UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MARINA DE SANTANA CAPANO

ANÁLISE DE ALTERNATIVAS ESTRUTURAIS PARA PISOS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

RECIFE, 2016

MARINA DE SANTANA CAPANO

ANÁLISE DE ALTERNATIVAS ESTRUTURAIS PARA PISOS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

Monografia apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para obtenção de grau de Engenheiro Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Paulo de Araújo Régis

RECIFE, 2016

Catalogação na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

C236a Capano, Marina de Santana.
Análise de alternativas estruturais para pisos de edifícios em concreto armado e protendido / Marina de Santana Capano. -2016.
60 folhas, il.

Orientador: Prof. Dr. Paulo de Araújo Régis.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Graduação em Engenharia Civil, 2016.
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto armado. 3. Concreto protendido. 4. Custos de projeto. I. Régis, Paulo de Araújo (Orientador). II. Título.

624 CDD (22. ed.) UFPE/BCTG/2016-234

SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

CANDIDATA: 1 – MARINA DE SANTANA CAPANO

BANCA EXAMINADORA:
Orientador: Prof. Paulo de Araújo Régis
Examinador 1: Prof. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro
Examinador 2: Prof. Sérgio José Priori Jovino Marques Filho

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:
ANÁLISE DE ALTERNATIVAS ESTRUTURAIS PARA PISOS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

LOCAL: Centro de Tecnologia e Geociências – UFPE – Sala:
DATA: 15 / 08 / 2016 HORÁRIO DE INÍCIO: 15:30 h.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca com NOTA: 9,07 (deixar 'Exame Final', quando for o caso).
1) (X) aprovado(s) (nota > = 7,0), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.
As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).
O trabalho com nota no seguinte intervalo, **3,0 = < nota < 7,0,** será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final.**
2) ( ) reprovado(s). (nota <3,0)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 15 de agosto de 2016.

Orientador: .....

Avaliador 1: .....

Avaliador 2: .....

Candidato 1: .....

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser meu guia, à minha mãe Djanira, ao meu noivo Walter, à minha família, professores e amigos.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo dom da vida, por sempre me conceder muito mais do que pedi, por iluminar minhas decisões e me ensinar que tudo é possível àquele que crê.

À minha mãe Djanira, que foi a grande responsável por esta conquista, sempre abrindo mão de suas vontades para me proporcionar o melhor.

Ao meu noivo Walter, que sempre me presenteou com um olhar de apoio, uma palavra de incentivo, um gesto de compreensão, uma atitude de amor.

À minha saudosa avó Terezinha, em cujo exemplo de vida me inspiro para superar todo obstáculo que encontro no caminho.

Ao meu orientador Professor Paulo de Araújo Régis e demais professores da UFPE pelo conhecimento transmitido durante toda a graduação.

A toda minha família, colegas de trabalho da Protenco Engenharia Estrutural Ltda. e verdadeiros amigos, por todo carinho e por estarem sempre dispostos a auxiliarna elaboração deste trabalho.

CAPANO, M. S. (2016). Análise de Alternativas Estruturais para Pisos de Edifícios em Concreto Armado e Protendido. Trabalho de Conclusão do Curso, graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental (DECIV), Centro de Tecnologia e Geociências (CTG), Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Recife / PE.

RESUMO

A escolha da alternativa estrutural de um edifício é, muitas vezes, consequência de imposições arquitetônicas. Ainda assim, cabe ao engenheiro buscar, dentro destas imposições, a solução estrutural que resulte em maior economia. Para tal, é necessário investigar qual solução é a mais adequada para o caso em questão dentre as inúmeras disponíveis no mercado. Este trabalho faz uma comparação entre sistemas estruturais em concreto armado e protendido de maneira quantitativa e qualitativa. Foi realizado um estudo de caso de um edifício residencial na cidade de Recife que foi dimensionado utilizando os programas Eberick e Adapt Builder. As alternativas usadas foram um sistema de lajes maciças protendidas, um sistema de lajes nervuradas apoiadas em vigas-faixa protendidas e um sistema de lajes nervuradas apoiadas em vigas de concreto armado. Para cada solução foram explicitadas: a definição, aplicação, características e recomendações, vantagens e desvantagens. Em seguida, foram mencionados os critérios para a elaboração de uma estrutura econômica. Foi realizada, uma análise comparativa de custos e uma discussão a respeito dos resultados. Finalmente, conclui-se que, para este estudo de caso, a alternativa estrutural com lajes maciças protendidas possui o maior custo, porém reúne o maior número de vantagens. A solução com lajes nervuradas com vigas-faixa protendidas foi a solução de menor custo. A solução com lajes nervuradas apoiadas sobre vigas em concreto armado teve um custo entre as anteriores, porém impede a execução do pavimento garagem da forma como foi solicitada pelo arquiteto.

Palavras-chaves: concreto armado; concreto protendido; custos de projeto.

CAPANO, M. S. (2016). Structural analysis of alternatives for buildings floors in reinforced and prestressed concrete. Final Course Work, graduation in Civil Engineering, Department of Civil Engineering and Environmental (DECIV), Center of Technology and Geosciences (CTG), Federal University of Pernambuco (UFPE). Recife / PE.

ABSTRACT

The choice of structural alternative of a building is often a result of architectural constraints. It is responsibility of the engineer seek a structural solution that result in greater savings considering these constraints. Therefore, it is necessary to investigate which solution is most appropriate for the case in question among the many available. This monograph makes a comparison between structural systems of reinforced and prestressed concrete quantitative and qualitative way. A case study in a residential building in the city of Recife has been designed using Eberick and Adapt Builder programs. The alternatives used were prestressed concrete flat slabs with drop caps or drop panels, waffle slabs with wide shallow beams or banded slabs and waffle slabs with reinforced concrete beams. For each solution were explained: the definition, application, features and recommendations, advantages and disadvantages. Then the criteria for the preparation of an economic structure were mentioned. It performed a comparative cost analysis and a discussion of the results. Finally, we can conclude that for this case study, structural alternative with solid slabs prestressed has a higher cost, but has the largest number of advantages. The solution with ribbed slabs with prestressed beams track was the lowest cost solution. The solution with ribbed slabs supported on beams reinforced concrete has a cost between the others, but prevents the execution of the garage floor the way the architect requested it.

Keywords: reinforced concrete; prestressed concrete; project costs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa das Isopletas no Brasil (m/s) 17
Figura 2 - Não-linearidade geométrica 19
Figura 3 - Características técnicas das formas plásticas para lajes nervuradas 21
Figura 4 - Laje nervurada apoiada diretamente em pilares (vista superior) 21
Figura 5 – Transformação da laje nervurada em laje maciça equivalente 22
Figura 6 - Planta baixa do pavimento vazado do Edifício Modelo..... 30
Figura 7 - Planta baixa do pavimento térreo do Edifício Modelo 31
Figura 8 - Planta baixa do pavimento tipo do Edifício Modelo 31
Figura 9 – Direções de atuação do vento 33
Figura 9 - Opção 1 - Planta de Forma do 1º Teto..... 36
Figura 10 - Opção 1 - Planta de Protensão do 1º Teto..... 37
Figura 11 - Opção 1 - Planta de Forma do Teto Tipo 38
Figura 12 - Opção 1 - Planta de Protensão do Teto Tipo 38
Figura 13 – Opção 1 - Corte AA do Edifício Modelo 39
Figura 14 – Opção 1 - Corte BB do Edifício Modelo 40
Figura 15 – Opção 1 - Corte CC do Edifício Modelo 41
Figura 16 - Opção 2 - Planta de Forma do 1º Teto 42
Figura 17 - Opção 2 - Planta de Protensão do 1º Teto 43
Figura 18 - Opção 2 - Planta de Forma do Teto Tipo 44
Figura 19 - Opção 2 - Planta de Protensão do Teto Tipo 44
Figura 20 – Opção 2 - Corte AA do Edifício Modelo 45
Figura 21 – Opção 2 - Corte BB do Edifício Modelo 46
Figura 22 – Opção 2 - Corte CC do Edifício Modelo 47
Figura 23 - Opção 3 - Planta de Forma do 1º Teto 48
Figura 24 - Opção 3 - Planta de Forma do Teto Tipo 49
Figura 25 – Opção 3 - Corte AA do Edifício Modelo 50
Figura 26 – Opção 3 - Corte BB do Edifício Modelo 51
Figura 27 – Opção 3 - Corte CC do Edifício Modelo 52
Figura 28 – Composição de custos da laje maciça protendida 55
Figura 29 – Composição de custos da laje nervurada bidirecional 56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características do Edifício-modelo..... 32
Tabela 2 – Cálculo da força de arrasto 32
Tabela 3 – Consumo de materiais para a alternativa 1 53
Tabela 4 – Índices para a alternativa 1 54
Tabela 5 – Deslocamentos e parâmetro de instabilidade γz para a alternativa 1..... 54
Tabela 6 - Consumo de materiais para a alternativa 2 54
Tabela 7 - Índices para a alternativa 2 54
Tabela 8 – Deslocamentos e parâmetro de instabilidade γz para a alternativa 2 54
Tabela 9 - Consumo de materiais para a alternativa 3 55
Tabela 10 - Índices para a alternativa 3 55
Tabela 11 – Deslocamentos e parâmetro de instabilidade γz para a alternativa 3 55
Tabela 12 – Estimativa de custos das lajes e vigas do sistema estrutural 1 56
Tabela 13 – Estimativa de custos das lajes e vigas do sistema estrutural 2 57
Tabela 14 – Estimativa de custos das lajes e vigas do sistema estrutural 3 57
Tabela 15 – Comparativo entre os custos das alternativas 58

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 10

1.1. Justificativa e motivação 10

1.2. Objetivos gerais e específicos 12

2. REFERENCIAL TEÓRICO 13

2.1. Concepção para a elaboração de um projeto estrutural 13

2.2. Dimensionamento de uma estrutura 14

2.3. Materiais usados na estrutura 14

2.3.1. Concreto 14

2.3.2. Aços 15

2.4. Ações a considerar no cálculo de uma edificação 15

2.4.1. Ação do vento 16

2.5. Verificação da Estabilidade Global 18

2.6. Avaliação Aproximada das Flechas em Vigas e Lajes 20

2.7. Sistemas Estruturais de Lajes 20

2.7.1. Sistema Estrutural Convencional com Lajes Nervuradas com cubetas 20

2.7.1.1. Recomendações Normativas 22

2.7.1.2. Espessura Equivalente 22

2.7.1.3. Procedimento de Cálculo 23

2.7.1.4. Flexão e Cisalhamento das Nervuras 23

2.7.1.4.1. Linha Neutra passa pela Mesa 24

2.7.1.4.2. Linha Neutra passa pela Nervura 24

2.7.1.4.3. Momentos Fletores Negativos 25

2.7.1.4.4. Esforço Cortante 25

2.7.2.Sistema Estrutural com Lajes Protendidas 26

2.7.2.1. Processo Construtivo 27

2.7.2.2. Método do balanceamento de cargas 27

2.8. Critérios para uma estruturação econômica 28

2.9. Verificação dos consumos 29

2.9.1. Espessura Média 28

2.9.2. Taxa de Aço 29

2.9.3. Taxa de Aço II 29
2.9.4. Taxa de Forma 29
3. MATERIAIS E MÉTODOS..... 30
3.1. Apresentação do edifício modelo 30
3.2. Cálculo da força de vento 32
3.3. Ferramentas de Cálculo Estrutural 33
3.3.1. Eberick 33
3.3.2. Adapt 34
3.4. Soluções Estudadas 34
3.3.1. Alternativa 1 – Lajes maciças protendidas 35
3.3.2. Alternativa 2 – Lajes nervuradas com vigas-faixa protendidas 42
3.3.3. Alternativa 3 – Lajes nervuradas com vigas de concreto armado 48
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES..... 53
5. CONCLUSÕES..... 59
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 60

1. INTRODUÇÃO

A incessante busca por novas tecnologias têm originado soluções mais econômicas e racionais de construção. No passado, os edifícios em concreto armado adotavam lajes maciças convencionais, sem maiores impedimentos, visto que, apresentavam distâncias relativamente pequenas entre pilares. A resistência do concreto era um fator limitante que impedia a redução das seções dos elementos estruturais projetados. A evolução da tecnologia de construção e da informática permitiu o emprego de concretos mais resistentes, ferramentas de cálculo mais precisas e a utilização de outras alternativas estruturais. As lajes nervuradas, por exemplo, diminuem o peso da estrutura sem afetar a resistência devido à exclusão do volume de concreto entre as nervuras, permitindo vencer vãos maiores.

Outra alternativa estrutural é o uso de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas que são capazes de vencer grandes vãos utilizando pequenas espessuras e apresentando fissuração e flechas reduzidas, pois a protensão balanceia grande parte das cargas permanentes e somente uma parte da carga total é que provoca flechas e tensão de tração, no concreto. Como, normalmente, essas tensões são inferiores à resistência do concreto à tração, a adoção da inércia da seção bruta de concreto aumenta a rigidez da laje e reduz o valor das flechas.

O engenheiro projetista de estruturas deve levar em consideração alguns aspectos ao fazer a concepção de uma estrutura, como: manter a estética e a funcionalidade propostas pelo projeto arquitetônico, conhecer os esforços atuantes na estrutura, os métodos construtivos e os custos. O profissional deve escolher, dentre todas as possibilidades, a estruturação mais econômica para o seu projeto e que atenda a imposições arquitetônicas, rotinas construtivas e infraestrutura da região. A solução mais econômica será aquela que, além do melhor custo, contribua para o aumento da produtividade.

1.1.Justificativa e Motivação

A execução da estrutura, individualmente, é uma das etapas de maior representatividade no custo total da construção. Justifica-se então um estudo prévio para a escolha do sistema estrutural a ser adotado, pois sabe-se que uma redução no custo da estrutura pode representar, no custo total, uma diminuição significativa.

A depender da edificação, a escolha de determinada alternativa estrutural em detrimento de outra solução pode trazer tanto ganho financeiro quanto em durabilidade,

rapidez de execução da obra, limpeza e administração do canteiro. Não analisar as diversas soluções possíveis pode acarretar uma série de transtornos durante e depois da construção.

Considerando as lajes, por exemplo, devido a seu grande volume, o pavimento de uma edificação é, provavelmente, a parte da estrutura que mais consome material. Sendo assim, projetar uma laje de forma mais racional pode significar uma boa redução nos custos da obra e um maior lucro no final do empreendimento.

Atualmente, uma das grandes preocupações dos gestores de construção de edifícios é com a padronização das formas e simplicidade dos detalhes, que maximiza a produtividade da mão-de-obra e proporciona o reaproveitamento que, por sua vez, também auxilia na redução do custo. A minimização do tempo de execução também precisa ser levada em consideração quando se deseja um retorno financeiro mais rápido do investimento realizado ou quando da execução de obras em caráter emergencial, como ocorre após catástrofes naturais ou guerras.

Diante do exposto, esse trabalho pretende servir de subsídio aos engenheiros e estudantes de Engenharia Civil para a concepção de estruturas estáveis, economicamente viáveis e funcionais.

Não se pretende indicar uma solução ideal, mas apresentar as vantagens e desvantagens das diferentes possibilidades para pisos de um edifício-modelo e também demonstrar a importância e viabilidade da inclusão deste tipo de estudo no dia-a-dia dos escritórios, tendo em vista que os programas computacionais atuais tem capacidade de minimizar significativamente o tempo de cálculo, de detalhamento e orçamento dos projetos, viabilizando a análise das diversas alternativas.

O edifício do estudo de caso será analisado e dimensionado com o uso dos programas Eberick e Adapt Builder, que são sistemas para projeto estrutural em concreto armado e protendido, respectivamente.

Serão elaboradas três opções para o projeto estrutural, entre as quais são destacadas:

- Alternativa 1: Sistema estrutural com lajes maciças protendidas apoiadas em pilares.
- Alternativa 2: Sistema estrutural com lajes nervuradas com vigas-faixa maciças protendidas.
- Alternativa 3: Sistema estrutural com lajes nervuradas com cubetas de polipropileno, apoiadas sobre vigas e pilares.

1.2.Objetivos Gerais e Específicos

Objetivo Geral

Avaliar, para um edifício-modelo, as opções estruturais mais vantajosas baseando-se nos custos de materiais e produtividade.

Objetivos Específicos

- Estabelecer critérios para uma estruturação econômica;
- Estabelecer relações de quantidade de material (aço, concreto e forma) das várias opções estudadas a fim de ter noção da relação custo x benefício de cada uma delas.
- Descrever vantagens e desvantagens de cada opção estrutural.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Concepção para a elaboração de um projeto estrutural

A eficiência da solução de uma estrutura, tanto em termos de segurança, desempenho em serviço e economia, é função de uma concepção estrutural adequada às necessidades de cada edificação.

O projetista de estruturas receberá os projetos de arquitetura, instalações elétricas, hidráulica, ar-condicionado, telefonia; as indicações do construtor a respeito dos recursos técnicos disponíveis para a construção e a partir daí, começará a elaborar o projeto estrutural definitivo.

O arquiteto e o proprietário dificilmente aceitam realizar mudanças na arquiteturapara melhor adaptação ao projeto estrutural quando esta já passou por um processo burocrático até ser aprovada pela prefeitura. Por isso, é importante que o projetista receba o projeto básico também chamado de estudo preliminar, pois ainda é possível fazer ajustes.

Segundo ABECE (1998), “algumas reuniões entre o arquiteto e o engenheiro calculista trazem benefícios imensos, pois é através dessa interação que algumas dificuldades, normalmente encontradas entre a arquitetura e a estrutura, podem ser rapidamente solucionadas, gerando economia e ótimos resultados para toda a construção. ”

A princípio deve-se locar os pilares do pavimento-tipo, começando pelos pilares das extremidades do pavimento e os da região da escada e dos elevadores. Por último, coloca-se os pilares internos. Durante essa definição, deve-se verificar a interferência desses pilares com as arquiteturas dos outros pavimentos, além de posicionar o reservatório superior.

