

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Douglas Francescato Bernardi**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O MODELO DE VIGA  
CONTÍNUA E O MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL PARA  
UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO DE  
PEQUENO PORTE**

Porto Alegre  
novembro 2007

**DOUGLAS FRANCESCATTO BERNARDI**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O MODELO DE VIGA  
CONTÍNUA E O MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL PARA  
UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO DE  
PEQUENO PORTE**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Américo Campos Filho**

Porto Alegre  
novembro 2007

**DOUGLAS FRANCESCATTO BERNARDI**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O MODELO DE VIGA  
CONTÍNUA E O MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL PARA  
UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO DE  
PEQUENO PORTE**

Prof. Américo Campos Filho  
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo  
Orientador

Prof. Inácio Benvegno Morsch  
Chefe do DECIV

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)**  
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

**Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)**  
Ph.D. pela Pennsylvania State University/Estados Unidos

**Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)**  
Ph.D. pela University of Leeds/Reino Unido

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Américo Campos Filho, orientador deste trabalho, pelo apoio e contínuo incentivo.

Agradeço aos meus pais, fonte de carinho e amizade.

Agradeço ao Eng. Antônio Augusto Pasquali, pelo constante auxílio.

## RESUMO

BERNARDI, D. F. **Estudo Comparativo entre o Modelo de Viga Contínua e o Modelo de Pórtico Espacial para uma Estrutura em Concreto Armado de Pequeno Porte.** 2007. 59 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A análise estrutural é uma das principais etapas do projeto estrutural de um edifício. Com isto em mente, visou-se, com este trabalho, comparar e demonstrar as particularidades de dois modelos de análise estrutural: o de viga contínua e o de pórtico espacial. O objeto estudado foi o primeiro pavimento da estrutura de uma edificação residencial de quatro pavimentos, em alvenaria portante. O objetivo principal foi realizar a quantificação e a apresentação dos arranjos de armaduras em cada modelo. Foram escolhidos alguns elementos lineares (pilares e vigas) do pavimento para análise. O comportamento dos materiais foi suposto elástico-linear e a fissuração do concreto não foi considerada de forma exata. Espera-se que o modelo de pórtico espacial, considerado mais completo e preciso que o modelo de viga contínua, conduza à estrutura mais econômica em termos de quantitativo de materiais.

Palavras-chave: concreto armado; análise estrutural; modelos estruturais; viga contínua; pórtico espacial.

## ABSTRACT

BERNARDI, D. F. **Comparative study between the model of continuous beam and the model of spatial frame for a low rise concrete structure.** 2007. 59 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The structural analysis is one of the main steps of a building's structural design. Having this in mind, this work intends to compare and demonstrate the particularities of two different models for structural analysis: a continuous beam and a spatial frame model. The object of study was the first floor of a four-story building in structural masonry. The main objective was to quantify and show how the reinforcement is arranged in each model. Some elements (columns and beams) of the studied floor were selected for analysis. The materials' behavior was assumed elastic-linear and the cracking of concrete was only approximately considered. As an expected result, since the spatial frame model is more complex than the continuous beam one, the former should conduct to a more economical structure, in terms of material quantities.

