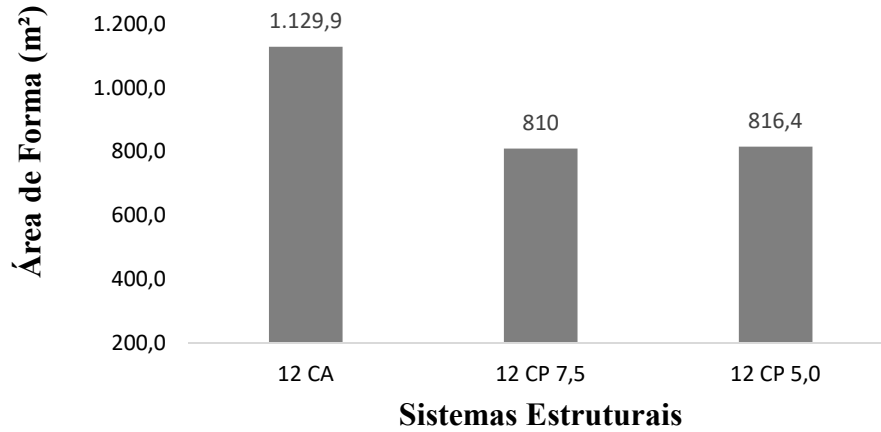
Para os sistemas estruturais dimensionados para o suporte de edificação de 12 pavimentos em alvenaria estrutural, também foram comparados os quantitativos de consumo de concreto, conforme Figura 48.

Figura 48: Comparativo de volume de concreto entre sistemas de 12 pavimentos



Observando os dados de consumo de volume de concreto utilizados em cada sistema, conclui-se que os sistemas em concreto protendido utilizam mais concreto, porém ao reduzir os vãos entre pilares obtêm-se uma redução considerável de consumo para o sistema em concreto protendido, quase igualando os valores para os sistemas em concreto armado. O consumo de área de forma é apresentado na Figura 49.

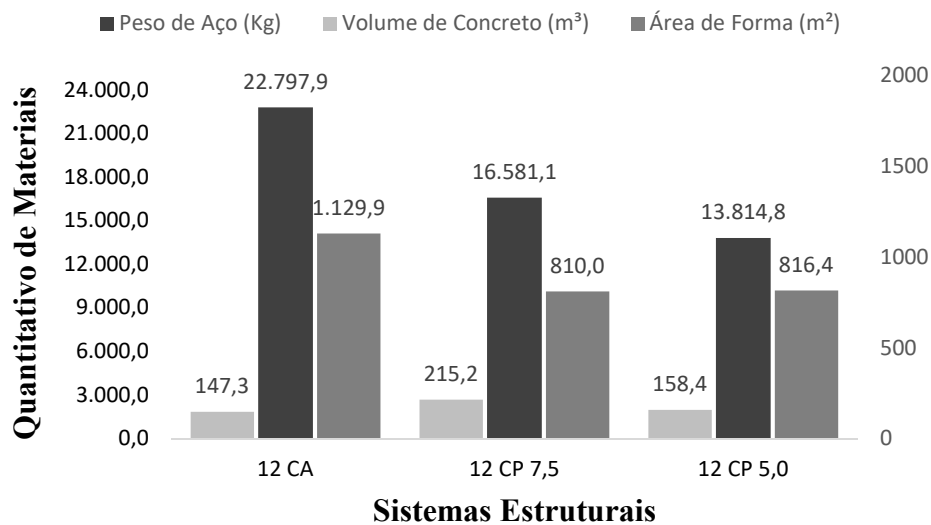
Figura 49: Comparativo de área de formas entre sistemas de 8 pavimentos



Quando o material analisado são as formas, o concreto armado passa a ter desvantagem em relação ao concreto protendido, pois o grande número de elementos com dimensões elevadas necessita de um maior uso de formas e maior tempo empregado para concluir a etapa de montagem do pavimento.

Para concluir, os sistemas estruturais de sustentação de edificação de 12 pavimentos foram comparados pelos quantitativos de materiais utilizados e apresentados na Figura 50.

Figura 50: Comparativo de materiais para sistemas de 12 pavimentos



Com base nos quantitativos dos sistemas estruturais utilizados para a sustentação de uma edificação de 12 pavimentos em alvenaria estrutural, conclui-se que os sistemas em

concreto protendido tornam-se mais eficazes quando comparados ao sistema em concreto armado, pois reduzem o consumo de aço e formas e com a possibilidade da redução de vãos entre pilares pode chegar a valores de volume de concreto próximos aos do sistema em concreto armado que geralmente tem neste item o seu ponto forte sobre o concreto protendido.

Por fim, um item importante na análise de edificações executadas com o sistema em laje plana é a consideração da punção na ligação entre laje e pilar, item este não pode ser esquecido ou desconsiderado, pois pode ser responsável pelo colapso da estrutura em casos extremos, assim como a adição das armaduras mínimas no caso das estruturas protendidas, que muitas vezes não necessitam de armadura passiva no seu dimensionamento, porém precisam estar dentro das especificações das normas vigentes.

### 5.3 CUSTO ESTIMADO

A partir dos dados gerados após concluídos os dimensionamentos e levantados os quantitativos dos materiais, pode-se estimar o custo de cada sistema baseado em valores médios aproximados de materiais, sem consideração de mão de obra, encontrados na região sul do país, valores esses apresentados na Tabela 37.