O posicionamento das vigas dependerá do tipo de laje que será adotada. Deve-se, preferencialmente, colocar as vigas no alinhamento das alvenarias e começar definindo as vigas externas do pavimento. Elas podem ser usadas com a função de dividir painéis de lajes de grandes dimensões. Com o posicionamento das vigas, as lajes ficam praticamente definidas, faltando apenas, caso existam, as lajes em balanço.

A concepção da estrutura deverá ainda se adequar à eventual flexibilidade de ocupação e possibilidade de expansões.

2.2. Dimensionamento de uma estrutura

A finalidade do cálculo ou dimensionamento de uma estrutura é garantir que a estrutura suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas,todas as solicitações as quais for submetida durante sua vida útil, para as finalidades para as quais foi concebida.

De acordo com o item 14.2.1 da NBR 6118:2014, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados-limite últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em uma parte ou em toda a estrutura.

2.3. Materiais usados na estrutura

Os materiais utilizados nas estruturas de concreto armado e protendido para os diferentes sistemas estruturais seguem a disponibilidade comercial e a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

2.3.1. Concreto

A escolha da resistência à compressão do concreto depende da classe de agressividade ambiental que, segundo a tabela 6.1 da ABNT NBR 6118/2014, para construções em zonas urbanas, é II. Porém foi adotada a classe de agressividade I, pois a mesma norma permite que seja feita essa redução, quando se tratar de ambientes internos secos de apartamentos residenciais revestidos com argamassa e pintura. Na fundação, considera-se a classe de agressividade II, pois a estrutura está em contato com solo úmido e não agressivo.

A classe de resistência à compressão mínima exigida para o concreto armado com a classe de agressividade ambiental II é de 25 MPa e para o concreto protendido, é de 30 MPa. A resistência característica à compressão (fck) usada nas alternativas estruturais adotadas foi de 35 MPa. Os cobrimentos de concreto armado adotados para os elementos estruturais da classe de agressividade I e II, são os seguintes:

- Classe I: 20 mm para lajes e 25 mm para vigas e pilares.
- Classe II: 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares.

Para o concreto protendido, o cobrimento será de 30 mm para todos os elementos na classe I e 35 mm para todos os elementos na classe II.

2.3.2. Aços

Os aços utilizados nas estruturas de concreto armado, seguem as especificações da ABNT NBR 7480 (2007). Aço CA-50 e CA-60 para armaduras de pilares, vigas e lajes.

A protensão será feita com Φ12.7 CP 190 RB, que é uma cordoalha de 12,7 mm para concreto protendido, com relaxação baixa, com tensão de escoamento de 1900MPa. Nesses aços as perdas máximas por relaxação são de 3,0%, após 1000 horas de tracionamento com carga inicial de 80 % da carga de ruptura, a 20ºC. Apenas nas vigas de transição foi usada a cordoalha Φ 15.2 CP 190 RB a fim de reduzir a quantidade de cordoalhas ao aumentar a área de aço.

2.4. Ações a considerar no cálculo de uma edificação

As ações são as causas que provocam as deformações ou esforços internos nos elementos estruturais, que variam em função do tempo. Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura. Como há incerteza a respeito dos seus valores, procura-se estabelecer valores representativos dessas ações correspondentes as probabilidades aceitáveis para sua incidência na estrutura. As ações a considerar classificam-se, de acordo com a ABNT 8681/2003, em permanentes, variáveis e excepcionais.

Ações permanentes são as que crescem ao longo do tempo, tendendo a um valor constante ou de pequena variação em torno da média durante praticamente toda a vida da construção. As ações permanentes podem ser:

- Diretas, quando constituídas pelo peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes.
- Indiretas, quando geradas pelas deformações impostas à estrutura por retração ou fluência do concreto, recalque de apoio, imperfeições geométricas ou protensão.

Ações variáveis são as que apresentam variações significativas de valor durante a vida útil da construção. Geralmente são causadas pelo uso e ocupação da edificação, ou pela ação do vento na estrutura.

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida útil da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. São decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais. Logo, não foi necessário considerá-las no cálculo deste trabalho.

As cargas atuantes na estrutura foram determinadas a partir da NBR 6120 (1980) – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Serão usados como pesos específicos dos materiais:

- Tijolo cerâmico furado.....13kN/m³
- Concreto armado.....25kN/m³

Serão utilizadas como cargas acidentais:

- Pisos residenciais (dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro) 1,5kN/m²
- Pisos residenciais (despensa, área de serviço e lavanderia) 2,0kN/m²
- Escadas sem acesso público..... 2,5kN/m²
- Garagens e estacionamento 3,0kN/m²

Será usada a carga permanente de 1kN/m² em todas as lajes devido ao revestimento.

Ainda segundo a NBR 6120/1980, ao longo dos parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m.

2.4.1. Ação do vento

De acordo com a ABNT NBR 6123/1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, para calcular a pressão dinâmica na construção deve-se determinar a velocidade básica do vento V_O, as características topográficas do local e a rugosidade do terreno.

Velocidade básica é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média de uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. No Brasil, os valores adotados para V_0 são apresentados no mapa da figura 1. Por estar situado em Recife, o edifício-modelo terá $V_0 = 30$m/s.

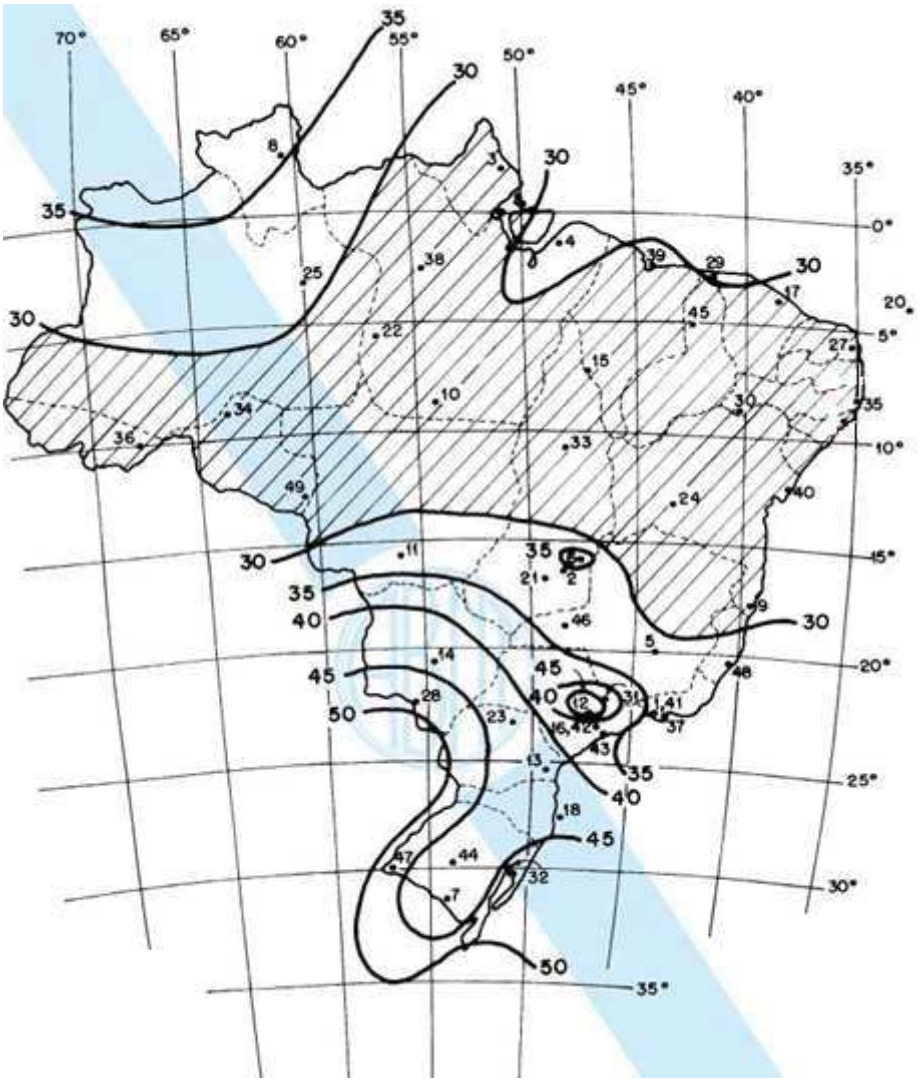

Figura 1: Mapa das Isopletas no Brasil (m/s)

Fonte: NBR 6123 (1988)

A partir da velocidade básica do vento para a região da construção, calcula-se a velocidade característica do vento Vk, conforme Eq. (1).

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (1)$$

O fator topográfico S_1 considera as variações do relevo do terreno e pode assumir os seguintes valores:

- S_1 = 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados;
- S_1 =0,9 para vales profundos ou protegidos de todos os ventos;
- S_1 = 1,1 para encostas de morros ou onde o vento sofre aceleração.

O fator S_2 depende da categoria de rugosidade do terreno, que é definida no item 5.3.1 da NBR 6123:1988, da maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal da edificação e de sua altura sobre o terreno.

Já o fator estatístico S_3 considera o grau de segurança requerido à vida útil da edificação.

- S_3 = 1,10 para edificações onde a ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, bombeiros, centrais de comunicação);
- S_3= 1,00 para edificações comerciais, industriais, residenciais e hoteleiras;
- S_3 = 0,95 para edificações industriais com baixo fator de ocupação (silos, depósitos).

A pressão dinâmica e força de arrasto são dadas pelas Eq. (2) e Eq. (3), respectivamente.

$$q = 0{,}613 V k^2 \quad (2)$$

$$Fa = Ca\ q\ Ae \quad (3)$$

Onde:
Ca é o coeficiente de arrasto obtido a partir do item 6.3.1 da NBR 6123:1988;
Ae é a área frontal efetiva sobre o qual incide o vento na estrutura.

2.5. Verificação da Estabilidade Global

As estruturas de edificações em geral estão sujeitas à ação de forças verticais e horizontais. Quando os deslocamentos horizontais são significativos, uma análise de 1ª ordem (estrutura indeformada) não representa adequadamente a estrutura, pois o fato de existir uma mudança de alinhamento no eixo vertical dos pilares implica na existência de uma excentricidade de aplicação das cargas verticais, o que faz com que os deslocamentos horizontais sejam maiores do que na análise de 1ª ordem, conforme mostrado na figura 2.

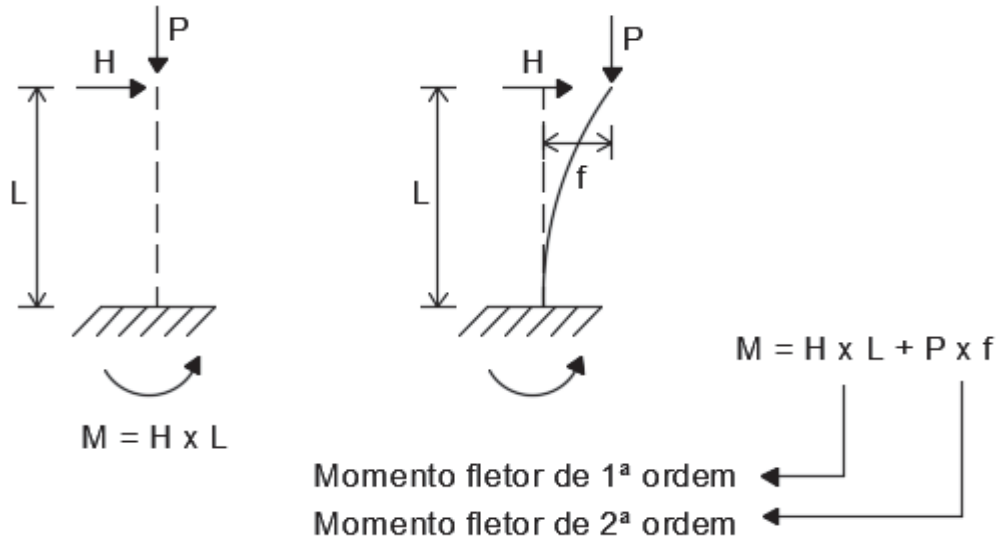

Figura 2: Não-linearidade geométrica

Fonte: Do autor (2016)

O parâmetro γ_z, apresentado no item 15.5.3 da NBR 6118/2014, permite classificar as estruturas quanto à deslocabilidade a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem. Se os efeitos de 2ª ordem não ultrapassarem em mais de 10% aqueles calculados pela análise estática linear de 1ª ordem, a estrutura será de nós fixos. O valor de γ_z é calculado pela Eq. (4).

$$\gamma_z = \frac{1}{1-\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \tag{4}$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1.ª ordem.

Em resumo, após a definição dos materiais, identificação das ações que solicitam a estrutura e a finalização do seu pré-dimensionamento, processa-se o pórtico espacial e calcula-se o parâmetro γ_z, se o resultado for menor ou igual a 1,1, poderão ser desprezados os efeitos globais de 2ª ordem. Se os valores de γ_z forem maiores que 1,3, a rigidez do edifício

deve ser aumentada, revendo a posição dos pilares ou aumentando as dimensões das vigas e dos pilares que formam os pórticos; caso não seja suficiente podem-se inserir pilares-parede.

2.6. Avaliação aproximada das flechas em vigas e lajes

A flecha é o valor referente ao máximo deslocamento na estrutura analisada, sendo limitado a valores preconizados por normas de projeto que podem ser diferentes a depender das combinações e tipos de carregamento. Esse limite envolve a flecha imediata, que é obtida no instante de aplicação da carga, e a flecha diferida no tempo que, geralmente é aproximada para o valor da flecha inicial multiplicado por um fator que considera os efeitos da deformação por fluência.

A princípio, foi realizada a análise da estrutura usando como rigidez das peças a seção bruta de concreto, utilizando os esforços internos para o dimensionamento dos elementos estruturais, obtendo valores aproximados de deslocamentos. A seguir, a estrutura foi analisada considerando a seção fissurada das vigas e lajes, obtendo deslocamentos mais precisos no pórtico espacial e nas lajes.

2.7. Sistemas Estruturais de Lajes

2.7.1. Sistema Estrutural Convencional com Lajes Nervuradas com cubetas

Segundo a NBR 6118/2014, as lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.

Foi notado que, para vencer grandes vãos, a laje maciça precisa de uma espessura considerável e, ao analisar a posição da Linha Neutra (LN), verifica-se que existe uma pequena região comprimida e uma grande parte tracionada. Como o concreto tem uma resistência à tração muito pequena, essa grande região tracionada não colabora na resistência à flexão. Por isso, pensou-se em substituir grande parte do concreto por material inerte, o que reduz o peso e confere economia a essa solução.

A alternativa estrutural adotada para esse sistema será concebida com laje nervurada com enchimento de cubas de polipropileno, que formam um espaço vazio entre as nervuras que dão forma a esse tipo de laje. Essas cubas, cujas características técnicas são apresentadas

na figura 3, podem ser removidas após o tempo de cura para serem reutilizadas nos pavimentos subsequentes.

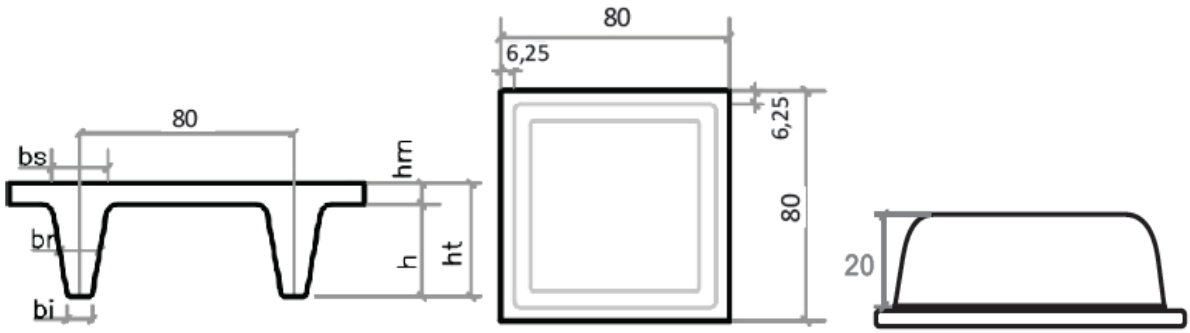

Figura 3: Características técnicas das formas plásticas para lajes nervuradas
Fonte: Impacto Protensão - Catálogo Formas Plásticas (2016)

Dentre as vantagens deste tipo de solução destacam-se a economia de madeira e escoramento; economia de aço e concreto; maior velocidade de execução; fácil montagem e desmontagem; dispensa mão-de-obra especializada; aumento de produtividade; não aumentam o peso próprio da estrutura; flexibilidade na arquitetura; possibilidade de maiores vãos; maior durabilidade; entrega rápida.

Quando apoiadas diretamente em pilares, lajes nervuradas são concretadas maciçamente nas regiões próximas a eles, com o propósito de resistir aos esforços de flexão sobre o pilar e a punção na laje, como mostrado na figura 4.

Figura 4: Laje nervurada apoiada diretamente em pilares (vista superior)
Fonte: Consultoria e Análise (2009)

2.7.1.1. Recomendações Normativas

Segundo a NBR 6118/2014, a espessura da mesa deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4 cm. Caso haja tubulações embutidas, a espessura da mesa deve ser maior ou igual a 4 cm acrescido do diâmetro do tubo.

Para lajes com espaçamento entre nervuras igual a 80 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas.

Quando for necessário o uso de estribos, não devem ter espaçamento maior que 20 cm, nem diâmetro maior do que 1/8 da largura das nervuras.

2.7.1.2. Espessura Equivalente

Conforme descrito em BARBIRATO (1997), o procedimento consiste em transformar a laje nervurada em uma laje maciça de espessura constante, como mostrado na figura 5. Essa espessura equivalente pode ser calculada pela Eq. (5).