Keywords: reinforced concrete, structural analysis, structural models, continuous beam;  
spatial frame.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: planta baixa do projeto arquitetônico do pavimento.....	10
Figura 2: posicionamento das paredes do pavimento .....	11
Figura 3: etapas do delineamento do trabalho de diplomação .....	15
Figura 4: condição para engastamento de apoios intermediários .....	18
Figura 5: esquema estrutural para obtenção de coeficientes .....	19
Figura 6: descrição do modelo de pórtico espacial .....	20
Figura 7: distância <b>a</b> para o tramo da viga de comprimento <b>l</b> .....	21
Figura 8: diagrama tensão <i>versus</i> deformação .....	23
Figura 9: corte do edifício indicando os pavimentos .....	26
Figura 10: cargas distribuídas sobre as vigas devido às lajes da cobertura .....	28
Figura 11: cargas distribuídas sobre as vigas oriundas das lajes do 2º, 3º e 4º pavimentos separadamente .....	29
Figura 12: cargas distribuídas sobre as vigas devido à laje do reservatório superior .....	30
Figura 13: cargas distribuídas sobre as vigas devido às lajes do patamar da escada .....	31
Figura 14: cargas totais distribuídas sobre as vigas.....	35
Figura 15: fôrmas do primeiro pavimento (geometria dos elementos) .....	37
Figura 16: viga 1 – viga contínua – diagrama de esforços .....	39
Figura 17: viga 9 – viga contínua – diagrama de esforços .....	40
Figura 18: viga 12 – viga contínua – diagrama de esforços .....	41
Figura 19: viga 1 – viga contínua – armaduras .....	43
Figura 20: viga 9 – viga contínua – armaduras .....	44
Figura 21: viga 12 – viga contínua – armaduras .....	44
Figura 22: viga 1 – pórtico espacial – diagrama de esforços .....	46
Figura 23: viga 9 – pórtico espacial – diagrama de esforços .....	47
Figura 24: viga 12 – pórtico espacial – diagrama de esforços .....	48
Figura 25: viga 1 – pórtico espacial – armaduras .....	49
Figura 26: viga 9 – pórtico espacial – armaduras .....	50
Figura 27: viga 12 – pórtico espacial – armaduras .....	50
Figura 28: armaduras dos pilares pelo modelo de viga contínua .....	52
Figura 29: armaduras dos pilares pelo modelo de pórtico espacial .....	53
Figura 30: comparação do peso de aço total das vigas .....	57

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: coeficientes para consideração da solidariedade entre as vigas e os pilares extremos .....	18
Quadro 2: cargas resultantes sobre as vigas do primeiro pavimento.....	32
Quadro 3: momentos de solidariedade viga x pilar – modelo de viga contínua.....	42
Quadro 4: solicitações nos pilares pelo modelo de viga contínua .....	51
Quadro 5: solicitações nos pilares pelo modelo de pórtico espacial .....	53
Quadro 6: comparação dos momentos fletores nas vigas .....	54
Quadro 7: comparação da área de aço utilizada devido aos momentos fletores .....	55
Quadro 8: comparação dos esforços cortantes junto aos apoios .....	56
Quadro 9: peso de aço total para as vigas em cada modelo.....	56
Quadro 10: solicitações nos pilares em cada modelo .....	58
Quadro 11: peso total de aço para os pilares em cada modelo .....	58



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	9
1.1 CONTEXTO.....	9
1.2 JUSTIFICATIVA .....	11
1.3 COMPOSIÇÃO DO TRABALHO .....	12
<b>2 METODOLOGIA</b> .....	13
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	13
2.2 OBJETIVOS .....	13
2.3 HIPÓTESES .....	13
2.4 DELIMITAÇÕES .....	14
2.5 LIMITAÇÕES .....	14
2.6 DELINEAMENTO .....	14
<b>3 ELEMENTOS E MODELOS ESTRUTURAIS: CONSIDERAÇÕES FUNDAMENTAIS</b> .....	16
3.1 ELEMENTOS ESTRUTURAIS LINEARES .....	16
3.2 MODELOS ESTRUTURAIS .....	16
<b>3.2.1 Viga Contínua</b> .....	16
<b>3.2.2 Pórtico Espacial</b> .....	20
3.3 LARGURA COLABORANTE DE VIGAS DE SEÇÃO T .....	21
3.4 ANÁLISE ELÁSTICO-LINEAR DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	22
<b>4 ESTRUTURA DO PRIMEIRO PAVIMENTO</b> .....	25
4.1 DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES .....	25
4.2 DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DOS ELEMENTOS .....	36
<b>5 ESTUDO DAS VIGAS DO PAVIMENTO</b> .....	38
5.1 MODELO DE VIGA CONTÍNUA .....	38
5.2 MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL .....	45
<b>6 ESTUDO DOS PILARES DO PAVIMENTO</b> .....	51
6.1 MODELO DE VIGA CONTÍNUA .....	51
6.2 MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL .....	52
<b>7 CONCLUSÕES</b> .....	54
7.1 VIGAS .....	54
7.2 PILARES .....	57
REFERÊNCIAS.....	59