Tabela 37: Valores estimados dos materiais

Material	Valor	Unidade
Concreto Fck 30 Mpa	R\$ 350,00	m <sup>3</sup>
Aço Passivo	R\$ 4,50	Kg
Aço Ativo	R\$ 9,00	Kg
Forma (Chapa, ripa, guia e escora)	R\$ 45,00	m <sup>2</sup>

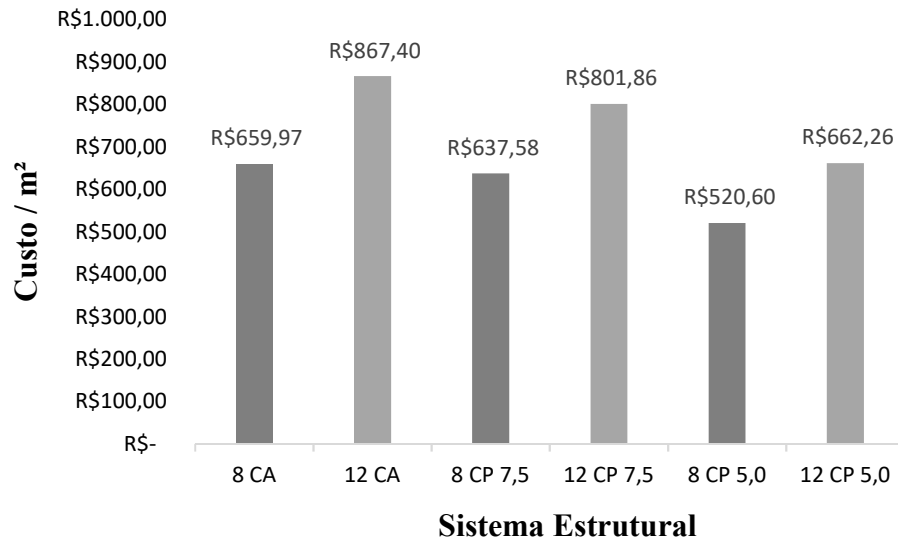
Aplicando os valores da Tabela 37 nos quantitativos totais encontrados para cada sistema estrutural (Tabela 34), se obtém os valores de custo total destas estruturas, que são apresentados na Tabela 38.

Tabela 38: Custo de materiais para os sistemas

CUSTO (R\$)	8 CA	12 CA	8 CP 7,5	12 CP 7,5	8 CP 5,0	12 CP 5,0
CA50	64.264,95	92.901,15	38.582,55	56.363,40	32.957,55	48.786,75
CA60	8.428,50	9.689,40	4.581,45	6.582,15	3.075,75	4.217,40
CP 190 RB	-	-	21.924,27	23.338,71	15.433,29	18.324,90
Total	72.693,45	102.590,55	65.088,27	86.284,26	51.466,59	71.329,05
C-30	43.995,00	51.555,00	61.425,00	75.320,00	47.250,00	55.440,00
Área de forma	44.644,50	50.845,5	34.483,5	36.450,0	34.420,5	36.738,0
Total	R\$ 234.026,40	R\$ 307.581,60	R\$ 226.085,04	R\$ 284.338,52	R\$ 184.603,68	R\$ 234.836,10

Com os custos totais de material, sabendo a área da edificação e o número de pavimentos, são determinados os índices de custo por m<sup>2</sup> e expostos na Figura 51.

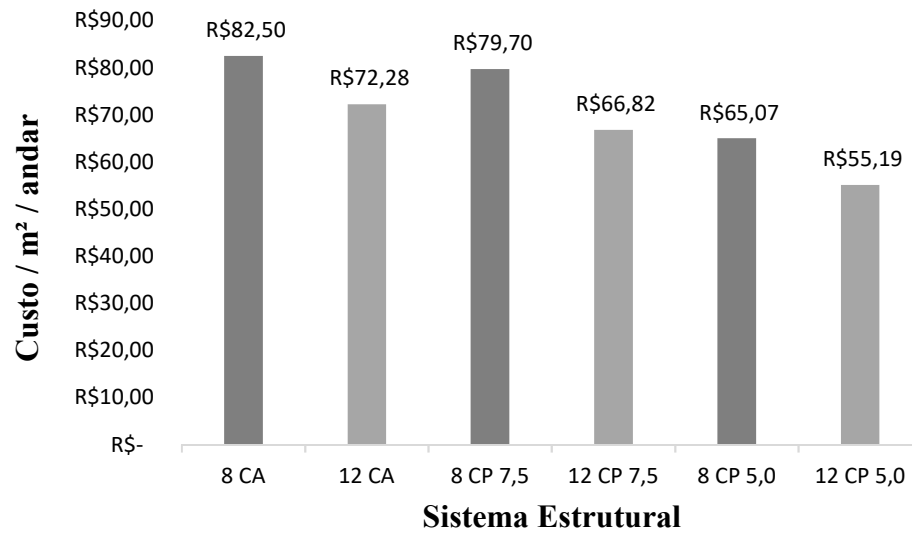
Figura 51: Custos por área



Convertendo os quantitativos em custos por área do pavimento de transição, fica mais claro qual sistema é mais vantajoso, os sistemas em concreto armado tendem a custar mais que os sistemas em concreto protendido, pois necessitam de mais aço e formas, para serem executados, também é notório a redução dos custos quando utilizados os sistemas em concreto protendido com redução dos vãos entre pilares, tornando-se a opção mais vantajosa entre os sistemas avaliados.