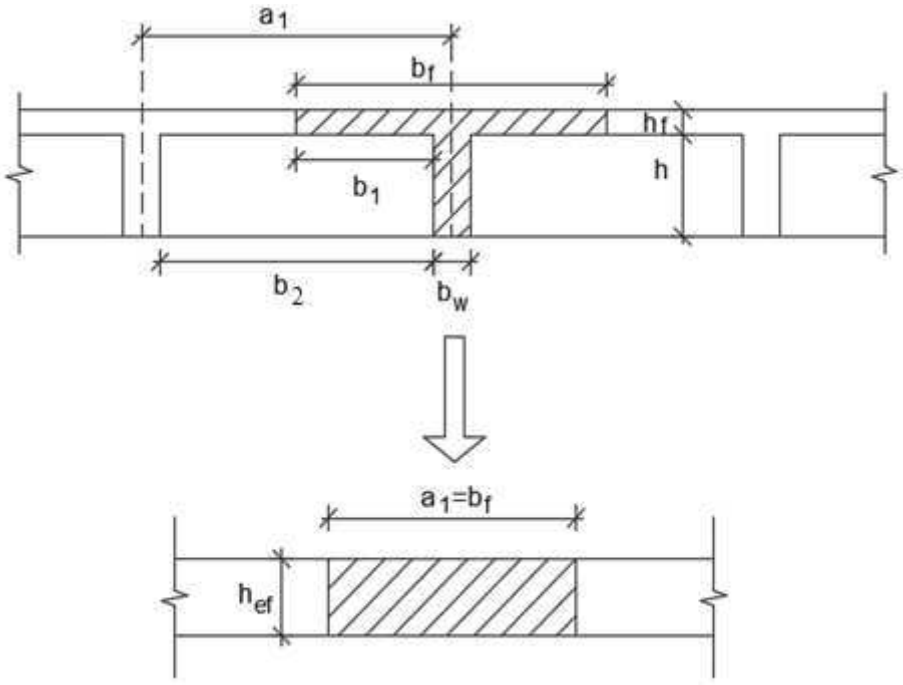

Figura 5: Transformação da laje nervurada em laje maciça equivalente
Fonte: BARBIRATO (1997)

$$h_{eq} = \left(\frac{12.I}{a_1}\right)^{1/3} \quad (5)$$

Fonte: BARBIRATO (1997)

Onde:

a1: distância entre eixos de nervuras;

I: momento de inércia da seção transversal T, sem considerar a fissuração e em relação ao eixo baricêntrico horizontal.

A largura colaborante da seção T pode ser obtida pela Eq. (6).

$$b_f = 2b_1 + b_w \quad (6)$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0{,}10L \\ 8h_f \\ 0{,}5\,b_2 \end{cases}$$

Fonte: BARBIRATO (1997)

A distância entre os pontos de momento nulo (L) pode ser obtida através do vão teórico (ℓ).

L= ℓ: tramo simplesmente apoiado;

L=0,75 ℓ: tramo com momento fletor apenas em uma extremidade;

L= 0,60 ℓ: tramo com momento fletor nas duas extremidades;

L=2ℓ: tramo em balanço.

2.7.1.3. Procedimento de Cálculo

De forma simplificada, calcula-se o painel de laje a fim de obter os momentos e cortantes por faixa de um metro, nas direções x e y, como se fosse uma placa de espessura equivalente encontrada conforme mostrado no item anterior. Para achar o esforço por nervura, basta multiplicar o valor encontrado por faixa de um metro pela largura colaborante b_f, verificando-se em seguida a flexão e o cisalhamento, tanto nas nervuras como nas mesas.

2.7.1.4. Flexão e Cisalhamento das Nervuras

Para calcular a armadura necessária para os esforços de flexão é necessário verificar o posicionamento da linha neutra, representado pelo parâmetro x (distância da face superior da mesa até a linha neutra).

Para concretos com fck ≤ 50MPa, calcula-se o momento fletor adimensional, aqui chamado de kmd, através da Eq. (7), a partir dele obtém-se o kx pela Eq. (8). Como x = k_x d, se seu valor for inferior à espessura da mesa (h_f), conclui-se que a linha neutra passa pela mesa, caso contrário, a linha neutra passa pela nervura.

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{7}$$

$$k_x = 1{,}25\left[1 - \sqrt{1 - 2.353 \cdot k_{md}}\right] \tag{8}$$

2.7.1.4.1. Linha neutra passa pela mesa

Nesse caso, o cálculo da armadura necessária (As) é obtido pela Eq. (9), fazendo k_z= 1- 0,4 Kx.

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \tag{9}$$

2.7.1.4.2. Linha neutra passa pela nervura

Nesse caso o momento fletor é a soma das parcelas resistidas pela mesa e pela nervura, que podem ser calculados respectivamente pelas Eq. (10) e Eq. (11). Daí calcula-se o kmd e a armadura necessária pelas Eq. (12) e Eq. (13).

$$M_{Md} = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \tag{10}$$

$$M_{Nd} = M_d - M_{Md} \tag{11}$$

$$k_{md} = \frac{M_{Nd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (12)$$

$$A_s = \frac{M_{Md}}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_{yd}} + \frac{M_{Nd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (13)$$

2.7.1.4.3. Momentos Fletores Negativos

Nesse caso, a nervura é comprimida e, portanto, a área comprimida é retangular. Por isso, o Kmd é obtido através da Eq. (7), substituindo o bf pelo bw. A partir daí, calcula-se o kz pela Eq. (8) e a armadura necessária (As) através da Eq. (9).

2.7.1.4.4. Esforço Cortante

Admitindo o modelo de cálculo I e conforme o item 17.4.2.1 da NBR 6118/2014, a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250) \quad (14)$$

$$V_{Rd2} = 0{,}27\ \alpha_{v2}\ f_{cd}\ b_w\ d \quad (15)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (16)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (17)$$

Sendo:

- V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo na seção transversal
- V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
- $V_{Rd3} = V_{sw} + V_c$ é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
- V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça
- V_{sw} é a parcela absorvida pela armadura transversal.

2.7.2. Sistema Estrutural com Lajes Protendidas

A existência do aço no concreto armado impede que ele rompa com o aparecimento das primeiras fissuras, pois o aço continua a suportar as cargas até atingir a deformação última ($\varepsilon_{su=10‰}$). Porém, essas fissuras aumentam a possibilidade de corrosão das armaduras e diminui a rigidez da estrutura, ampliando as deformações.

No concreto protendido, a protensão balanceia grande parte das cargas permanentes e só uma parte da carga total é que provoca tensões de tração. Esses esforços são inferiores à resistência do concreto à tração, logo a inércia bruta da seção pode ser usada no cálculo, tornando a estrutura mais rígida e reduzindo as flechas.

A chegada da monocordoalha engraxada ampliou o uso das lajes e vigas protendidas no Brasil. Esse sistema possui algumas vantagens em relação ao concreto armado, como as citadas a seguir, encontradas em Emerick (2002):

> "Maior liberdade arquitetônica devido à possibilidade de vencer grandes vãos ou vãos fortemente carregados mantendo uma grade esbeltez da laje. Maior área útil do pavimento devido a menor quantidade de pilares. Economia em relação às estruturas em concreto armado para vãos superiores a 7,0 m. Minimização dos custos nas fundações devido à redução do peso total da estrutura. Maior velocidade na desforma e retirada de escoramentos. Redução nas espessuras das lajes acarretando uma significativa diminuição na altura total do prédio e consequentemente um menor peso total da estrutura minimizando os custos nas fundações. Maior velocidade na desforma e retirada de escoramentos. Maior resistência ao puncionamento, em lajes lisas ou cogumelo, obtida pela colocação adequada dos cabos de protensão nas regiões próximas aos pilares. "

As lajes protendidas sem vigas permitem o uso de pés-direitos menores, resultando numa altura menor do edifício ou num maior número de pavimentos, mantendo a altura do edifício. É uma solução interessante para pavimentos de garagens, o que permite a redução das escavações dos subsolos.

A pré-compressão introduzida pela protensão combate a fissuração devido à retração do concreto, o que propicia a execução de pisos de grande comprimento sem juntas de dilatação.

2.7.2.1. Processo Construtivo

A colocação dos cabos de protensão nas lajes e vigas deve seguir as orientações indicadas nas plantas elaboradas pelo engenheiro calculista, observando as elevações e a forma dos cabos. Na etapa de lançamento do concreto deve ser observado se os cabos não saem do seu posicionamento correto.

As cordoalhas só são liberadas para a protensão quando o engenheiro autoriza e, para tal, ele exige saber se o concreto já possui a resistência mínima solicitada no projeto que, em geral, é 70% da resistência final.

Após realizar a protensão, deve-se verificar o alongamento e depois cortar o cabo para permitir a colocação da proteção apropriada.

2.7.2.2. Método do balanceamento de cargas

O método do balanceamento de cargas, proposto por T. Y. Lin, consiste em considerar a protensão como força externa aplicada para neutralizar parte do carregamento atuante na estrutura. Geralmente se procura neutralizar as ações permanentes ou as ações permanentes e parte das ações variáveis. Essa técnica é bastante usada no traçado dos cabos nas vigas e lajes protendidas, visto que nestas os cabos possuem traçado de suaves parábolas do segundo grau.

$$q_{e0} = \frac{2Pf_0}{(L_0)^2} \tag{18}$$

$$q_{e1} = \frac{8Pf_1}{(L_1)^2} \tag{19}$$

$$p_b = \varphi_1 \cdot g + \varphi_2 \cdot q \tag{20}$$

Onde:

P é a força de protensão;

qb é a carga a ser balanceada;

qe0 é a carga equivalente uniformemente distribuída no balanço;

qe1 é a carga equivalente uniformemente distribuída no vão.

φ_1e φ_2 são as porcentagens de carga permanente e variável, respectivamente, que serão balanceadas.

A parcela de carga balanceada não gera esforços de flexão, portanto a laje fica submetida apenas aos esforços de compressão uniforme. A flexão gerada pela carga não balanceada pode ser calculada pela Eq. (21).

$$\sigma = \pm\frac{\Delta M}{W} - \frac{P}{A} \tag{21}$$

2.8. Critérios para uma estruturação econômica

Como já foi descrito, a padronização das formas reduz consideravelmente os custos das edificações e eleva a produtividade da mão-de-obra. Para tal, o recomendado é que se tenha a menor quantidade de espessuras distintas de lajes por pavimento. Além disso, é importante que só sejam executados rebaixamentos, quando exigidos pela arquitetura.

Quanto às vigas, o ideal é que tenham uma mesma altura ao menos para aquelas que contornam a edificação. Para facilitar a forma, a prática recomenda que os pilares mantenham a seção na prumada, fazendo reduções a cada dez pavimentos.

Os projetos de estrutura, arquitetura e instalações precisam ser compatibilizados a fim de prever rebaixos, furos, shafts e modificações no posicionamento dos elementos estruturais, caso contrário, haverá perda de tempo e material para consertar posteriormente ou serão feitas soluções improvisadas que podem resultar em problemas estéticos e funcionais.

2.9. Verificação dos consumos

Após o dimensionamento do edifício, são calculados os volumes de concreto, peso de aço, área de forma e obtém-se índices de referência para as soluções adotadas. Os índices de referência são:espessura média, taxa de aço, taxa de aço II e taxa de forma.

2.9.1. Espessura média

É a relação entre o consumo total de concreto e a área estrutural (somatório das áreas das plantas de forma) do edifício.

Espessura média = $\frac{V(m^3)}{A(m^2)}$

2.9.2. Taxa de aço

É a relação entre o consumo total de aço e o consumo total de concreto.

Taxa de aço = $\frac{P(kg)}{V(m^3)}$

2.9.3. Taxa de aço II

É a relação entre o consumo total de aço e a área estrutural do edifício.

Taxa de aço II = $\frac{P(kg)}{A(m^2)}$

2.9.4. Taxa de forma

É a relação entre o consumo total de forma e a área estrutural do edifício.

Taxa de forma = $\frac{F(m^2)}{A(m^2)}$

3. MATERIAIS E MÉTODOS

As três opções de sistemas estruturais foram modeladas em programas de cálculo estrutural. A ferramenta Adapt Builder 2015 foi usada para o dimensionamento das lajes e vigas protendidas e o Eberick V8 Next, para os demais elementos em concreto armado. Cada um deles, gera um resumo de materiais cujos resultados serão úteis para o levantamento dos custos de materiais (aço, concreto e forma) e produtividade a partir de pesquisas de mercado em, no mínimo, três fontes distintas, a fim de ter uma noção da relação custo x benefício de cada uma delas, o que possibilitou estabelecer critérios para uma estruturação econômica.

3.1.Apresentação do Edifício Modelo

O edifício-modelo foi cedido gentilmente pelo escritório Protenco Engenharia Estrutural Ltda. Os nomes dos demais envolvidos na elaboração do projeto não serão citados por não ter a devida autorização.

O edifício residencial possui quatro apartamentos por pavimento (cada um com área útil de 55 m²), representado na figura 8. Cada apartamento possui uma vaga de garagem, que estão nos pavimentos térreo e vazado, apresentados nas figuras 6 e 7. As demais características do edifício estão descritas na tabela 1.