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONTEXTO

A análise estrutural é uma das principais etapas do projeto estrutural de um edifício, pois compreende a escolha do modelo estrutural, que deve reproduzir adequadamente o funcionamento da estrutura real, e dos modelos constitutivos, que expressam o comportamento dos materiais.

No passado, a inexistência de recursos computacionais impedia uma análise conjunta das estruturas em concreto armado. O trabalho era manual e demorado. O detalhamento estrutural de um edifício de vinte andares, por exemplo, poderia demandar meses. Adotavam-se modelos estruturais simples para a obtenção das solicitações (momentos fletores, esforços cortantes, momentos torçores e esforços normais) nos elementos lineares da estrutura. De posse destes dados, o engenheiro dimensionava e determinava seções de armaduras. Cada elemento estrutural (pilar, viga, laje, etc.) era visto em separado, como se fosse um elemento isolado.

Há algumas décadas, entretanto, com o advento do computador, como também dos programas voltados à Engenharia, este panorama foi drasticamente alterado. A consideração de modelos estruturais mais sofisticados permitiu analisar a estrutura de forma global, admitindo a interação dos diversos elementos. Neste contexto, pode-se destacar o emprego dos procedimentos de análise matricial de estruturas e do Método dos Elementos Finitos.

Este trabalho tem por objetivo analisar, comparar e demonstrar as particularidades de dois modelos de análise estrutural: o de Viga Contínua e o de Pórtico Espacial. O objeto de análise será o primeiro pavimento da estrutura de uma edificação residencial de quatro pavimentos, em alvenaria portante. Nesta estrutura, o primeiro pavimento é composto por vigas e lajes, sustentado por pilotis. Os demais pavimentos são erguidos em alvenaria de tijolos maciços e, subsequentemente, divididos por lajes. Este arranjo estrutural é comumente utilizado em

idades do interior do estado do Rio Grande do Sul para edificações de pequeno porte, geralmente, com três ou quatro pavimentos.

A figura 1 apresenta a planta baixa do projeto arquitetônico do pavimento objeto deste estudo. Já a figura 2 apresenta apenas o posicionamento das paredes do pavimento.