Além dos índices de custos por área, também foram levantados e apresentados na Figura 52, os índices dos custos por m<sup>2</sup> por andar da edificação.

Figura 52: Custos / área / pavimento



Ao analisar os índices da Figura 48, é perceptível a redução dos custos para os sistemas em concreto protendido a medida que o número de pavimentos aumenta, tornando o sistema mais barato inclusive do que as edificações de menor porte, comprovando que o sistema tem ganhos consideráveis em relação ao concreto armado, principalmente quando se reduz o vão entre pilares.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAS

Em relação aos quantitativos de materiais, comparando os diversos sistemas estruturais analisados, pode-se concluir que os sistemas em concreto armado demandam um maior consumo de aço e área de formas, tendo vantagem sobre o concreto protendido somente no consumo de concreto, que se mostrou consideravelmente menor para esses sistemas. Quando se avalia o consumo de aço, mesmo somando os aços ativos e passivos, ainda assim os sistemas em concreto protendido se mostram mais econômicos.

Para os sistemas em concreto protendido o consumo em volume de concreto se mostrou maior devido à grande espessura das lajes para suportar as cargas com vãos entre pilares consideravelmente grandes, entretanto quando reduzidos estes vãos o consumo de concreto quase se equiparou aos sistemas em concreto armado. A área de forma utilizada representa uma grande desvantagem para os sistemas em concreto armado, pois além do custo dos materiais, ainda existem custos indiretos, como o manuseio que uma quantidade maior de formas demanda, além da necessidade de um pé direito maior do pavimento devido à grande dimensão das vigas de transição.

Quando analisados os sistemas, tanto para 8 quanto para 12 pavimentos observa-se uma redução crescente no consumo de materiais, onde o maior consumo é nos sistemas em concreto armado que utiliza mais aço e área de formas. O sistema em concreto protendido com vãos entre pilares de 7,50m vem em seguida, onde tem sua desvantagem no maior consumo de concreto. Por fim, o sistema em concreto protendido com vãos entre pilares de 5,0m que além do consumo menor de aço e formas, quase se iguala ao sistemas em concreto armado no consumo de concreto.

Ao se falar em custos, se conclui que os sistemas em concreto protendido são mais vantajosos, pois tem os valores de custo por área menores que os sistemas em concreto armado, principalmente para as edificações de 8 pavimentos. Já ao se avaliar o custo por área e número de pavimentos da edificação, ressalta-se que os pavimentos de transição para edificação de 12 pavimentos se tornam os sistemas mais vantajosos, pois tem seus custos diluídos à medida que o número de pavimentos aumenta.

A conclusão final que se tem com esta pesquisa é que tanto em quantitativos dos materiais quanto em relação aos custos, os sistemas em concreto protendido são mais vantajosos, principalmente quando se faz o uso do sistema com redução nos vãos entre pilares, pois utiliza elementos com dimensões reduzidas, porém com elevada capacidade de suporte de



carga. Com tudo a utilização de lajes planas protendidas, necessitam de algumas análises específicas no dimensionamento, uma delas é a punção existente na ligação entre os pilares e a laje, que dever ser sempre avaliada. Outra seria a avaliação da ordem de protensão dos cabos, pois se tratando de elementos em concreto protendido com a função de transição, estes necessitam de protensão em etapas, ou seja, protensão em um numero parcial de cabos a medida que a edificação é construída, ou uma aplicação de uma parcela da força total.

#### SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS:

A partir desta pesquisa, citam-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- a) Analisar pavimentos de transição com o uso de vigas protendidas;
- b) Avaliar os sistemas propostos em termos de custos, com inclusão de mão de obra;
- c) Realizar comparativo entre aplicação de projeto com lajes protendidas *versus* vigas protendidas para avaliação de proposição de sistema;

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. F. FO. **Empreendimentos em construção civil**, 1987.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**. Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI Committee, 2014.

AMORIM, S. L. **Inovações tecnológicas nas edificações: papéis diferenciados para construtores e fornecedores**. Artigo técnico. Niterói, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 15270-2**: Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

\_\_\_\_\_. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 10837**: Cálculo de alvenaria de blocos vazados de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 1989.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para concreto protendido - Requisitos. Rio de Janeiro, 2008.

BARBOSA, P. C. **Interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado**. 2000. 106p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru, 2006. 92 p. Apostila. Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual Paulista.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4.ed. São Carlos: EduFSCar, 2017.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. São Paulo: Pini, 2012.

CAUDURO, E. L. **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas**. 2.ed. São Paulo, 2002.

CORRÊA, Lásaro Roberto. **Sustentabilidade na Construção Civil**. Monografia, Especialização em Construção Civil da Escola de Engenharia UFMG, Belo Horizonte, 2009.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Editora PINI Ltda, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. **EN 1992-1.1**. Brussels: CEN, 2004.

LIN, T. Y. **Design on Prestressed Concrete Structures**. 2 ed. New York: Wiley, 1963. 614p.