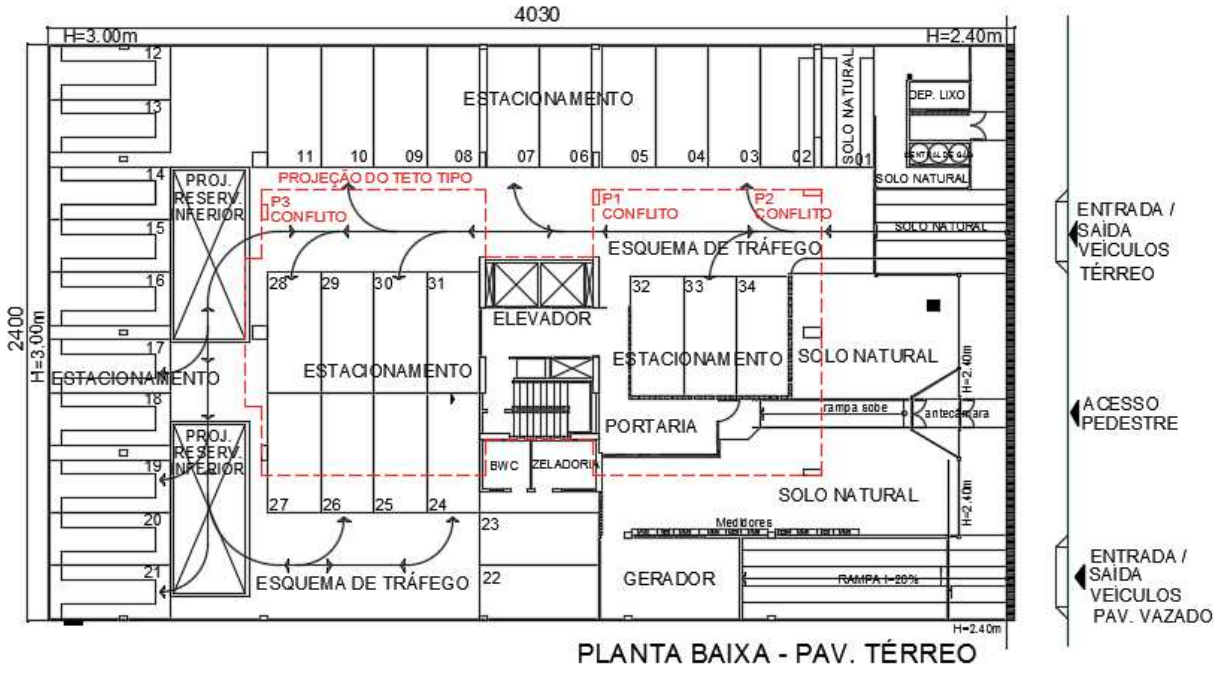

Figura 6: Planta baixa do pavimento térreo do edifício modelo

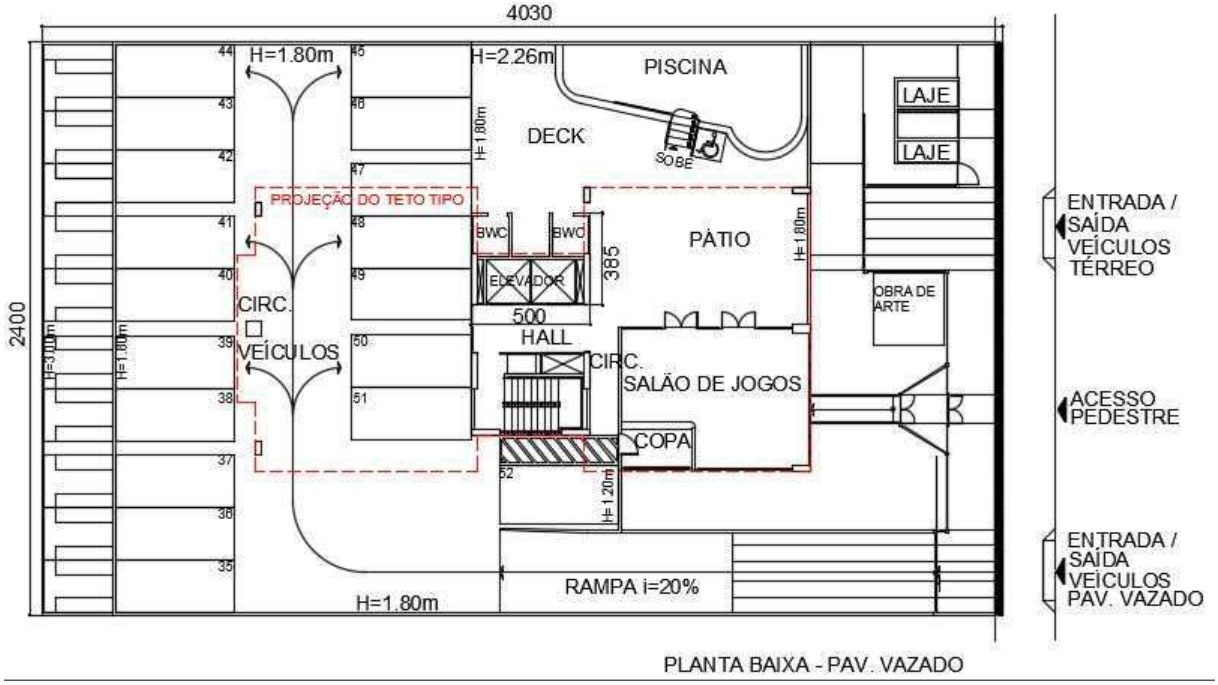

Figura 7: Planta baixa do pavimento vazado do edifício modelo

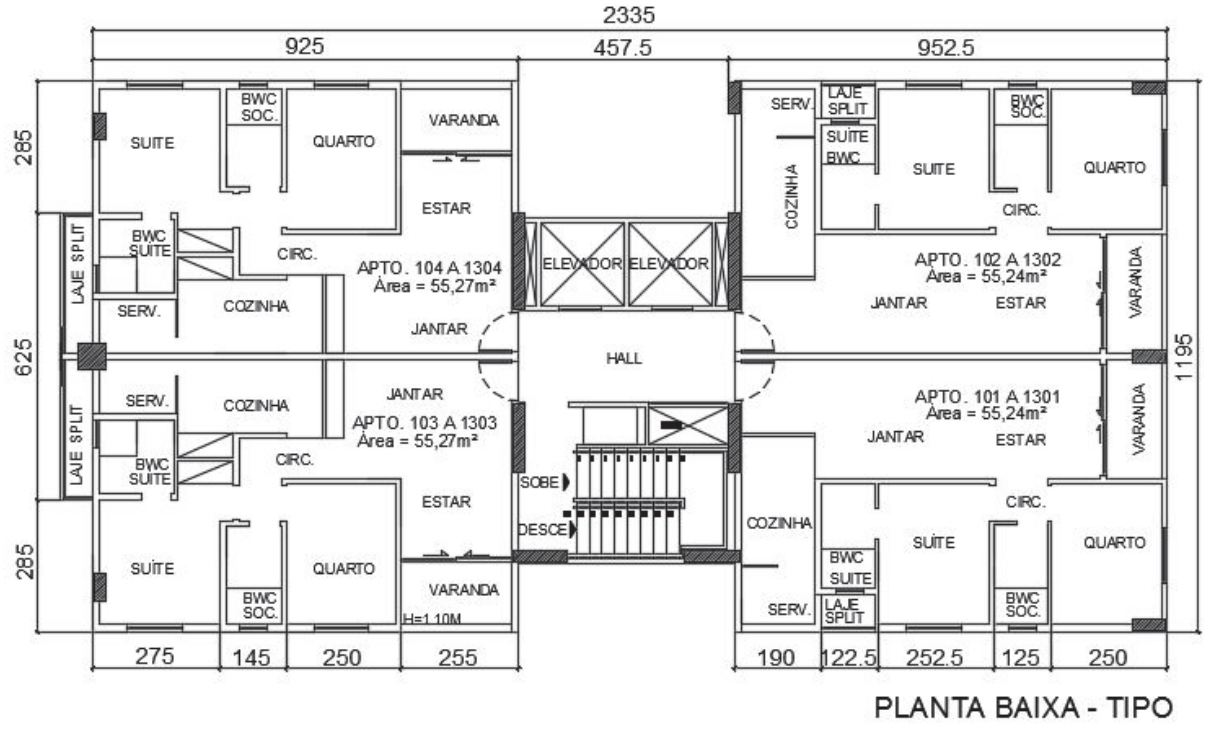

Figura 8: Planta baixa do pavimento tipo do edifício modelo

Pavimento	Descrição	Pé-direito (m)	Área (m²)
Térreo	Estacionamento	3,20	708,00
Vazado	Estacionamento	3,00	708,00
1º ao 13º pavtos.	Apartamentos	3,00	258,00
Coberta	Tipo	3,00	258,00
Total		48,20	5028,00

Tabela 1: Características do edifício modelo

3.2. Cálculo da força do vento

Como a região de Recife é predominantemente plana, logo, para este projeto, $S_1 = 1,0$.

O fator de rugosidade S_2 será adotado como sendo de categoria IV – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. As dimensões da construção a encaixam na Classe B – Edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros. Assim, $S_2 = 1,02$ para esse projeto. O fator estatístico S_3 se baseia no grau de segurança da vida útil da construção. Para edificações residenciais S_3=1,00. Logo, $V_k = 30,6$ m/s

A tabela 2 mostra os resultados obtidos a partir das direções de atuação do vento apresentadas na figura 9.

1º Teto	l1 (m)	l2 (m)	H (m)	H/l1	l1/l2	Ca	q (Pa)	Z1 (m)	Z2 (m)	Fa (kN)
Direção X	24,00	29,20	48,20	2,01	0,82	1,15	573,99	1,60	1,50	49,11
Direção Y	29,20	24,00	48,20	1,65	1,22	1,25	573,99	1,60	1,50	64,95
2º Teto até 14º Teto	l1 (m)	l2 (m)	H (m)	H/l1	l1/l2	Ca	q (Pa)	Z1 (m)	Z2 (m)	Fa (kN)
Direção X	11,95	23,35	48,20	4,03	0,51	1,03	573,99	1,50	1,50	21,19
Direção Y	23,35	11,95	48,20	2,06	1,95	1,37	573,99	1,50	1,50	55,08
Coberta	l1 (m)	l2 (m)	H (m)	H/l1	l1/l2	Ca	q (Pa)	Z1 (m)	Z2 (m)	Fa (kN)
Direção X	11,95	23,35	48,20	4,03	0,51	1,03	573,99	1,50	0,00	10,60
Direção Y	23,35	11,95	48,20	2,06	1,95	1,37	573,99	1,50	0,00	27,54

Tabela 2: Cálculo da força de arrasto

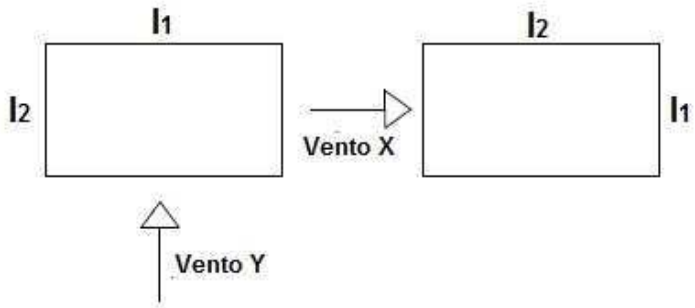

Figura 9: Direções de atuação do vento

Fonte: NBR 6123

3.3. Ferramentas de Cálculo Estrutural

3.3.1. Eberick

O Eberick é produzido pela AltoQi, uma empresa nacional que tem como atividade principal o desenvolvimento e a comercialização de ferramentas computacionais para Engenharia. É atualmente, um dos programas mais utilizados nos escritórios de cálculo no Brasil.

Através das configurações são definidos os processos de análise, as propriedades dos materiais, as ações, os coeficientes de ponderação das ações e as combinações últimas e de serviço, inclusive para casos de carregamento criados pelo usuário.

A estrutura da edificação é definida através de pavimentos, que representam os diferentes níveis existentes no projeto arquitetônico. O lançamento dos elementos é feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses na análise do modelo. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D e os resultados são fornecidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha.

A cada pavimento é associado um "croqui", que representa a área gráfica onde o usuário cria o modelo estrutural do pavimento, a partir de uma arquitetura importada em formato DWG/DXF.

É possível definir vínculos entre elementos estruturais, através de rótulas, engastes e nós semi-rígidos. Para a ligação entre vigas e pilares, por exemplo, é possível definir nós semirrígidos e liberar vinculações. Para as lajes, pode-se definir a existência de engastamento (continuidade) entre lajes adjacentes ou mantê-las simplesmente apoiadas nos bordos.

O programa permite calcular lajes em formato não retangular, considerando sua rigidez real, através de um modelo de grelha. As vigas e os pilares da edificação constituem um sistema reticulado de pórtico espacial, do qual se obtém os esforços internos resultantes, que são utilizados para o dimensionamento dos elementos estruturais.

3.3.2.Adapt

O ADAPT é largamente utilizado como uma ferramenta para engenheiros que se iniciam no projeto de estruturas protendidas. O programa é aplicado em lajes armadas em uma ou duas direções e sistemas de lajes nervuradas de pavimentos de edifícios com protensão (pós-tração).

O programa possui também um dimensionamento avançado interativo:

- Dimensionamento automático otimizado baseado em parâmetros definidos pelo usuário e/ou da norma especificada;
- Mostra os efeitos de variações na força e perfil dos cabos;
- Calcula as armaduras passivas deduzindo as armaduras de base especificadas;
- Oferece opção de redistribuição de momentos;
- Dimensionamento integrado ao cisalhamento devido a punção para studs e estribos;
- Verifica o cisalhamento em vigas e calcula os estribos necessários.

3.4. Soluções estudadas

Nesta seção são apresentadas as alternativas estruturais estudadas neste trabalho. São elas:

- Alternativa 1: Sistema estrutural com lajes maciças protendidas apoiadas diretamente em pilares.
- Alternativa 2: Sistema estrutural com lajes nervuradas com vigas-faixa maciças protendidas.
- Alternativa 3: Sistema estrutural com lajes nervuradas convencionais com cubetas, apoiadas sobre vigas e pilares.

3.4.1. Alternativa 1: Lajes maciças protendidas

Na opção 1, todos os pavimentos possuem lajes protendidas de 20 cm de espessura, que se apoiam sobre vigas no 1º teto e diretamente sobre pilares nos demais tetos. As únicas vigas presentes nos pavimentos-tipo estão na área comum (região da escada e elevador).

Nessa opção foram inseridas vigas de transição no 1º teto a fim de que os pilares não inviabilizem o tráfego dos automóveis proposto pelo arquiteto no estacionamento do pavimento térreo. Se essas vigas fossem de concreto armado, a altura necessária para que resistissem aos esforços solicitantes também reduziria a altura livre no estacionamento, impedindo a circulação dos automóveis.

Em todos os pavimentos, os cabos concentrados foram desenhados simetricamente em relação aos apoios na direção do eixo y e os cabos distribuídos por toda a laje na direção do eixo x.

A NBR 6118 exige, no mínimo, uma cordoalha sobre os apoios. De acordo com o ACI, esse mínimo deveria ser de duas cordoalhas sobre os apoios. Por isso, nenhum apoio desta opção estrutural possui menos de duas cordoalhas de forma a atender ambas as normas.

Essa solução estrutural é apresentada nas figuras 9 a 15, onde estão as plantas de forma, cortes e plantas de distribuição das monocordoalhas de protensão. As cordoalhas são representados por conjuntos de feixes. Os feixes que possuem como símbolos: duas barras inclinadas equivalem a 2 cordoalhas, um triângulo equivale a 3 cordoalhas e um quadrado equivale a 4 cordoalhas.