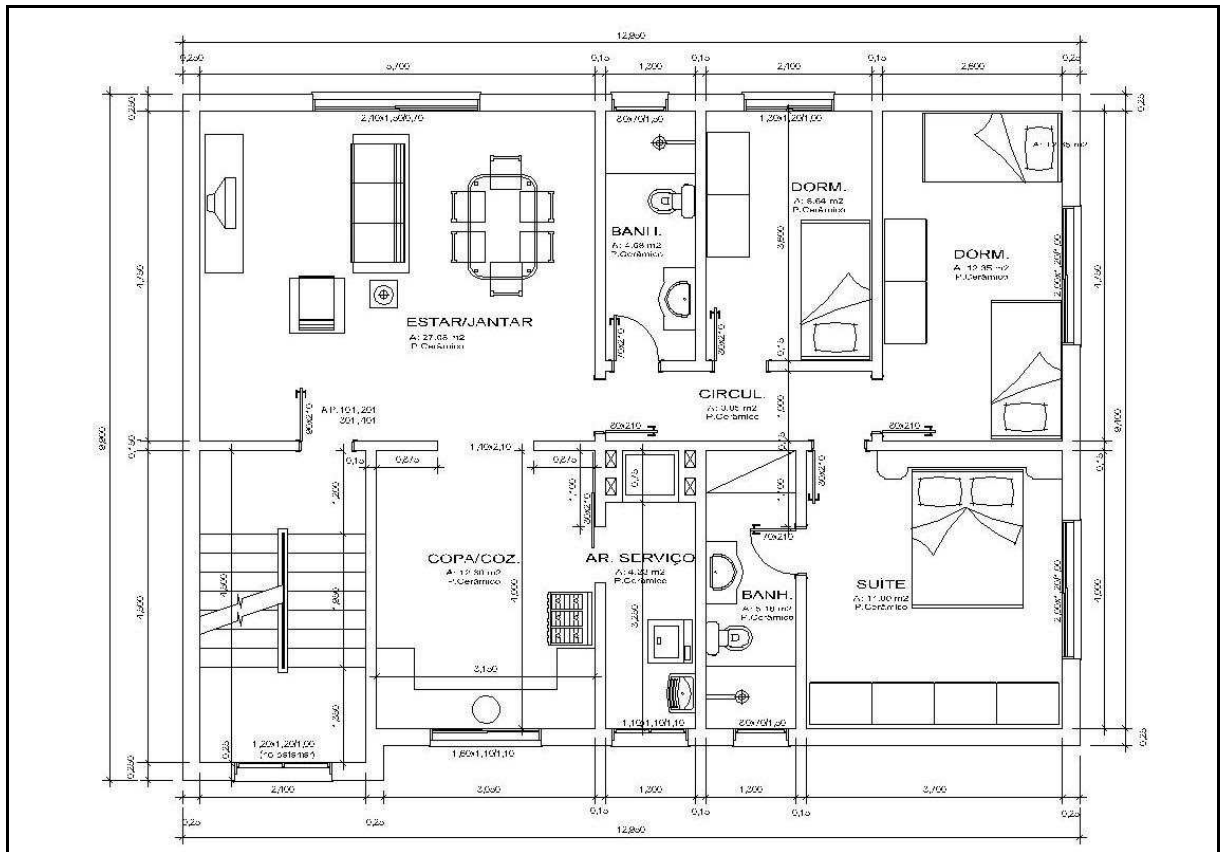


Figura 1: planta baixa do projeto arquitetônico do pavimento

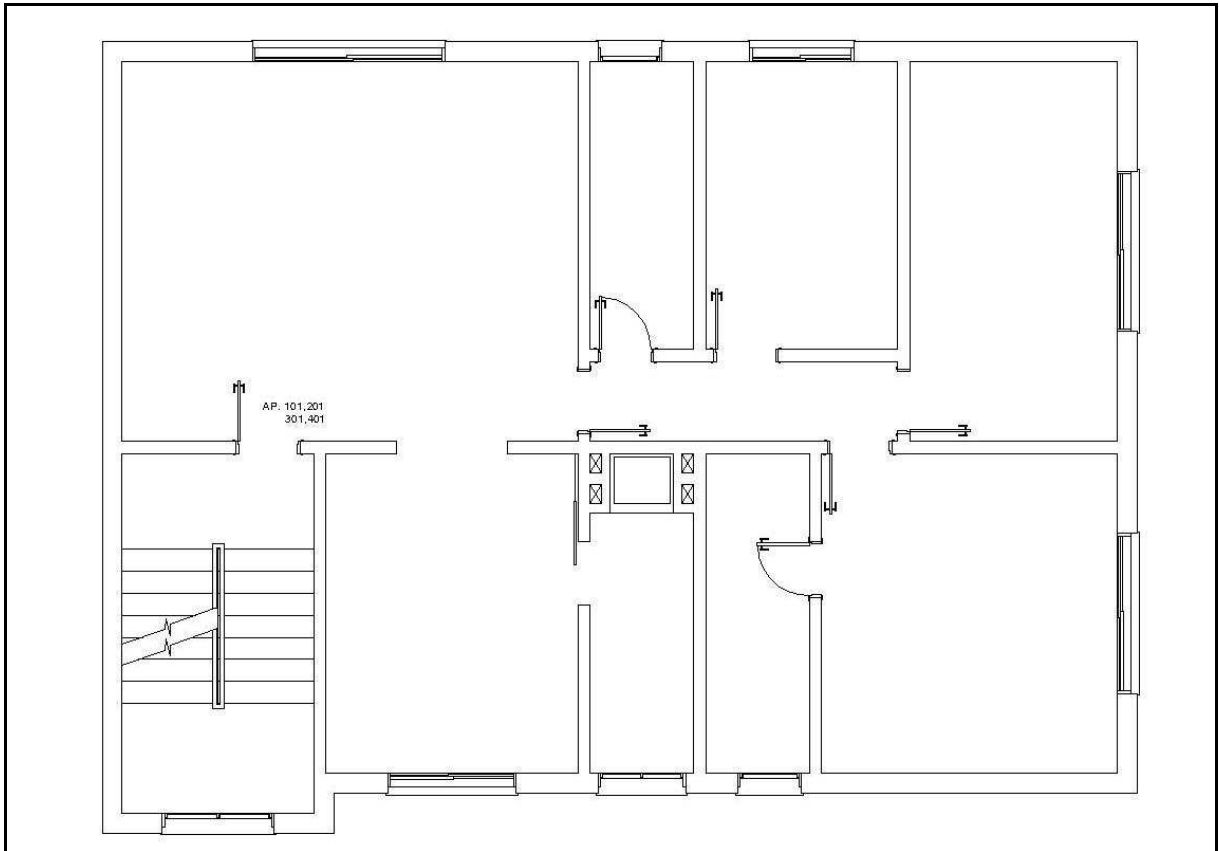


Figura 2: posicionamento das paredes do pavimento

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Um dos motivos para a realização deste trabalho é a escassez, no meio acadêmico brasileiro, de obras envolvendo a comparação entre os modelos de Viga Contínua e de Pórtico Espacial, fundamentalmente quando associados a estruturas em alvenaria portante. Dessa maneira, espera-se um melhor conhecimento do comportamento deste tipo de estruturas, tão comumente empregados no interior do estado do Rio Grande do Sul.

Segundo Giongo (2002), a estrutura de um edifício é responsável por cerca de vinte a vinte e cinco por cento do custo total de uma obra. Assim sendo, são válidos todos os esforços no sentido de aperfeiçoar as técnicas de análise estrutural, pois a economia gerada não será em vão. Não se pode esquecer, obviamente, da segurança da edificação que exige o domínio dos modelos matemáticos e dos tipos de análise estrutural, para a concepção adequada de projetos.

### 1.3 COMPOSIÇÃO DO TRABALHO

O primeiro capítulo traz uma breve descrição do tema abordado, além da justificativa para a escolha do mesmo.

O segundo capítulo descreve a metodologia a ser utilizada, a questão de pesquisa, os objetivos, as hipóteses, as delimitações, as limitações e, por fim, o delineamento.

O terceiro capítulo é fruto de revisão bibliográfica, tendo fundamental importância para entendimento do trabalho. Ele descreve os elementos estruturais lineares, os modelos estruturais estudados (Viga Contínua e Pórtico Espacial), a utilização da largura colaborante de vigas de seção T e a análise elástico-linear dos elementos estruturais.

O capítulo quatro trata da estrutura do pavimento estudado, com a determinação das cargas atuantes e definição da geometria dos elementos. O capítulo cinco estuda as vigas do pavimento pelos dois modelos analisados e o sexto capítulo trata dos pilares.

O capítulo sete traz as conclusões acerca dos elementos estudados, basicamente através de quadros comparativos.

## 2 METODOLOGIA

### 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: qual a diferença no quantitativo e no arranjo de armaduras na estrutura do primeiro pavimento de um edifício em alvenaria portante de quatro pavimentos, quando analisado pelo modelo de Viga Contínua e pelo modelo de Pórtico Espacial?