LOUREIRO, G. J. **Prática do projeto de lajes e vigas protendidas**. In: CURSO DE PROTENSÃO DO CENTRO DE CONSULTORIA EM PROTENSÃO. Fortaleza, 2017.

MOHAMAD, Gihad. **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho**. São Paulo: Blucher, 2015.

MOHAMAD, G.; MACHADO, D. W. N.; JANTSCH, A. C.A. **Alvenaria estrutural: construindo o conhecimento**. São Paulo: Blucher, 2017.

NOWAK, P.; KSIAŻEK, M.; DRAPS, M.; ZAWIATOWSKI, J. **Decision Making with use of Building Information Modeling**. In: Procedia Engineering. V. 153, 2016, 519-526.

PAES M.S. **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais**. São Carlos, 2008.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EduFSCar, 2012.

POST-TENSIONING INSTITUTE. **PTI**. Post-Tensioning Manual. 6 ed. USA, 2006.

SABATTINI, F. H. **Desenvolvimentos de métodos, processos e sistemas construtivos: formulação e aplicação de uma metodologia**. 1989. 207 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

SCHMID, M. **Lajes planas protendidas** - Publicação técnica 1. 2ª Edição. São Paulo: Rudloff Sistema de Protensão Ltda, 2000.

SILVA T.F.T. **Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

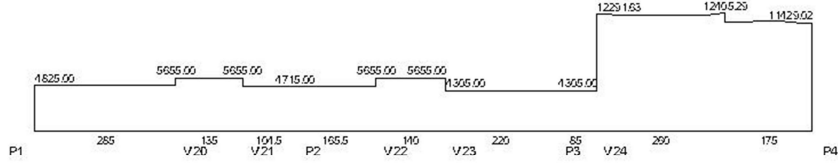
STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R. (1977). **The composite behavior of elastic wall-beam systems. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2**, v.63, p.377-391, June.

PRIMO, M. T. **Armadura passiva mínima em lajes lisas maciças protendidas com cordoalhas engraxadas**. Trabalho de conclusão de curso (Especialização) – Grupo IDD, Florianópolis – SC, 2019.

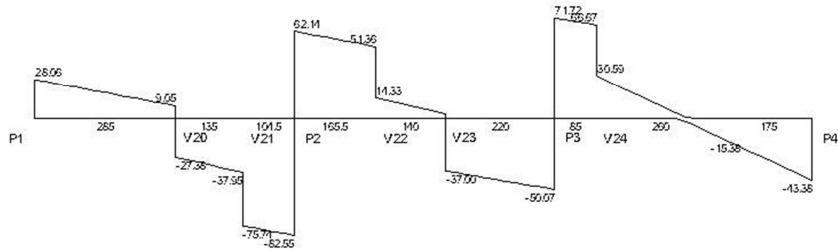
**APÊNDICE A: Diagramas das principais vigas do sistema em concreto armado – 8CA**

**VIGA: V1 - Pilotis**

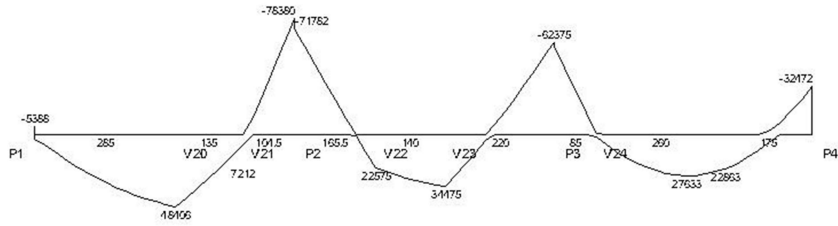
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



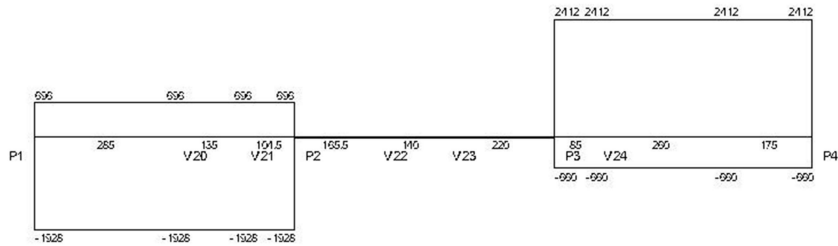
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO ( $V_{dx}$ ) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO ( $M_{dx}$ ) [kgf.m;cm]

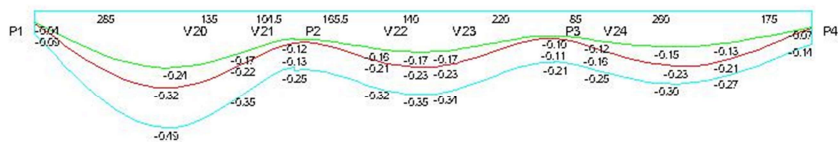


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO ( $M_{td}$ ) [kgf.m;cm]



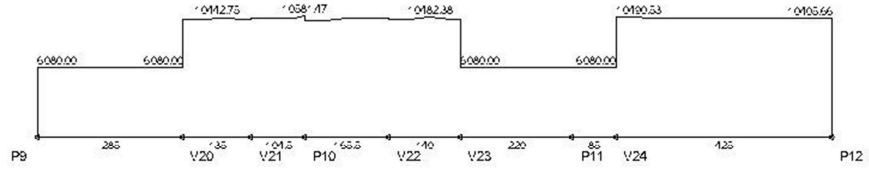
DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA  
 F eixa e ástica  
 F eixa r med ala ('eacuada)  
 F eixa lta ('eacuada + d f r da)