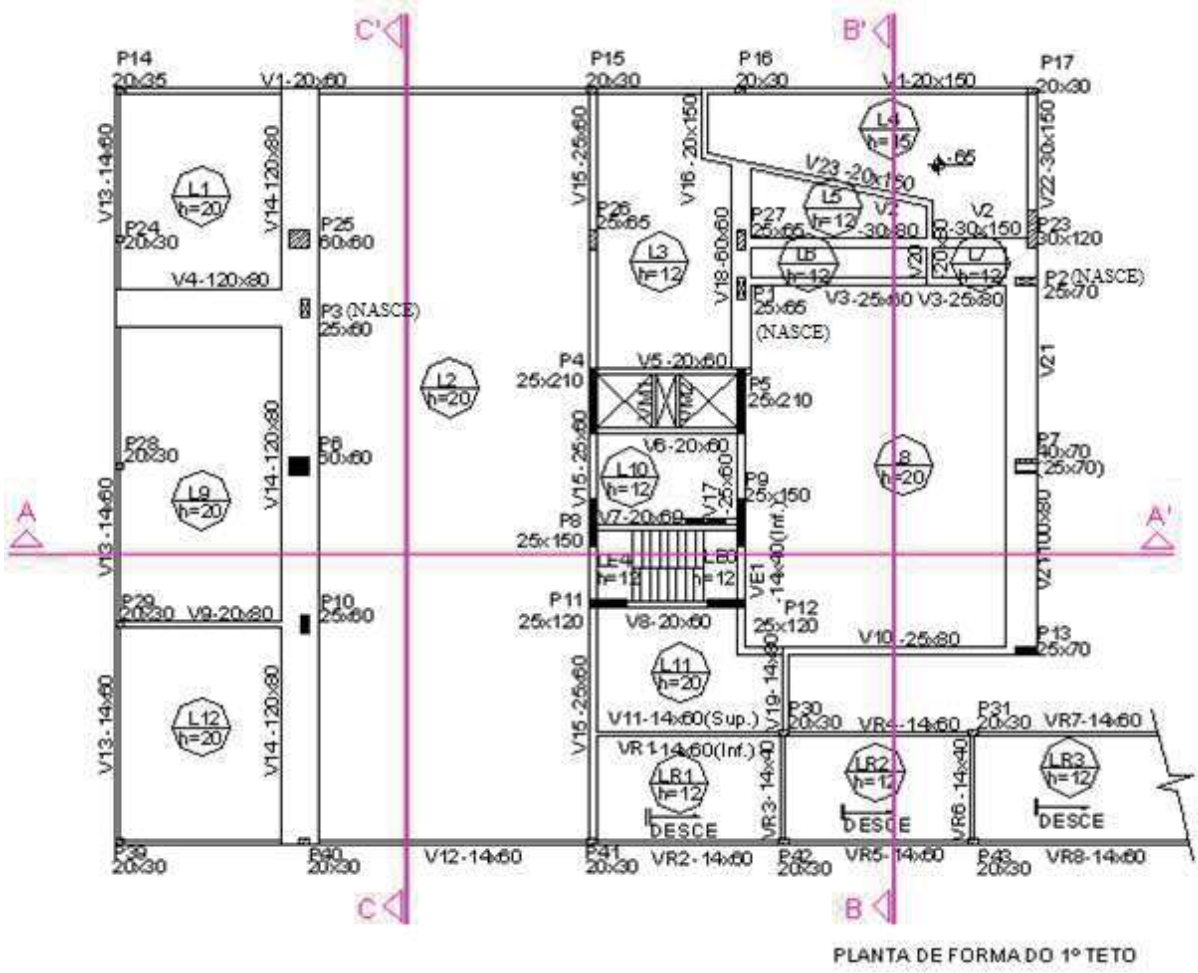

Figura 9: Opção 1 - Planta de Forma do 1º Teto

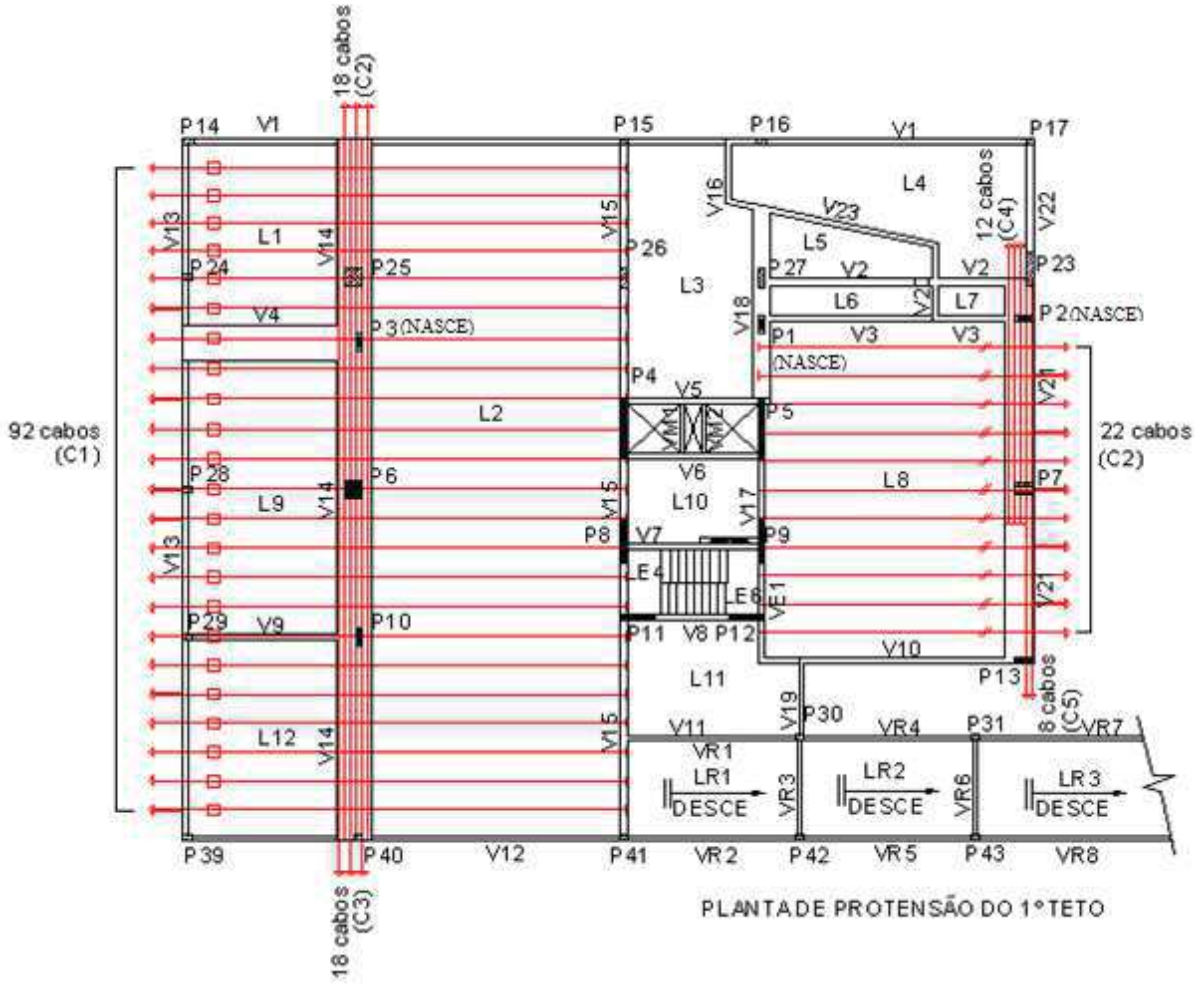

Figura 10: Opção 1 - Planta de Protensão do 1º Teto

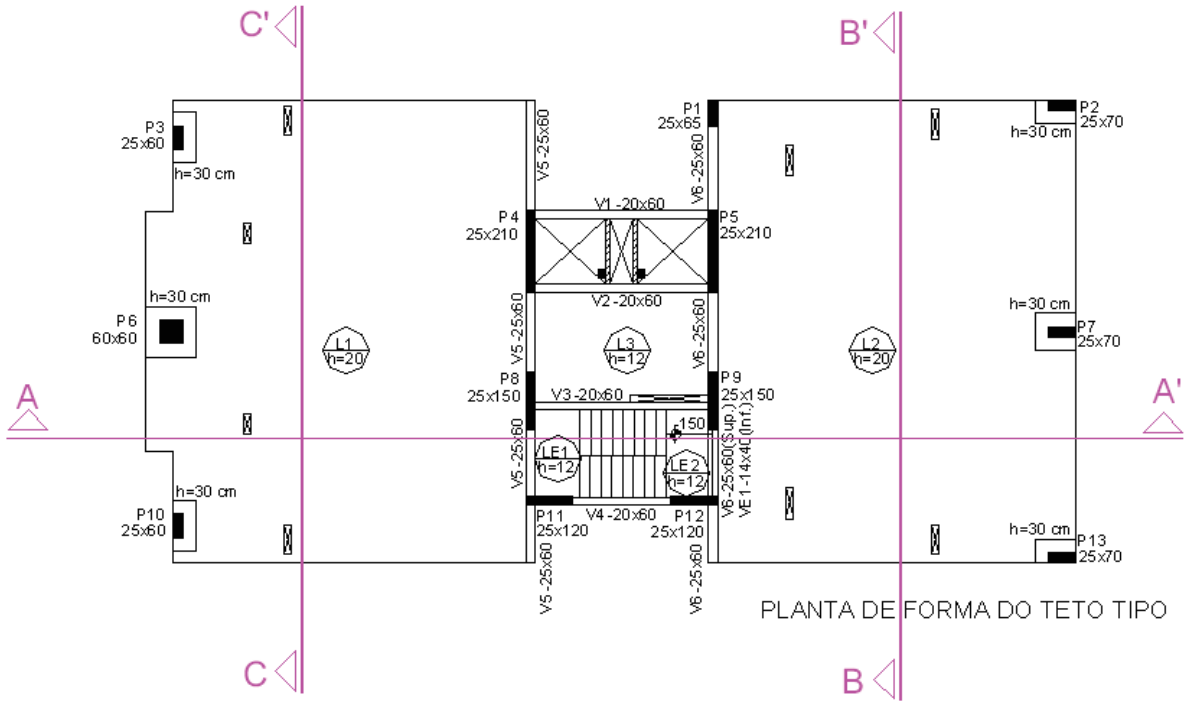

Figura 11: Opção 1 - Planta de Forma do Teto Tipo

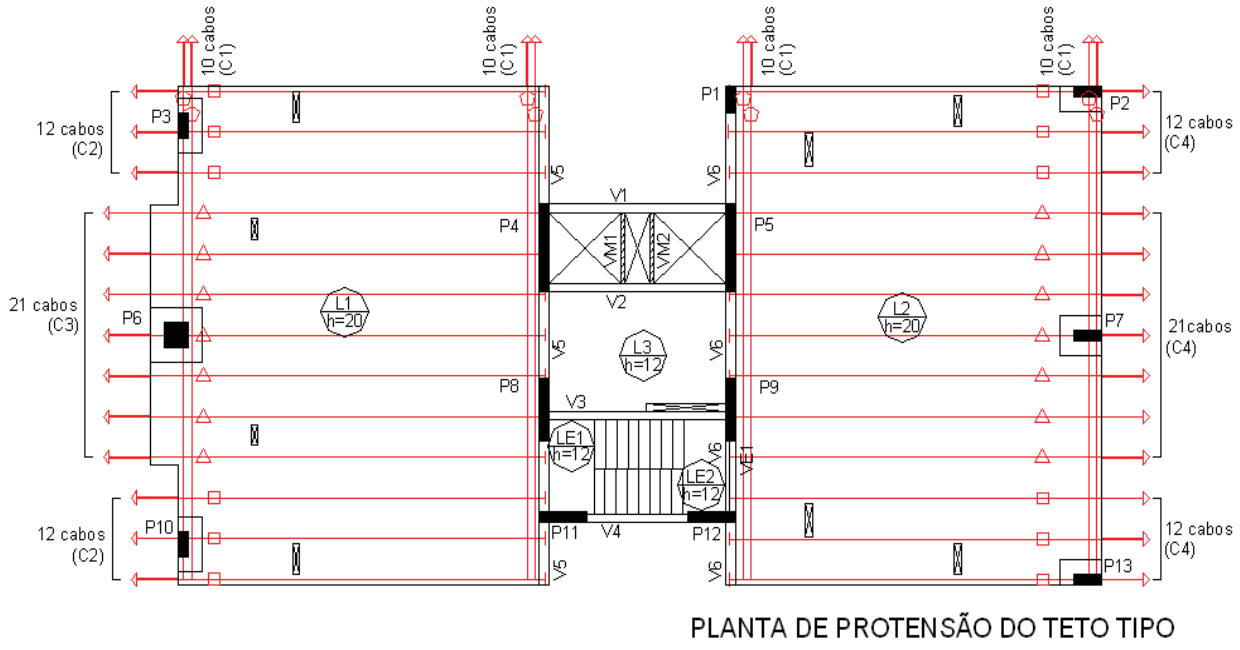

Figura 12: Opção 1 - Planta de Protensão do Teto Tipo

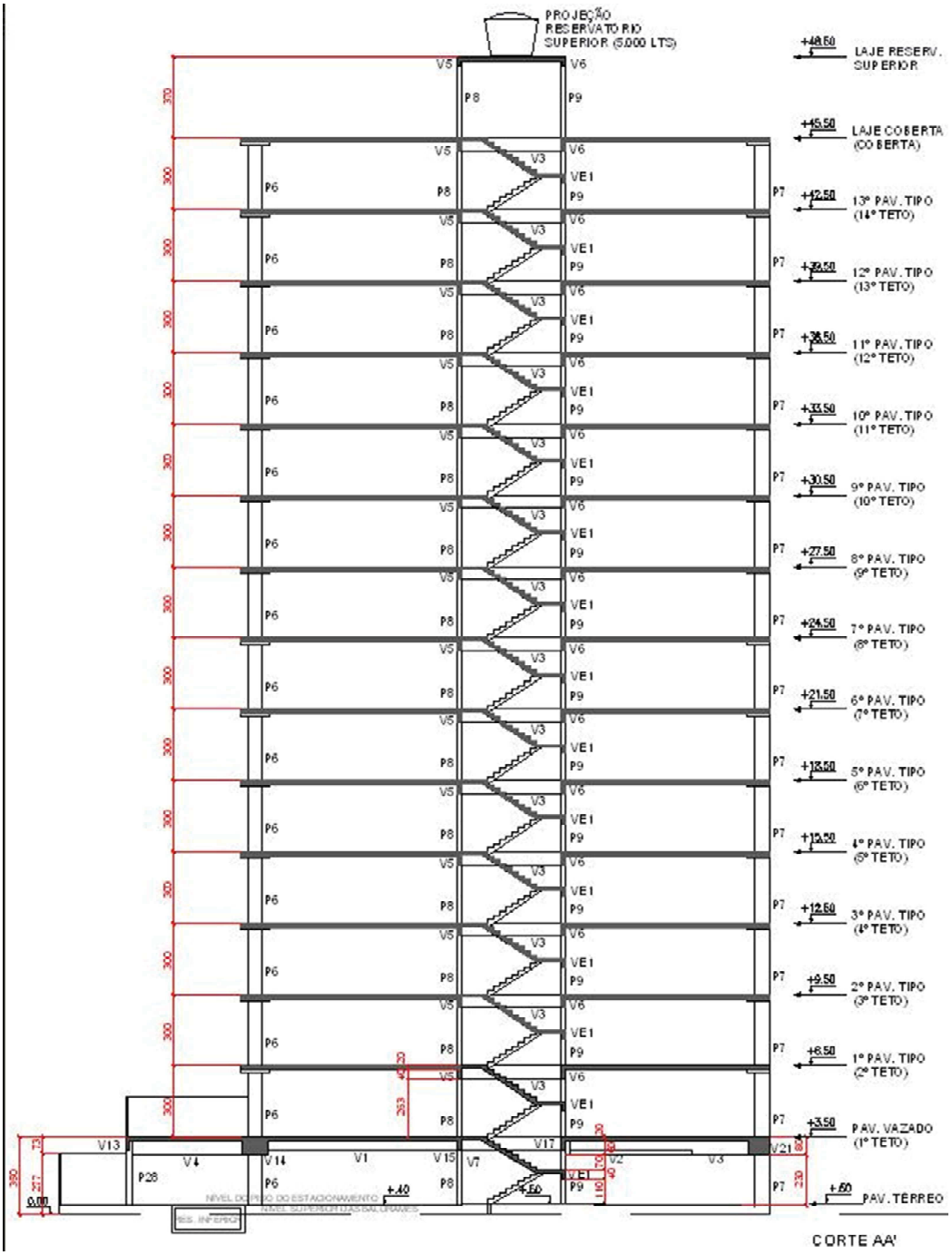

Figura 13: Opção 1 - Corte AA do Edifício Modelo

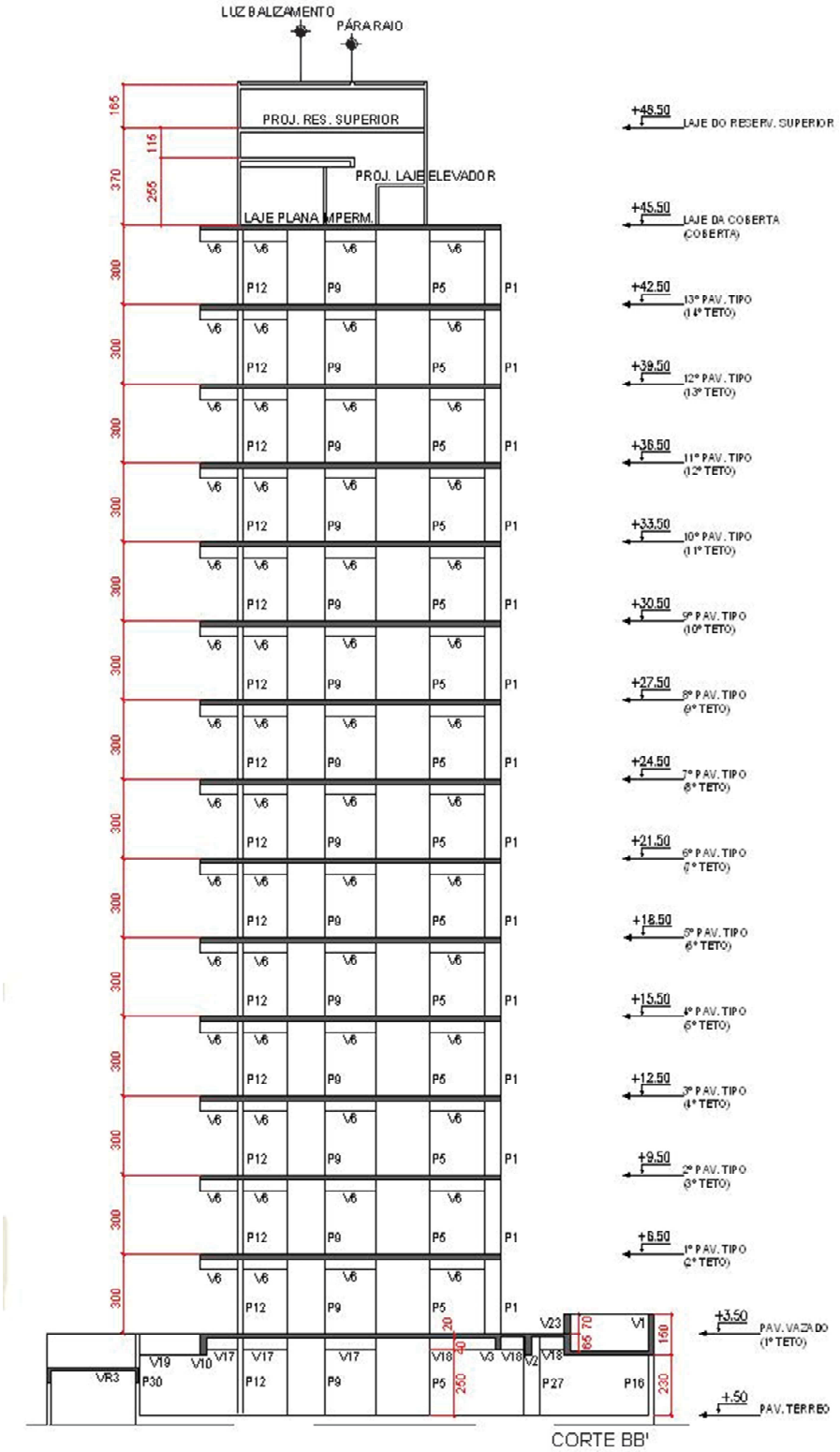

Figura 14: Opção 1 - Corte BB do Edifício Modelo

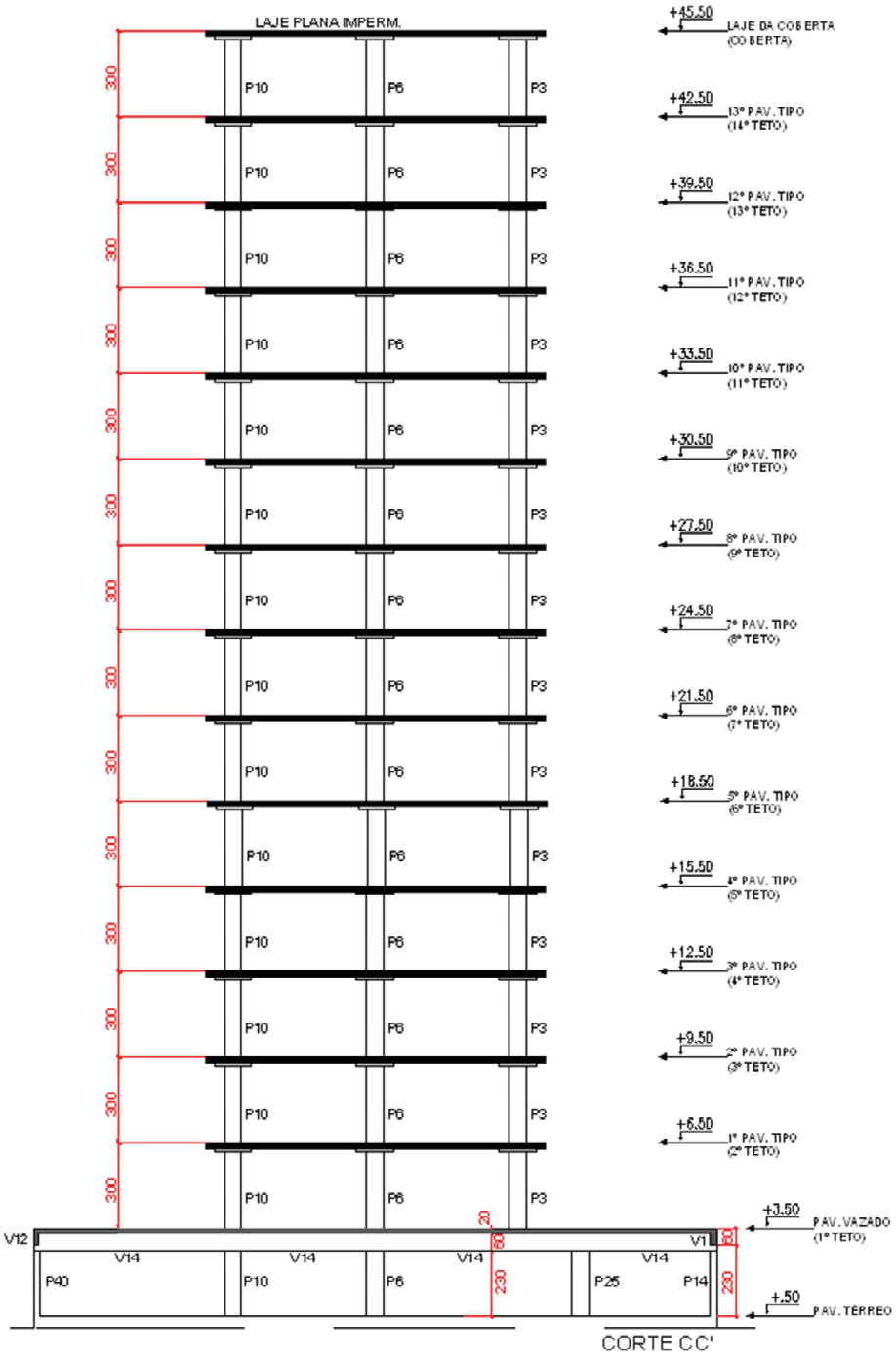

Figura 15: Opção 1 - Corte CC do Edifício Modelo

3.4.2. Alternativa 2: Lajes nervuradas com vigas-faixa protendidas

A concepção da estrutura da opção 2 teve como base a opção 1, realizando as seguintes alterações:

- As lajes deixam de ser maciças protendidas com 20 cm para ser nervuradas com 25 cm.
- Foram acrescentadas algumas vigas no 1º teto a fim de subdividir as lajes.
- Nos pavimentos-tipo foram adicionadas vigas de contorno e vigas-faixa protendidas, onde se apoiam as lajes.

Essa solução estrutural é apresentada nas figuras 16 a 22, onde estão as plantas de forma, cortes e plantas de distribuição das monocordoalhas de protensão.