### 2.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é realizar a apresentação dos arranjos de armaduras característicos de cada modelo, resultantes da análise do pavimento em estudo. Além disso, será verificado qual modelo conduzirá a um menor quantitativo de materiais, ou seja, à estrutura mais econômica.

O objetivo secundário será a determinação da diferença entre as magnitudes dos esforços para cada modelo.

### 2.3 HIPÓTESES

Admite-se como hipótese deste trabalho que o modelo de Pórtico Espacial, por ser mais completo e preciso que o modelo de Viga Contínua, conduzirá à estrutura mais econômica em termos de quantitativo de materiais.

## 2.4 DELIMITAÇÕES

Este trabalho se limita a estudar alguns elementos lineares do primeiro pavimento de um edifício residencial de quatro pavimentos em alvenaria portante. Do conjunto de vigas e pilares foram escolhidos três elementos de cada tipo para análise. Assim, os elementos de superfície (lajes) foram tratados apenas como elementos complementares à perfeita caracterização da estrutura real.

## 2.5 LIMITAÇÕES

O comportamento dos materiais constituintes do pavimento em estudo será considerado elástico-linear. A análise linear, de largo emprego entre os projetistas estruturais, considera o concreto armado um material homogêneo, quando na realidade isso não acontece. Além disso, a fissuração do concreto não é considerada.

Entretanto, com o constante desenvolvimento dos computadores e dos modelos de comportamento dos materiais, tais simplificações não serão mais necessárias. Assim, as análises não-lineares passarão a ter uso corrente.

## 2.6 DELINEAMENTO

Este trabalho foi realizado com base em uma seqüência de etapas que podem ser delineadas da seguinte forma:

- a) verificação da norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) – Projeto de estruturas de concreto - procedimento;
- b) bibliografia complementar;
- c) manuais do sistema computacional A<sup>1</sup>;
- d) modelagem da estrutura no sistema computacional A;

---

<sup>1</sup> Sistema computacional A: nome fictício.



e) análise dos resultados.

Estas etapas se relacionam como apresentado pela figura 3.