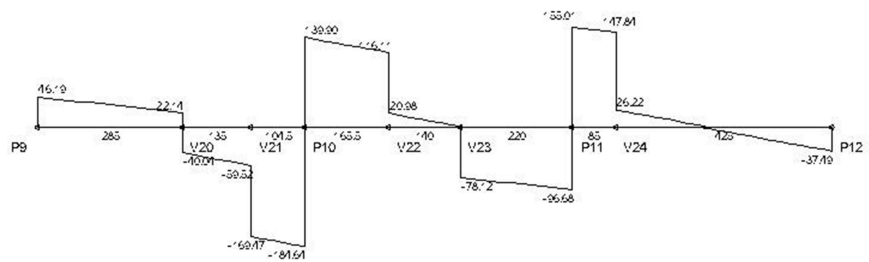


### VIGA: V9 - Pilotis

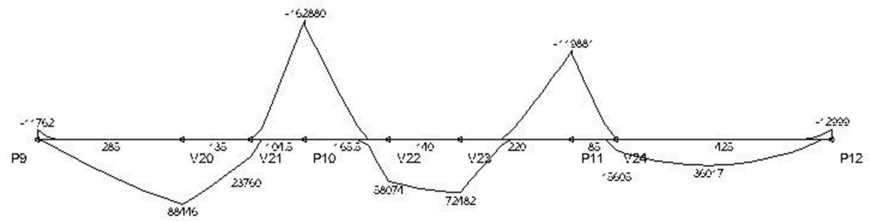
CARREGAMENTO [kgf/m:cm]



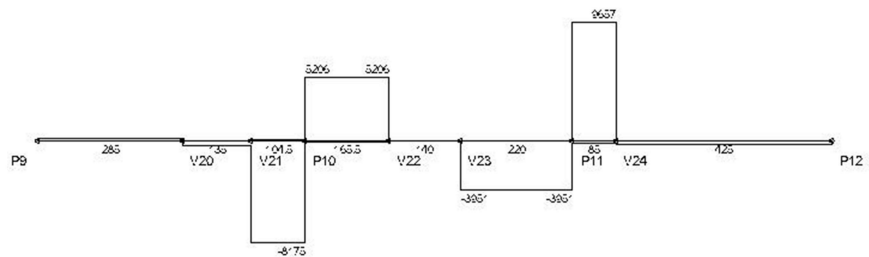
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf:cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m:cm]



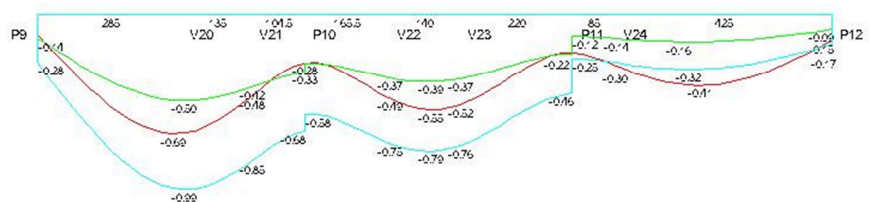
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m:cm]



DESLOCAMENTOS [cm:cm]

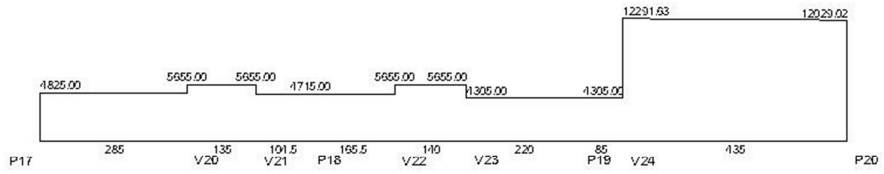
LEGENDA

█	Fcra e estác
█	Fcra + mec + está + c. acs
█	Fcra + tota + mec + c. acs + c. frcs

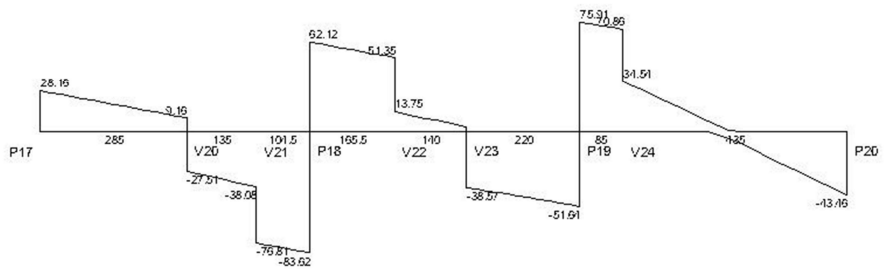


### VIGA: V16 - Pilotis

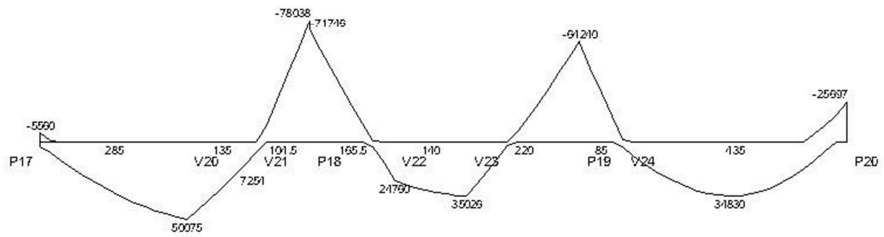
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