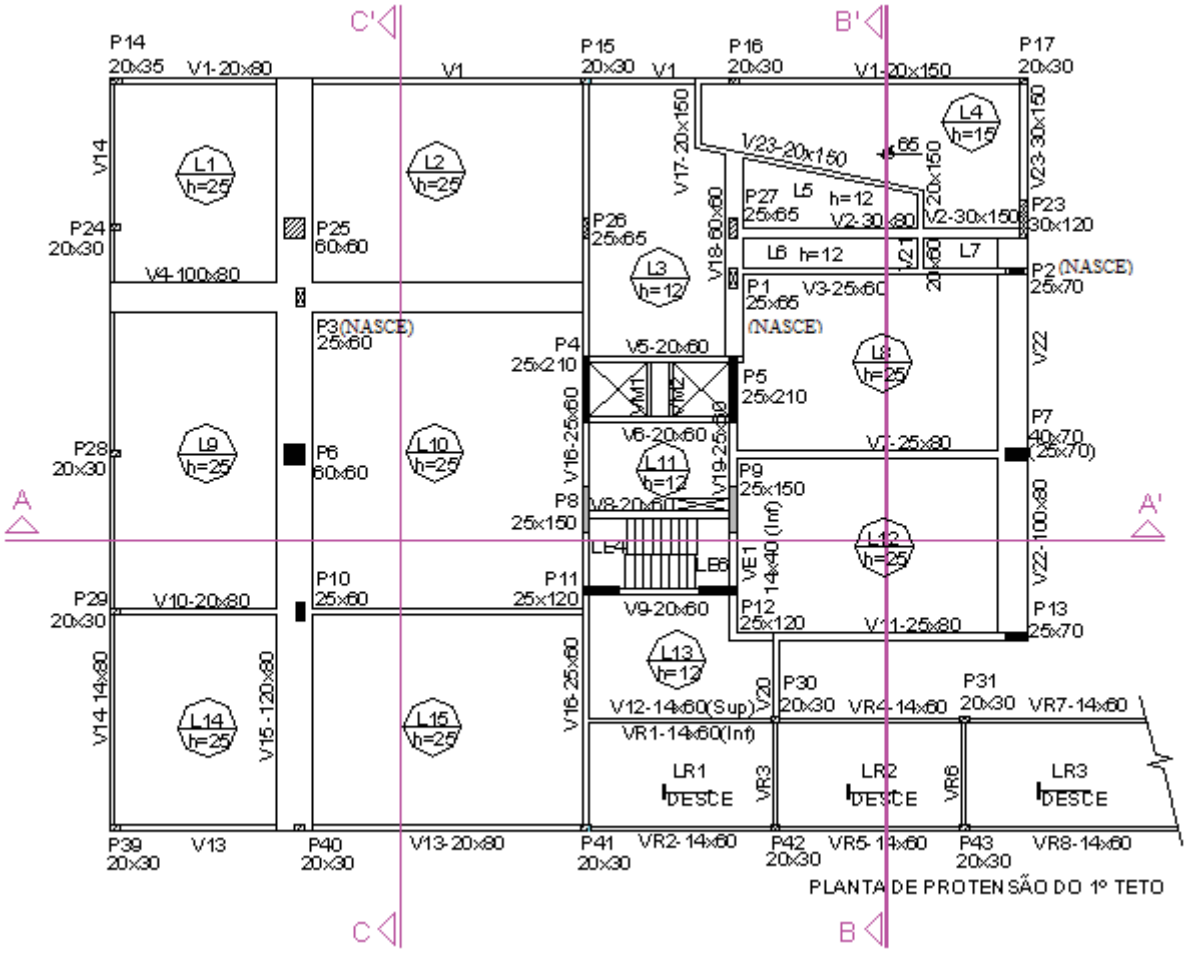

Figura 16: Opção 2 - Planta de Forma do 1º Teto

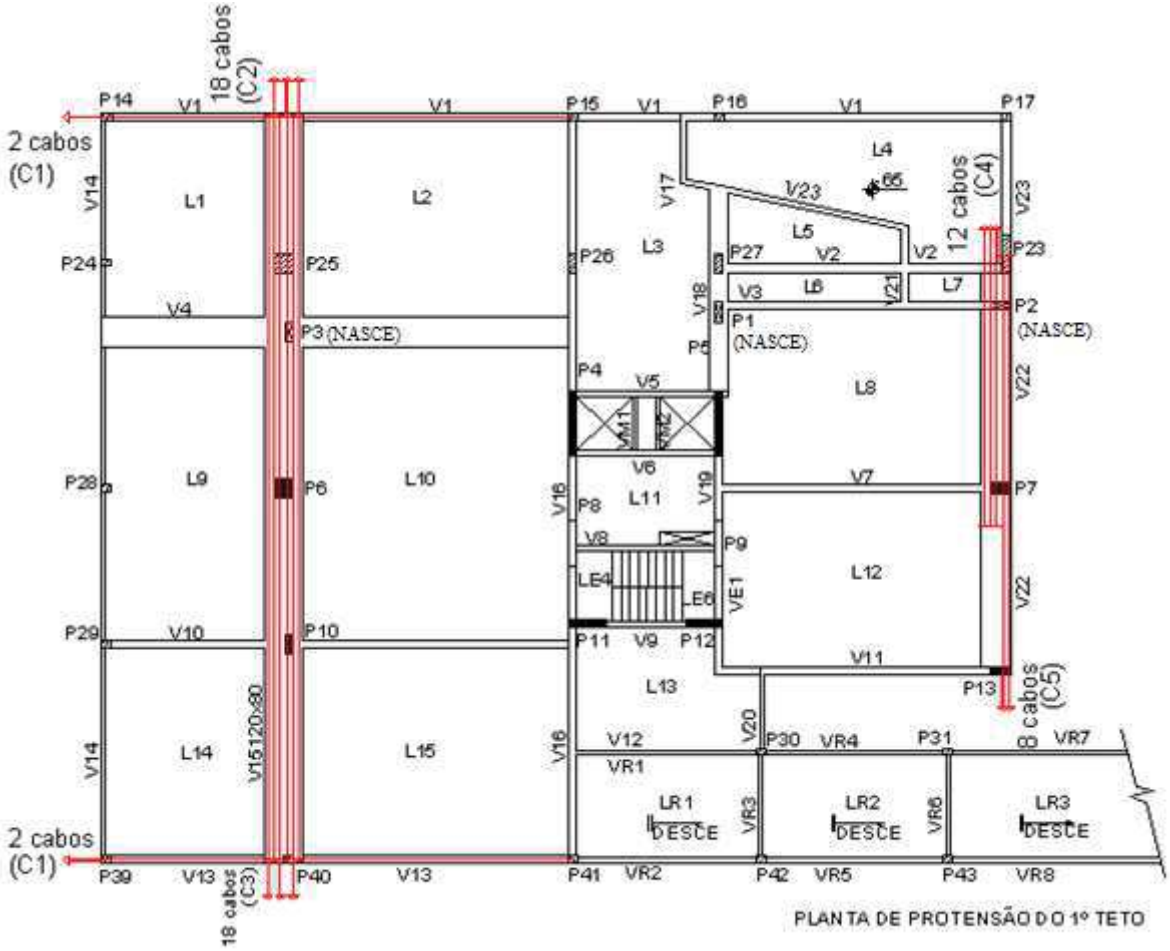

Figura 17: Opção 2 - Planta de Protensão do 1º Teto

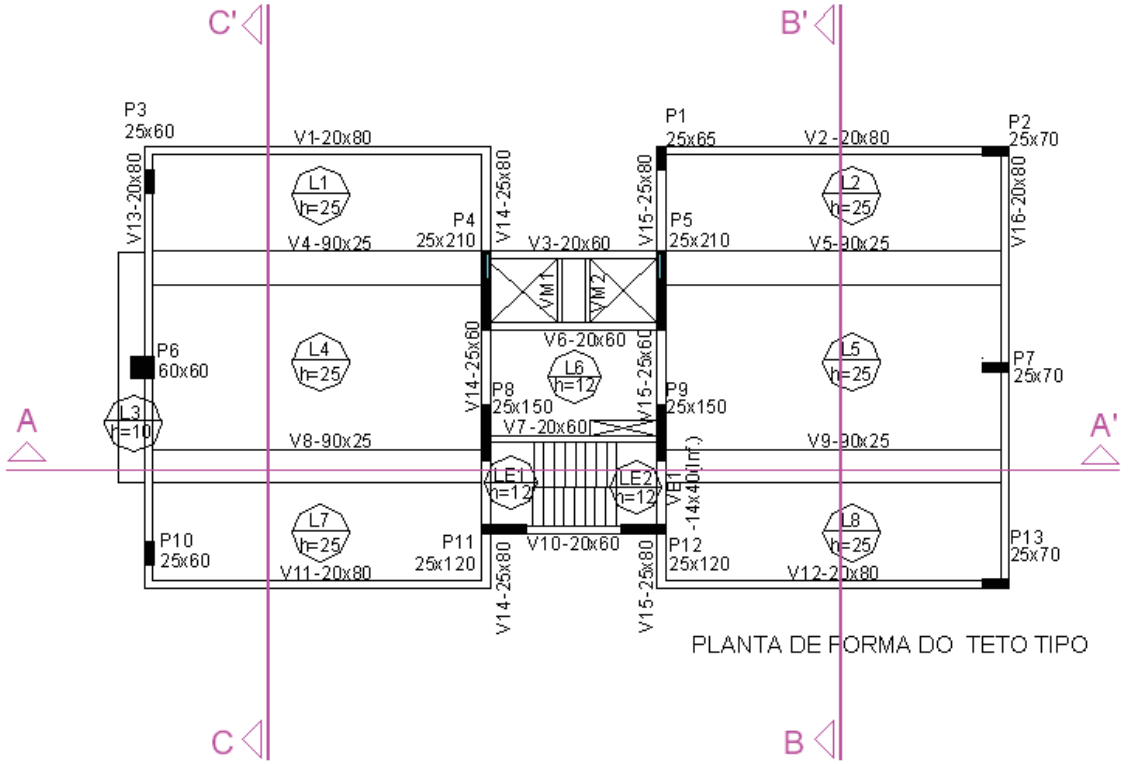

Figura 18: Opção 2 - Planta de Forma do Tipo

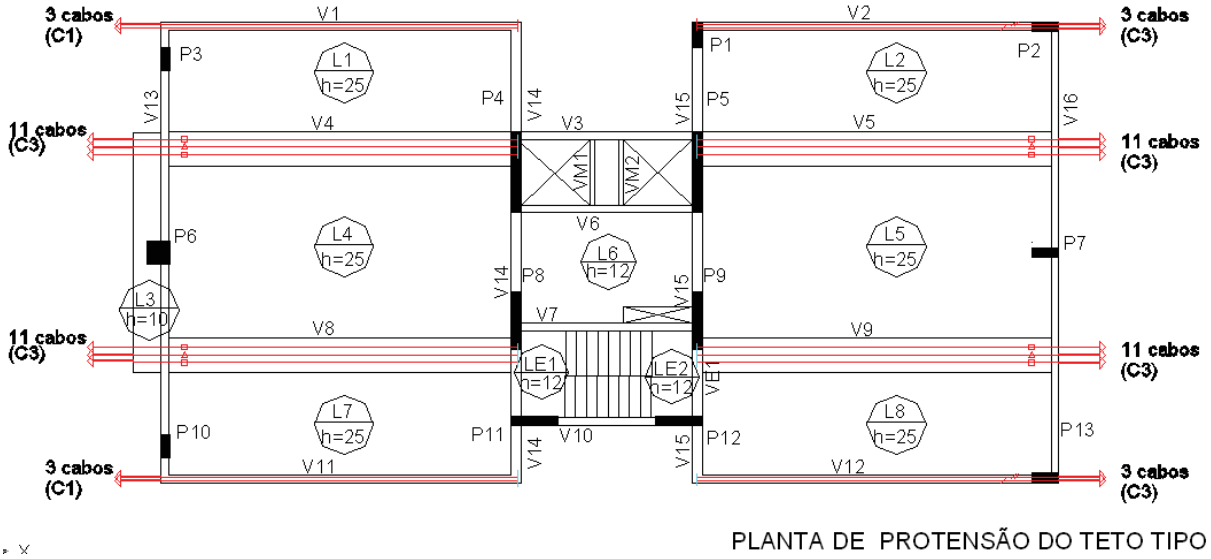

Figura 19: Opção 2 - Planta de Protensão do Tipo

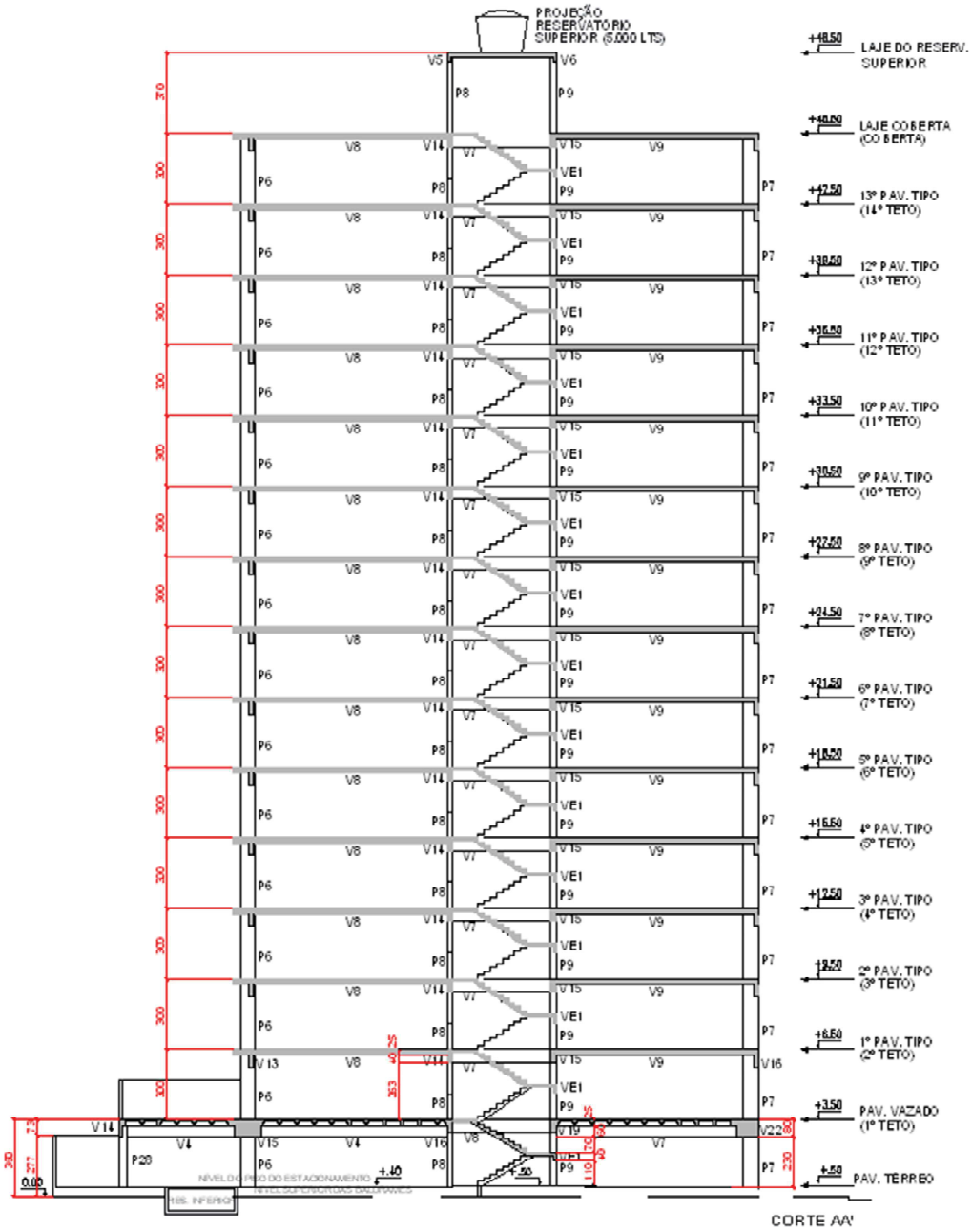

Figura 20: Opção 2 - Corte AA do Edifício Modelo

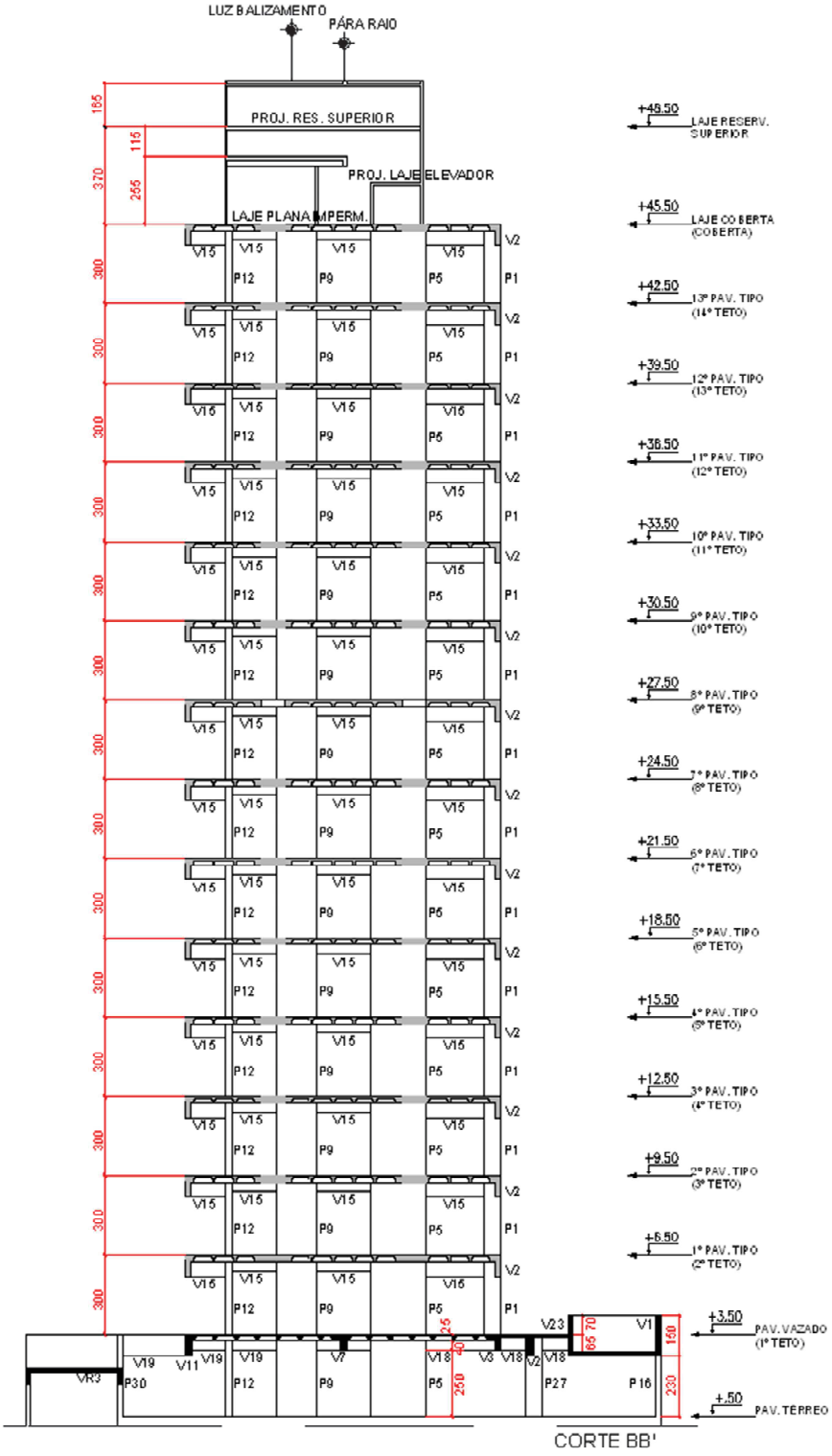

Figura 21: Opção 2 - Corte BB do Edifício Modelo

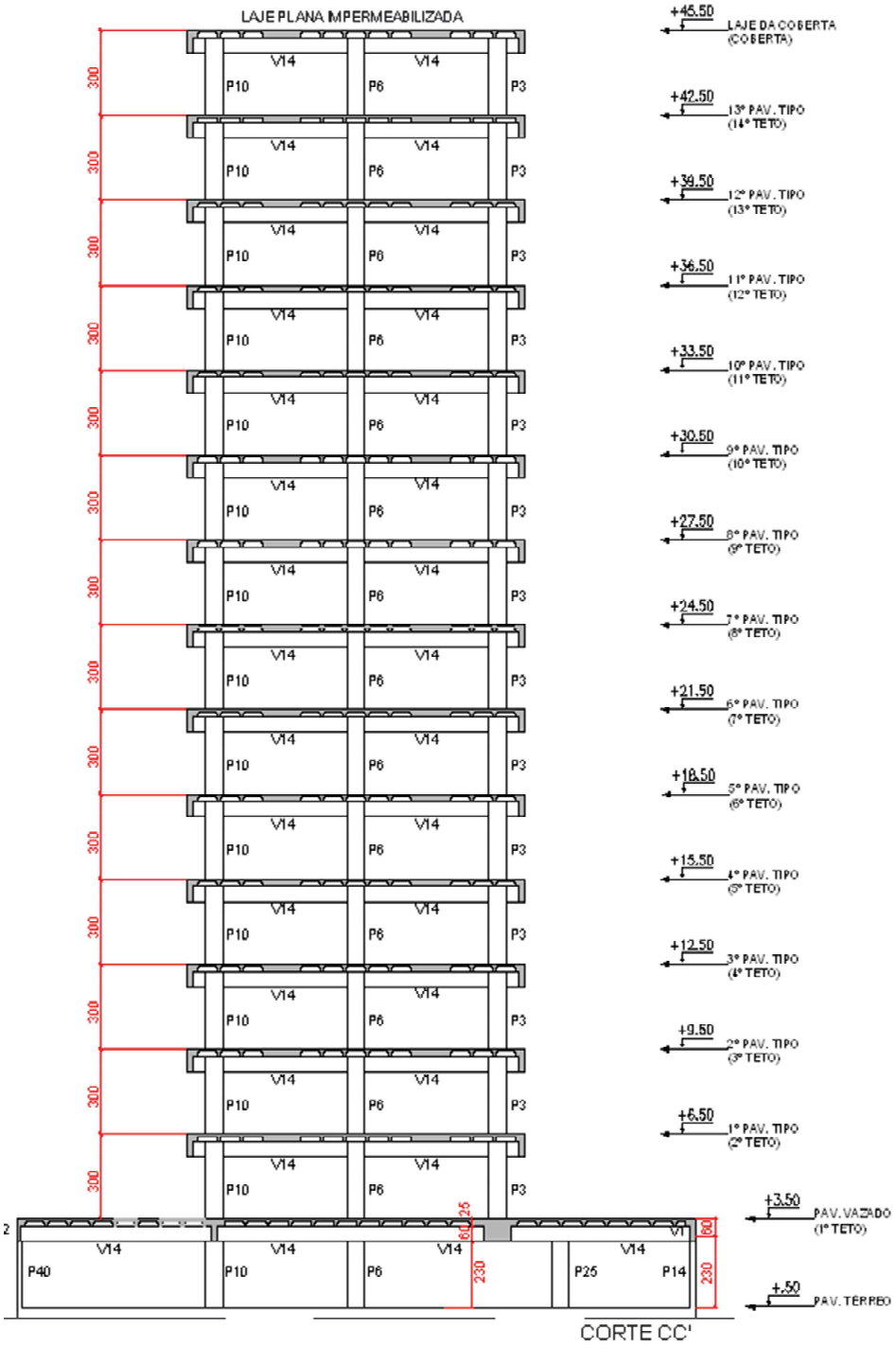

Figura 22: Opção 2 - Corte CC do Edifício Modelo

3.4.3. Alternativa 3: Lajes nervuradas convencionais com cubetas

Na opção 3, as lajes nervuradas aumentaram de 25 cm para 27 cm de espessura apenas nos pavimentos-tipo. As vigas-faixa protendidas foram substituídas por vigas em concreto armado inseridas sobre a alvenaria que separa apartamentos vizinhos.

Nesse caso, os pilares P1, P2 e P3 deixaram de nascer no 1º teto para nascer na fundação e deve ser solicitado ao arquiteto que seja feita uma redistribuição nas vagas de garagem do pavimento térreo. Logo, as vigas de transição puderam ser eliminadas passando a serem vigas de concreto armado.

Essa solução estrutural é apresentada nas figuras 23 a 27, onde estão as plantas de forma e cortes.