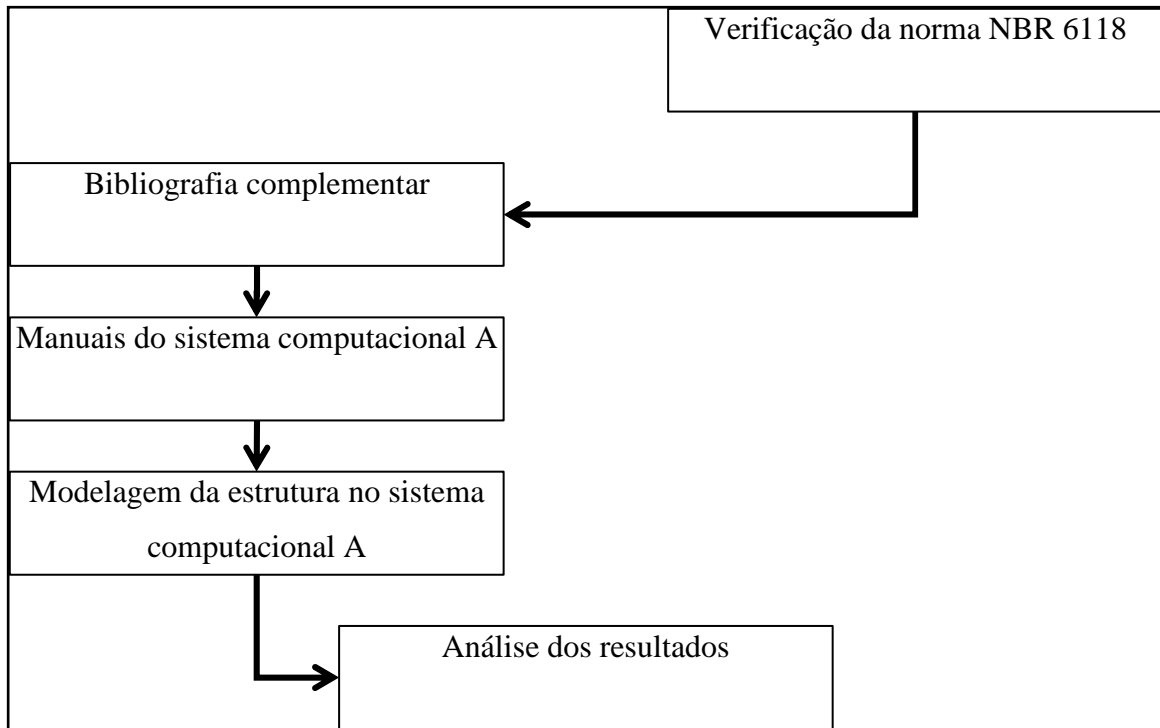


Figura 3: etapas do delineamento do trabalho de diplomação

## **3 ELEMENTOS E MODELOS ESTRUTURAIS: CONSIDERAÇÕES FUNDAMENTAIS**

### **3.1 ELEMENTOS ESTRUTURAIS LINEARES**

Para as situações de projeto, não é fácil reproduzir de modo perfeito a realidade do comportamento das estruturas, de seus esforços e deslocamentos, seja por meios analíticos ou por ensaios físicos. Isso leva o engenheiro a buscar alternativas que tornem os cálculos menos complexos. Com este objetivo, subdividir a estrutura de edifícios em partes, que possam ser analisadas por teorias já consolidadas no meio técnico, é muito importante. Esta subdivisão da estrutura origina os elementos estruturais que podem ser: lineares, de superfície ou de volume.

Os elementos lineares, ou barras, possuem uma dimensão bem superior às demais. Essa condição pode ser considerada obedecida, por exemplo, quando o comprimento longitudinal é igual ou maior que o triplo da maior dimensão da seção transversal do elemento. Destacam-se, entre eles, os pilares e as vigas.

Neste trabalho, apenas os elementos lineares serão alvo de estudo, sendo que os elementos de superfície presentes na estrutura (lajes) terão seu cálculo realizado por um método simplificado, respeitando, obviamente, as prescrições descritas na norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

### **3.2 MODELOS ESTRUTURAIS**

#### **3.2.1 Viga Contínua**

O modelo clássico de viga contínua considera a viga simplesmente apoiada nos pilares, ou seja, como se não houvesse solidariedade ou transmissão de momentos entre esses elementos. No entanto, isso não é verdade, e só deve ser usado para certos apoios. Por exemplo, quanto mais os vãos e os carregamentos de uma viga contínua são parecidos e, portanto, maior a

uniformidade na distribuição de esforços, mais os pilares internos aproximam-se da condição de apoios simples. Os apoios das vigas contínuas são geralmente constituídos de pilares ou de outras vigas, e podem ser considerados como apoios simples, engastes, ou como apoios semi-rígidos, dependendo da rigidez e da precisão que se quer implementar ao modelo (FONTES, 2005).

Seu uso é adequado para análise de carregamentos essencialmente verticais. A representação das vigas é feita por meio de barras com pontos de apoio e forças aplicadas no plano que contém o seu eixo de simetria. Os momentos fletores e os esforços cortantes são os esforços predominantes. A torção só precisa ser considerada nos casos em que é essencial ao equilíbrio da viga, e necessita de um outro modelo, já que a viga contínua situa-se em um plano que contém o seu eixo longitudinal e a torção atua num plano perpendicular a ele. Os esforços normais que porventura surjam são geralmente desprezados. Não obstante, podem ser importantes se considerados os efeitos de retração, de fluência e de variação de temperatura (GIONGO, 2002).