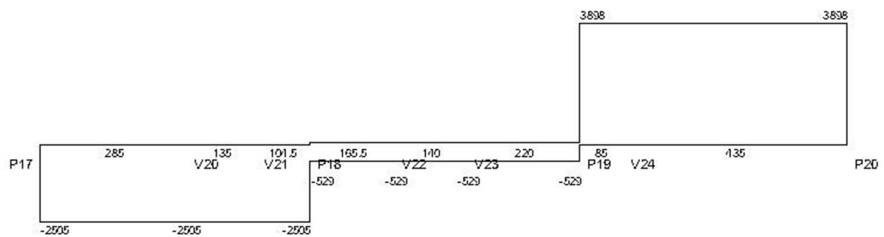
### ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]



### MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



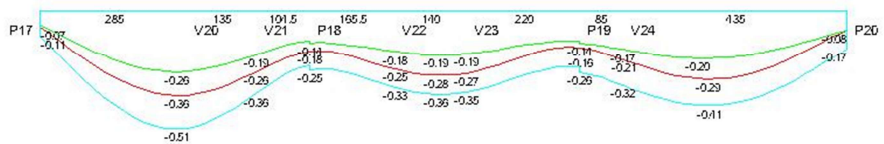
### MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



### DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

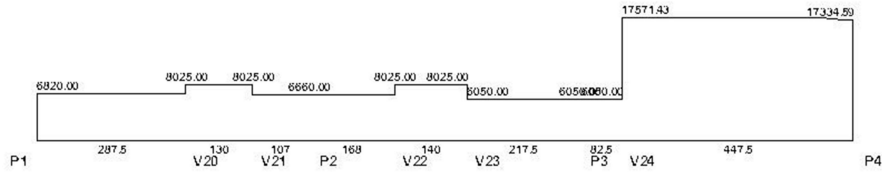
- █ Flecha del ca
- █ Flecha mediana (reca cuada)
- █ Flecha total (reca cuada + d'ferda)



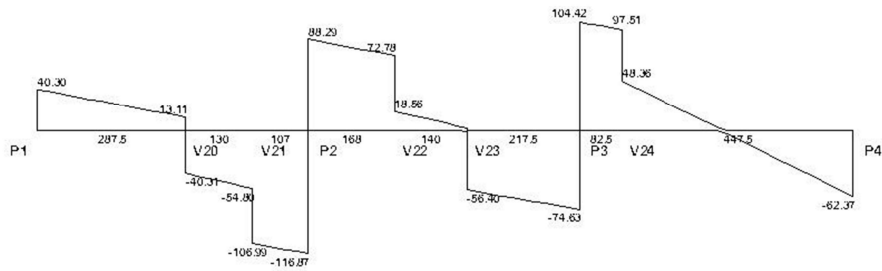
**APÊNDICE B: Diagramas das principais vigas do sistema em concreto armado – 12CA**

**VIGA: V1 - Pilotis**

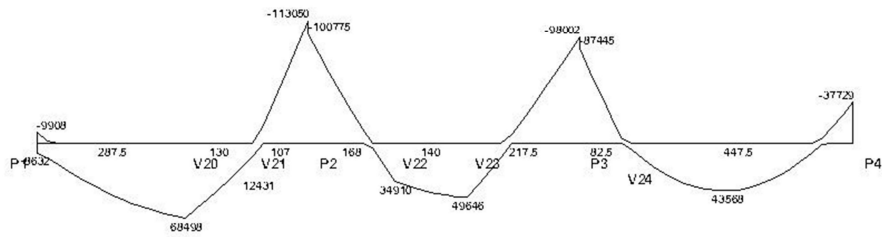
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



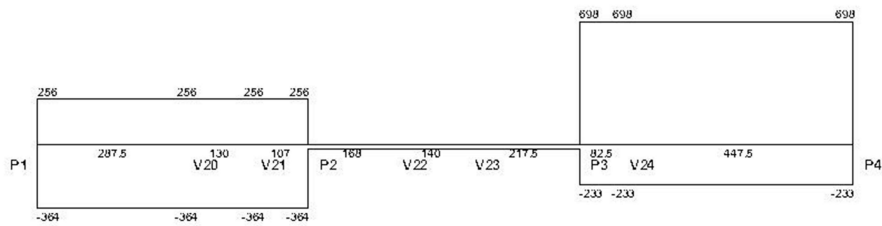
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO ( $V_{dx}$ ) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO ( $M_{dx}$ ) [kgf.m;cm]



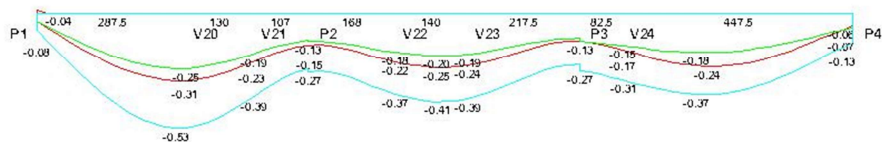
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO ( $M_{td}$ ) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