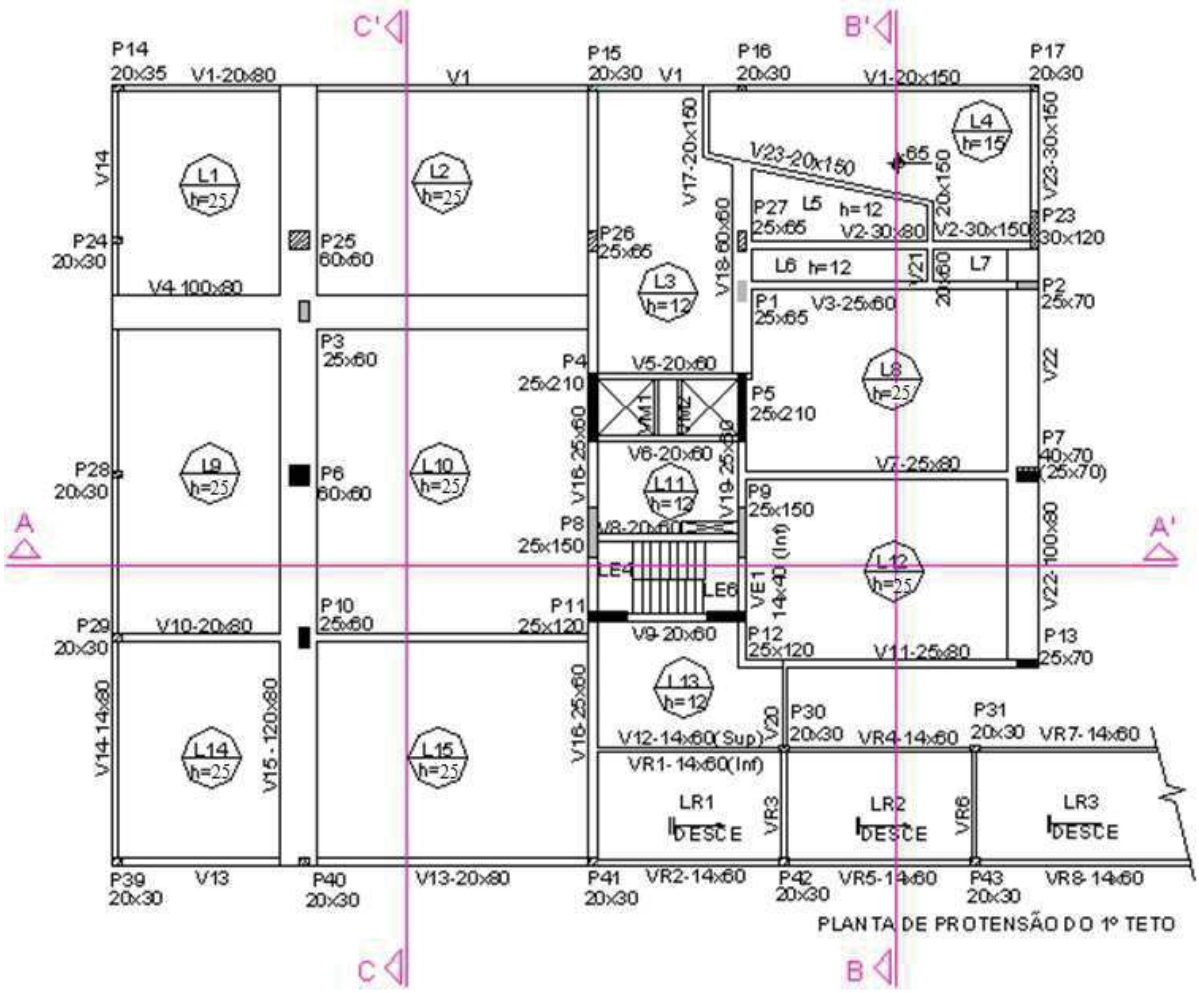

Figura 23: Opção 3 - Planta de Forma do 1º Teto

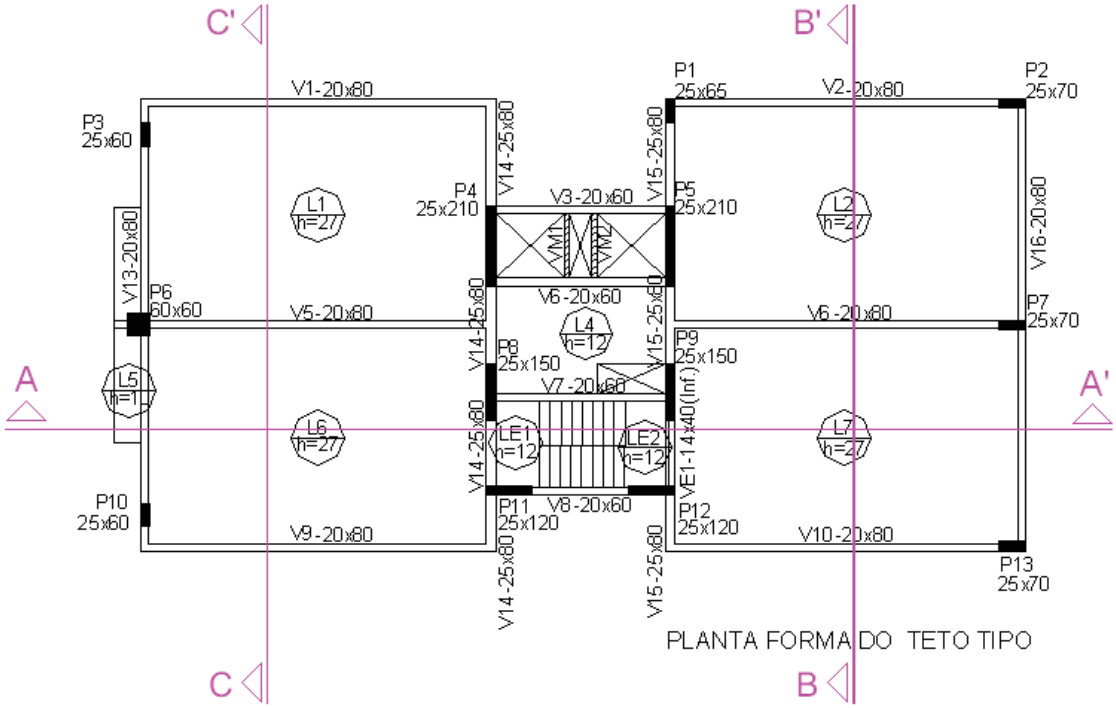

Figura 24: Opção 3 - Planta de Forma do Teto Tipo

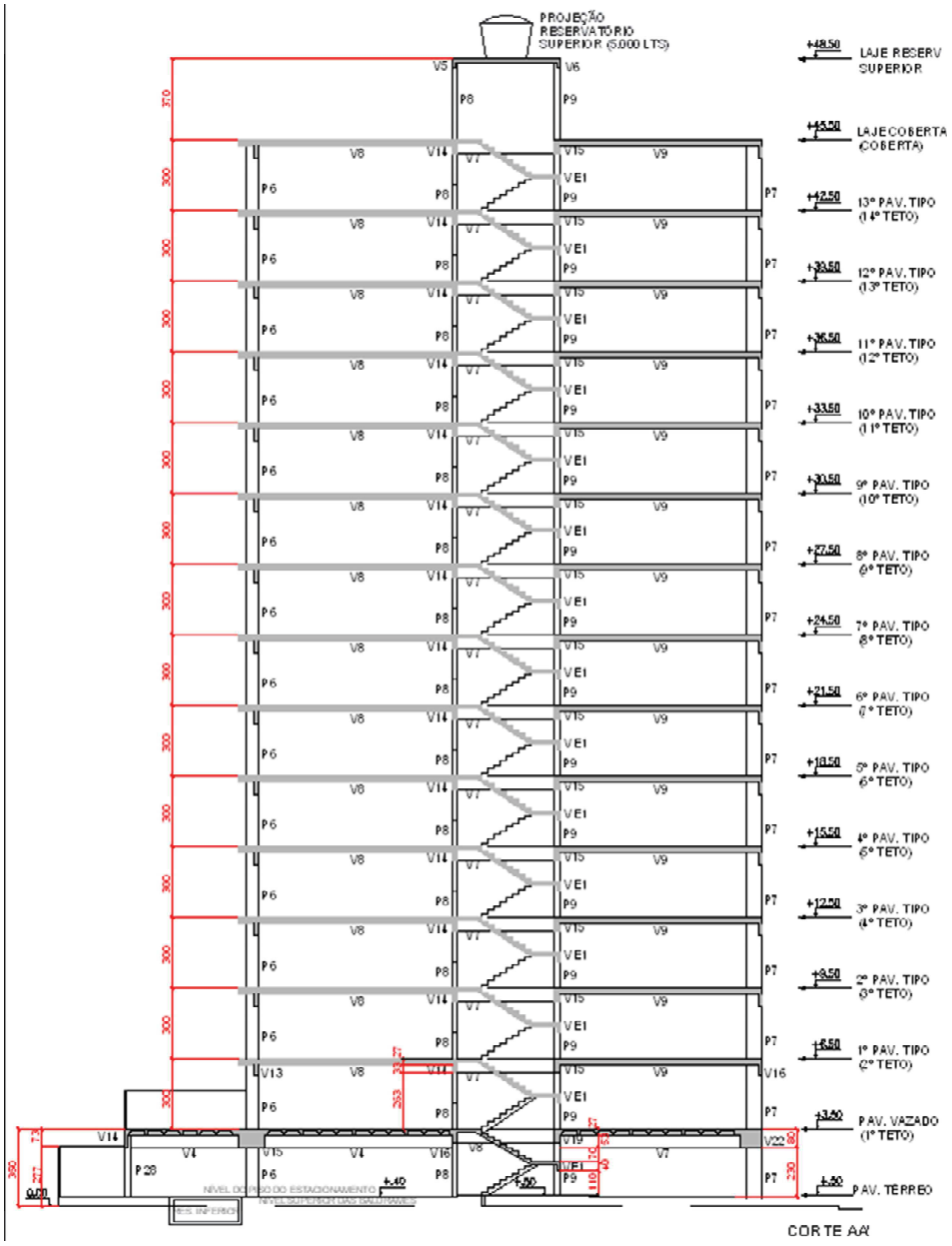

Figura 25: Opção 3 - Corte AA do Edifício Modelo

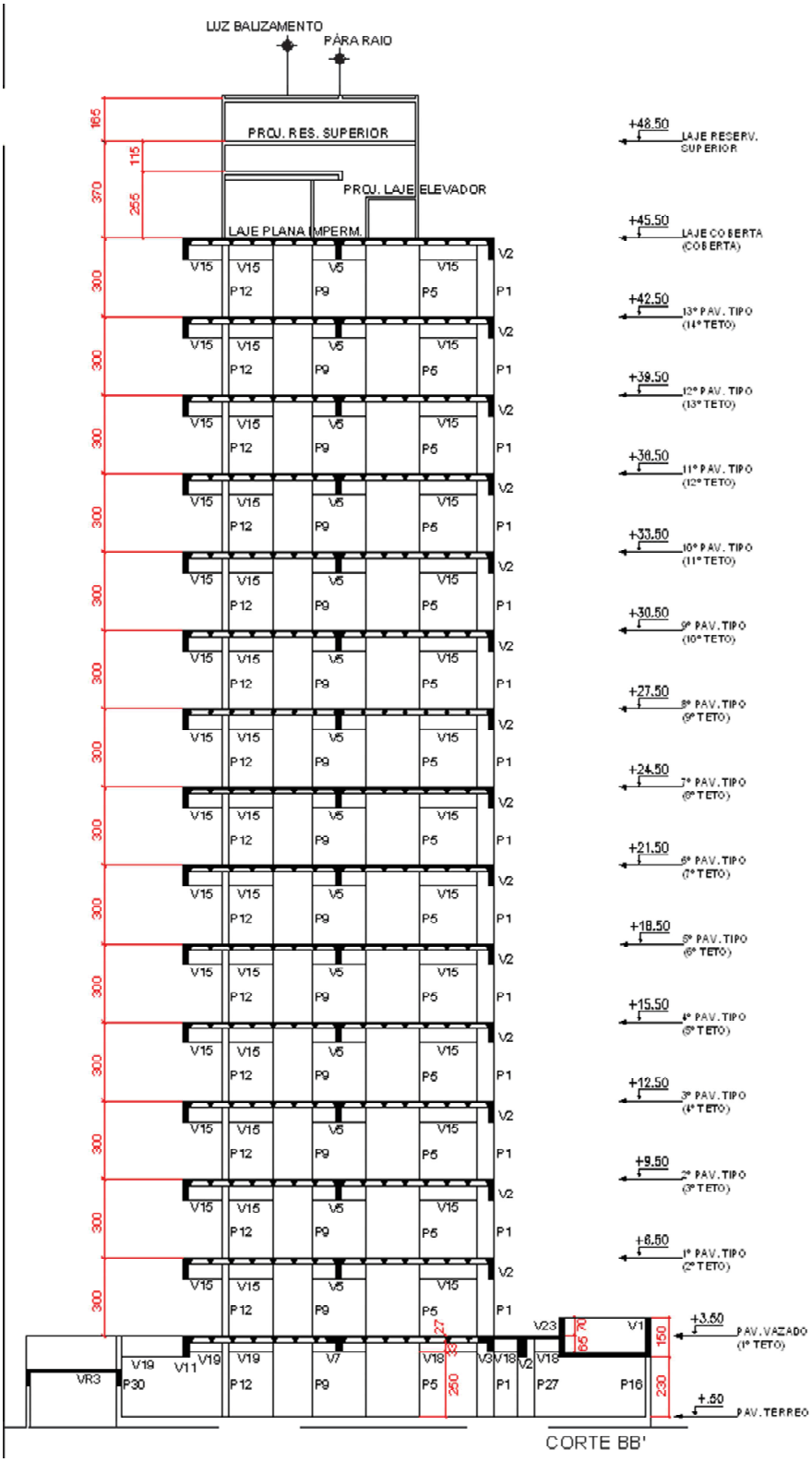

Figura 26: Opção 3 - Corte BB do Edifício Modelo

Figura 27: Opção 3 - Corte CC do Edifício Modelo

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os pilares possuem poucas alterações entre os sistemas estruturais estudados, o que não modificaria significativamente o custo entre eles. Dessa forma, a análise de custos foi dedicada às lajes e vigas.

A composição de custos foi feita de forma simplificada baseada em estudos anteriores realizados pela empresa Protenco Engenharia Estrutural Ltda., que atua há mais de duas décadas na elaboração de projetos de edifícios residenciais e shopping centers, possuindo vasta experiência em todas as alternativas estudadas nesta monografia. De acordo com os dados obtidos, o serviço de concretagem (preparo, lançamento, adensamento e cura) não apresenta diferenças significativas de preço entre os elementos estruturais (laje e viga) e nem entre os diversos sistemas estruturais, por isso o preço unitário é o mesmo. O serviço de armação (dobramento de barras e colocação nas formas) geralmente é empreitado em função da quantidade de aço (kg), por isso seu preço unitário também não varia entre os elementos estruturais e nem entre os sistemas estruturais. Foi considerado que todos os itens necessários para a execução das estruturas estavam disponíveis no local da obra.

No custo de protensão das alternativas 1 e 2 já estão inclusos os preços das monocordoalhas engraxadas, ancoragens passivas e ativas; colocação dos cabos na forma e posicionamento das armaduras de protensão; colocação e fixação das ancoragens ativas nas formas; corte das pontas excedentes dos cabos nos nichos das ancoragens; pré-blocagem das ancoragens passivas e a protensão propriamente dita, com controle do alongamento dos cabos.

Os consumos de materiais, índices calculados, deslocamentos e parâmetro de instabilidade de cada uma das soluções estudadas são apresentados nas tabelas 3 a 11.

Opção 1	Volume concreto (m^3)	Aço passivo (kg)	Aço protensão (kg)	Área de forma (m^2)
Lajes	757,76	32.945,80	18.541,55	4.096,71
Vigas	144,42	18.313,10	1.425,65	1.304,58
Pilares	187,21	18.825,00	-	1.782,54
Total	1.089,39	70.083,90	19.967,20	7.183,83

Tabela 3: Consumos de materiais para a alternativa 1

Espessura média (cm)	Taxa de aço I (kg/m³)	Taxa de aço II (kg/m²)	Taxa de forma (m²/m²)
24	82,66	12,54	1,61

Tabela 4: Índices para a alternativa 1

	Direção X	Direção Y
Deslocamento (cm)	0,67	0,58
γz	1,08	1,08

Tabela 5: Deslocamentos e parâmetro de instabilidade γz para a alternativa 1

Opção 2	Volume concreto (m³)	Aço passivo (kg)	Aço protensão (kg)	Área de forma (m²)
Lajes	408,43	29.656,50	-	3.201,42
Vigas	378,05		8.457,55	3.334,95
Pilares	187,21	19.088,60	-	1.782,54
Total	973,69	48.745,10	8.457,55	8.318,91

Tabela 6: Consumos de materiais para a alternativa 2

Espessura média (cm)	Taxa de aço I (kg/m³)	Taxa de aço II (kg/m²)	Taxa de forma (m²/m²)
22	58,75	6,88	1,86

Tabela 7: Índices para a alternativa 2

	Direção X	Direção Y
Deslocamento (cm)	0,33	0.30
γz	1,06	1,07

Tabela 8: Deslocamentos e parâmetro de instabilidade γz para a alternativa 2

Opção 3	Volume concreto (m^3)	Aço passivo (kg)	Área de forma (m^2)
Lajes	484,56	27.190,20	3.596,22
Vigas	357,26	35.411,60	3.578,65
Pilares	191,84	19.256,60	1.779,34
Total	1.033,66	81.858,40	8.954,21

Tabela 9: Consumos de materiais para a alternativa 3

Espessura média (cm)	Taxa de aço I (kg/m^3)	Taxa de aço II (kg/m^2)	Taxa de forma (m^2/m^2)
23	79,19	9,14	2,00

Tabela 10: Índices para a alternativa 3

	Direção X	Direção Y
Deslocamento (cm)	0,3	0,38
γz	1,1	1,06

Tabela 11: Deslocamentos e parâmetro de instabilidade γz para a alternativa 3

O custo de manutenção decenal das lajes nervuradas por m² é um pouco superior ao das lajes nervuradas maciças protendidas conforme mostrado nas figuras 28 e 29.

Apresentam-se nas tabelas 12 a 14 os custos relativos às diversas opções analisadas e um resumo comparativo encontra-se na tabela 15.

EHL010	**m²**	**Laje maciça protendida**
Laje maciça de concreto protendido, **horizontal**, altura 20 cm, realizada com **concreto C35 classe de agressividade ambiental I e tipo de ambiente rural, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais**, e aço **CA-50**, quantidade **10,2** kg/m²; montagem e desmontagem do **sistema contínuo de escoramento e fôrmas** ; altura livre de piso de **até 3 m**. Sem incluir repercussão de pilares.		

Insumo	Un	Descrição	Rend.	unitário	Insumo
mt08efl010a	m²	Sistema contínuo de escoramento e fôrmas para laje de concreto armado, até 3 m de altura livre de piso, composta de: escoras, travessas metálicas e superfície moldante de madeira tratada reforçada com barras e perfis.	1,100	33,75	37,13
mt07aco020i	Un	Separador certificado para lajes maciças.	3,000	0,17	0,51
mt07aco070f	kg	Aço em barras nervuradas, CA-50, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480.	10,200	3,89	39,68
mt10haf080akc	m³	Concreto C35 classe de agressividade ambiental I e tipo de ambiente rural, brita 1, consistência S100, dosado em central, segundo ABNT NBR 8953.	0,158	368,16	58,17
mo042	h	Oficial de estruturas de concreto armado.	0,511	18,71	9,56
mo089	h	Ajudante de estruturas de concreto armado.	0,511	15,11	7,72
mo113	h	Auxiliar de serviços gerais.	0,188	12,05	2,27
	%	Custos diretos complementares	2,000	155,04	3,10
Custo de manutenção decenal: R$ 7,91 nos primeiros 10 anos.				Total:	158,14

Figura 28: Composição de custos laje maciça protendida

Fonte: http://www.brasil.geradordeprecos.info/

EHB060	m³	Sistema "ATEX" de laje nervurada bidirecional.

Laje nervurada bidirecional de concreto armado, horizontal, com altura livre de piso de **até 3 m**, altura total **27,5 = 20 + 7,5** cm, nervuras "in situ" **12,5** cm, entre-eixo **80** cm, realizada com **concreto C35 classe de agressividade ambiental I e tipo de ambiente rural, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais**, volume **0,139** m³/m², e aço **CA-50**, quantidade **12,45** kg/m²; **tela eletrossoldada Q 246 de aço CA-60** em camada de compressão; **sistema de escoramento e fôrmas CABETEX "ATEX"** e **molde recuperável para laje nervurada bidirecional ATEX 800 "ATEX" de plástico, de 80x72,5x20 cm, de abas diferentes**.

Insumo	Un	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo
mt07ate010ghk	Un	Molde recuperável para laje nervurada bidirecional ATEX 800 "ATEX" de plástico, de 80x72,5x20 cm, de abas diferentes, inclusive parte proporcional de peças especiais.	0,009	177,40	1,60
mt07ate020b	m	Fôrma linear para sistema CABETEX 75 "ATEX", de 75 mm de largura e 25 mm de altura.	0,125	26,61	3,33
mt07ate030b	Un	Dispositivo CABETEX 75 "ATEX" para colocação de escoras fixas.	0,120	22,96	2,76
mt08ebr020	m³	Estrutura suporte para sistema de escoramento e fôrmas, composta de pontaletes de madeira.	0,100	26,78	2,68