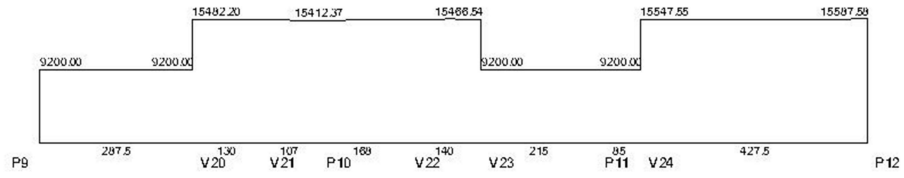
- Flecha elástica
- Flecha imediata (recalculada)
- Flecha total (recalculada + dilatação)



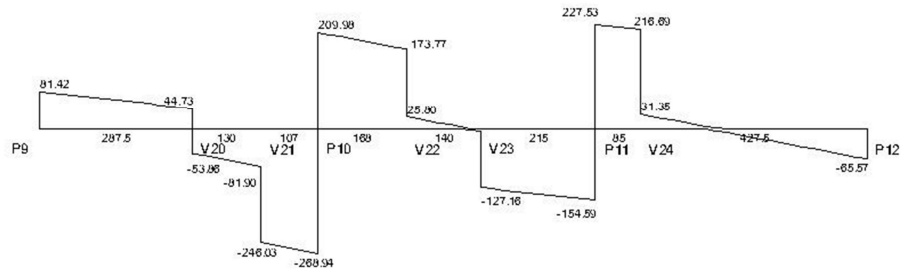


### VIGA: V9 - Pilotis

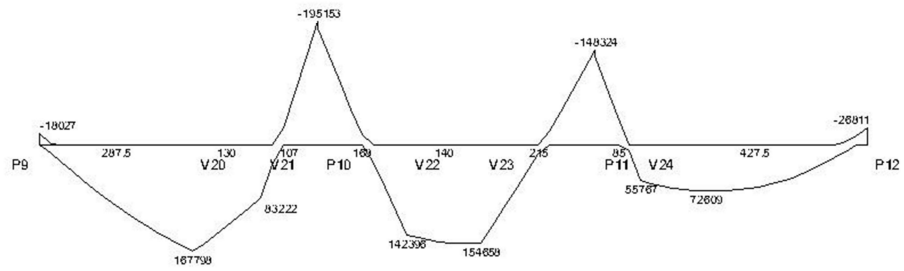
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



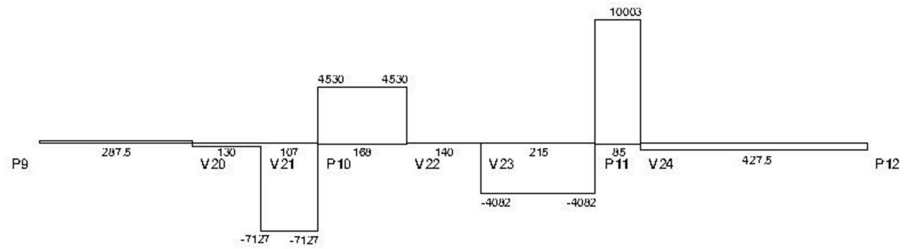
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



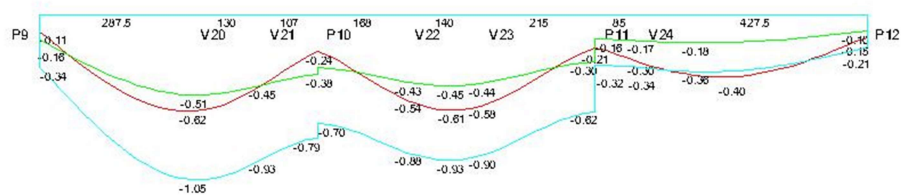
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]

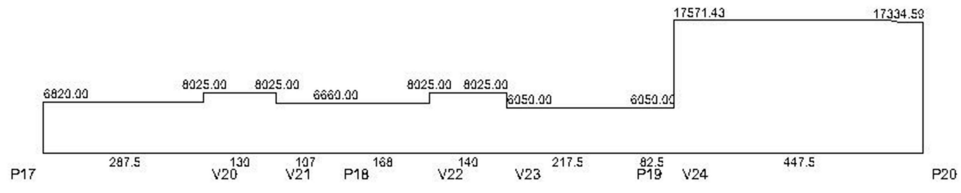
LEGENDA

█	Flecha elástica
█	Flecha imediata (recalculada)
█	Flecha total (recalculada - dilataçã)

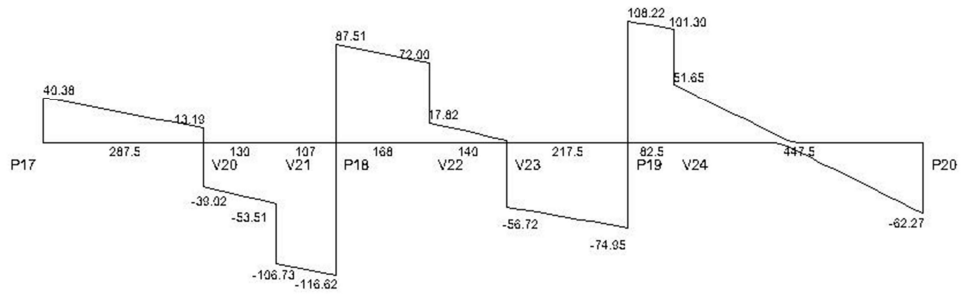


## VIGA: V16 - Pilotis

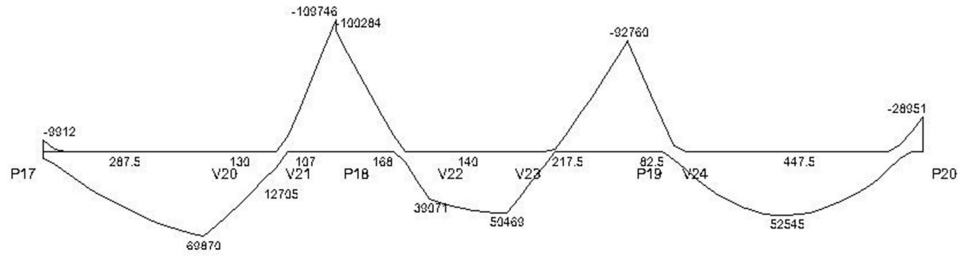
### CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



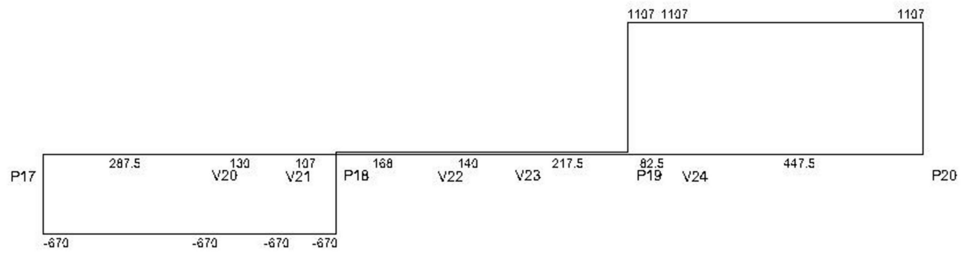
### ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]



### MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



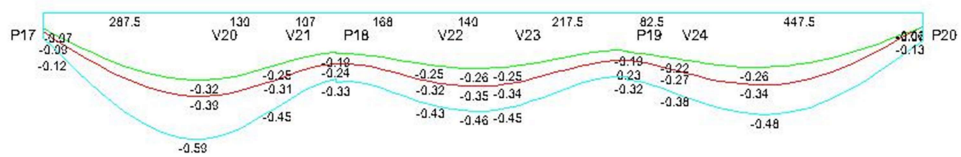
### MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

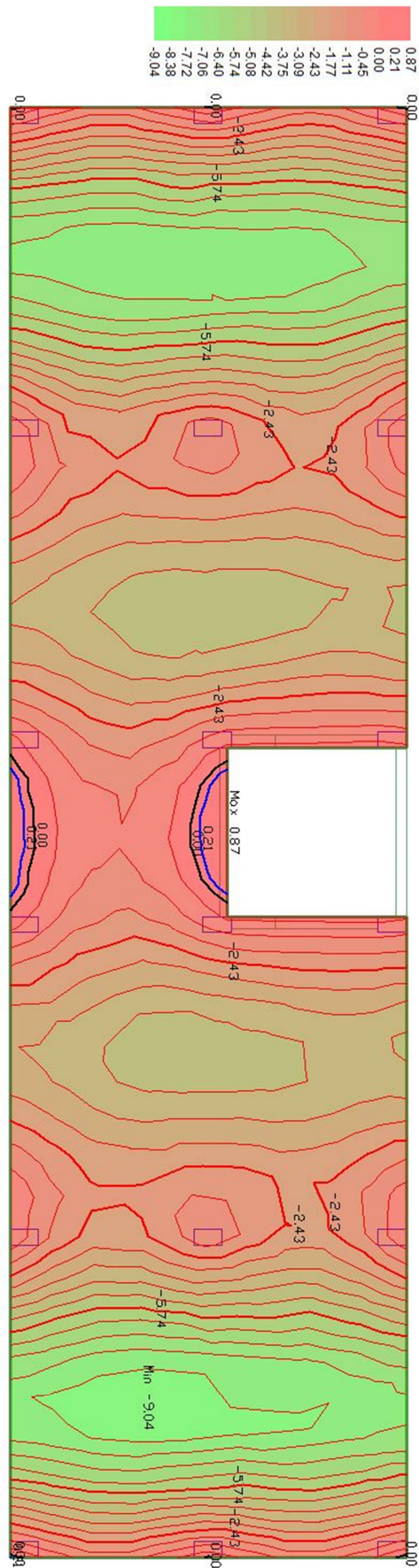


### DESLOCAMENTOS [cm;cm]

**LEGENDA**

- █ Flecha clássica
- █ Flecha imediata (recalculada)
- █ Flecha total (recalculada + diférica)



**APÊNDICE C: Deslocamentos (mm) do sistema em concreto protendido – 8 CP 7,5**





APÊNDICE E: Deslocamentos (mm) do sistema em concreto protendido – 8 CP 5,0



### APÊNDICE E: Deslocamentos (mm) do sistema em concreto protendido – 12 CP 5,0