mt08ebr030a	Un	Escora metálica telescópica, até 3 m de altura.	0,013	55,78	0,73
mt07aco070f	kg	Aço em barras nervuradas, CA-50, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480.	12,450	3,89	48,43
mt07ame060fha	m²	Tela eletrossoldada Q 246 10x10 cm, com fios longitudinais de 5,6 mm de diâmetro e fios transversais de 5,6 mm de diâmetro, aço CA-60, segundo ABNT NBR 7481.	1,000	20,39	20,39
mt10haf080akc	m³	Concreto C35 classe de agressividade ambiental I e tipo de ambiente rural, brita 1, consistência S100, dosado em central, segundo ABNT NBR 8953.	0,179	368,16	65,90
mt08des020	l	Desmoldante biodegradável composto de resinas vegetais, para fôrmas plásticas, metálicas ou de madeira.	0,300	8,15	2,45
mo042	h	Oficial de estruturas de concreto armado.	0,243	18,71	4,55
mo089	h	Ajudante de estruturas de concreto armado.	0,243	15,11	3,67
mo113	h	Auxiliar de serviços gerais.	0,198	12,05	2,39
	%	Custos diretos complementares	2,000	158,88	3,18
Custo de manutenção decenal: R$ 8,10 nos primeiros 10 anos.				Total:	162,06

Figura 29: Composição de custos laje nervurada bidimensional

Fonte: http://www.brasil.geradordeprecos.info/

ITEM	QTDE.	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
Concreto Estrutural com fck = 35MPa	902,18	m³	R$ 300,00	R$ 270.654,00
Aço CA-50	51258,90	kg	R$ 3,50	R$ 179.406,15
Cordoalhas + Serviços de protensão	19967,20	kg	R$ 10,00	R$ 199.672,00
Mão-de-obra para colocação das formas e escoramentos	4096,71	m²	R$ 27,00	R$ 110.611,17
Mão-de-obra para colocação das formas, armação e escoramento das vigas	1304,58	m²	R$ 27,00	R$ 35.223,66
				R$ 760.343,32

Tabela 12: Estimativa de custos das lajes e vigas do sistema estrutural 1

ITEM	QTDE.	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
Concreto Estrutural com fck = 35MPa	786,48	m^3	R$ 300,00	R$ 235.943,25
Aço CA-50	29656,50	kg	R$ 3,50	R$ 103.797,75
Aluguel das formas plásticas	242,00	un/mês	R$ 8,00	R$ 1.936,00
Cordoalhas + Serviços de protensão	8457,55	kg	R$ 10,00	R$ 84.575,50
Mão-de-obra para colocação das formas, armação e escoramento da laje	3201,42	m^2	R$ 27,00	R$ 86.438,34
Mão-de-obra para colocação das formas, armação e escoramento das vigas	3334,95	m^2	R$ 27,00	R$ 90.043,61
				R$ 512.690,84

Tabela 13: Estimativa de custos das lajes e vigas do sistema estrutural 2

ITEM	QTDE.	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
Concreto Estrutural com fck = 35MPa	841,82	m^3	R$ 300,00	R$ 252.546,54
Aço CA-50	62601,80	kg	R$ 3,50	R$ 219.106,30
Aluguel das formas plásticas	308,00	un/mês	R$ 8,00	R$ 2.464,00
Mão-de-obra para colocação forma, armação e escoramento da laje	3596,22	m^2	R$ 27,00	R$ 97.097,94
Mão-de-obra para colocação das formas, armação e escoramento das vigas	3578,65	m^2	R$ 27,00	R$ 96.623,55
				R$ 571.214,78

Tabela 14: Estimativa de custos das lajes e vigas do sistema estrutural 3

	Opção 1	Opção 2	Opção 3
Custo	R$ 760.343,32	R$ 512.690,84	R$ 571.214,78
Diferença percentual	48,30%	Referência	11,42%

Tabela 15: Comparativo entre os custos das alternativas

5. CONCLUSÕES

Ao se avaliarem custos de uma alternativa estrutural, não se deve levar em consideração somente os consumos de materiais e sim todos os aspectos pertinentes ao processo construtivo, tais como: mão-de-obra, tempo de execução, recursos e materiais necessários. Para uma avaliação mais completa, deve-se fazer, também, uma análise das implicações que cada alternativa acarreta nas instalações, nas alvenarias e nos tipos de forro.

A estrutura com lajes maciças protendidas (sistema estrutural 1) apresentou o maior custo (48,30% a mais que a alternativa 2). Provavelmente em edificações maiores como a de shopping centers, essa alternativa pode se tornar bem menos onerosa. Usar esse tipo de solução permite vencer vãos maiores que o concreto armado convencional e, para o mesmo vão, reduz a altura de vigas, sendo fundamental quando há limitação de altura em pavimentos de garagem, por exemplo. Diminui a incidência de fissuras e permite o desenvolvimento de menores flechas. Em contrapartida, o concreto protendido exige maior resistência e, para tal, é necessário um maior controle da execução. Os aços de maior resistência e que se encontram ativos precisam de cuidados especiais contra a corrosão. O posicionamento dos cabos necessita de boa fiscalização para garantir que atenda o que foi definido no projeto estrutural e o ato da protensão requer pessoal especializado.

A estrutura com lajes nervuradas utilizando cubetas de polipropileno e vigas-faixa protendidas (sistema estrutural 2) se mostrou a mais econômica para este exemplo. Essa opção garante maior flexibilidade ao interior do apartamento, já que não haverá vigas internas.

A estrutura convencional com lajes nervuradas utilizando cubetas de polipropileno, apoiadas sobre vigas e pilares apresentou um aumento de 11,42% em relação à alternativa 2. Nela, como as vigas estão entre apartamentos não afeta a arquitetura dos ambientes.

Os resultados obtidos em um estudo como este, podem ser apresentados pelo projetista de estruturas ao dono do empreendimento e, dentre elas, ele escolherá qual é mais adequada considerando suas possibilidades financeiras e disponibilidade de tempo.

Vale salientar que os resultados aqui apresentados são válidos somente para esse estudo e hipóteses aqui adotadas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, A.T. *Análise de alternativas para edifícios em concreto armado* (1998) 100f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1999

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL (1998). A revolução nos custos. *ABECE informa*, n.15. São Paulo.

ARDUINI, A.M.V. *Algumas diretrizes para a elaboração de um projeto de estruturas em concreto armado*. Dissertação (Mestrado) - EESC – USP, 1991.

CORRÊA, M.R.S. *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de edifícios.* São Carlos. Tese (Doutorado) - EESC – USP, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: projeto de estrutura de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123: forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7480: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação.* Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8681: aços e segurança nas estruturas – procedimento.* Rio de Janeiro, 2003.

BARBIRATO, C.B.C. (1996). *Contribuições a análise de pavimento de edifício em laje nervurada.* São Carlos. Dissertação (Mestrado) - EESC - USP.

CONSTRÓI FÁCIL. Disponível em: <www.constroifacil.com.br>. Acesso em 02 de agosto de 2016.

CONSTRUÇÃO E MERCADO. Disponível em: <www.construcaoemercado.com.br>. Acesso em 02 de agosto de 2016.

EMERICK, A.A. *Projeto e execução de lajes protendidas.* Apostila - Brasília, 2002.

IMPACTO PROTENSÃO LTDA. Disponível em:
<http://www.impactoprotensao.com.br/s/IMPACTO-Tabela-de-Caixas.pdf>
Acesso em 08 de agosto de 2016.

LOUREIRO, G. J. *Projeto de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas*. In: Anais do IV EPUSP sobre Estruturas de Concreto, trabalho SIMP0216 - p. 1734-1755, 2006.

TECNOLOGIA E ANALISE. Blog. 2009. Disponível em:
<http://www.consultoriaeanalise.com/2009/07/laje-nervurada-com-cubetas-x-nbr-5200.html>.
Acesso em 08 de agosto de 2016.