O uso do modelo de viga contínua, para o estudo das cargas verticais, é permitido pelo item 14.6.7.1 da norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), através das seguintes correções:

- a) não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor que do que o de engastamento perfeito nesse apoio (ver figura 4);
- c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes indicados no quadro 1. Esses coeficientes já estão adaptados para o esquema indicado na figura 5, admitindo-se o tramo de extremidade da viga biengastado e os tramos do pilar engastados no nó e simplesmente apoiados nas outras extremidades.

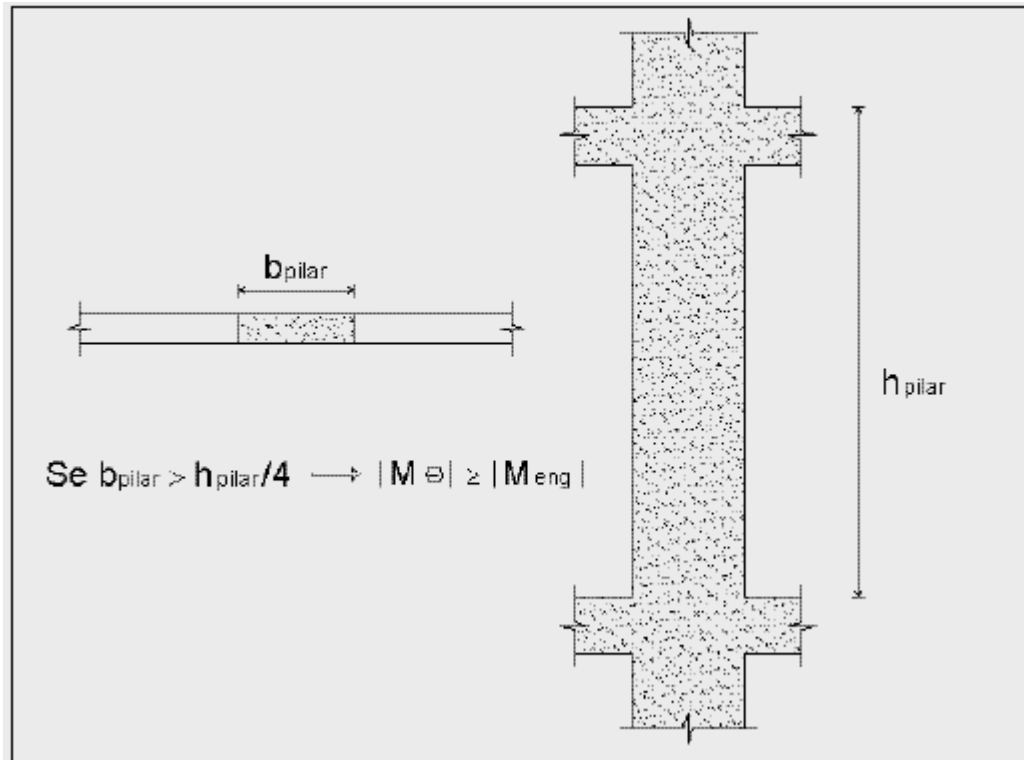


Figura 4: condição para engastamento de apoios intermediários

LOCAL	VIGA	TRAMO SUPERIOR DO PILAR	TRAMO INFERIOR DO PILAR
COEFICIENTE	$\frac{3 r_{\text{inf}} + 3 r_{\text{sup}}}{4 r_{\text{vig}} + 3 r_{\text{inf}} + 3 r_{\text{sup}}}$	$\frac{3 r_{\text{sup}}}{4 r_{\text{vig}} + 3 r_{\text{inf}} + 3 r_{\text{sup}}}$	$\frac{3 r_{\text{inf}}}{4 r_{\text{vig}} + 3 r_{\text{inf}} + 3 r_{\text{sup}}}$

Quadro 1: coeficientes para consideração da solidariedade entre as vigas e os pilares extremos (fonte: FONTES, 2005)

No quadro 1,  $r_i$  é a rigidez do elemento  $i$  no nó considerado, dada por  $r_i = I_i/l_i$  (momento de inércia dividido pelo vão).

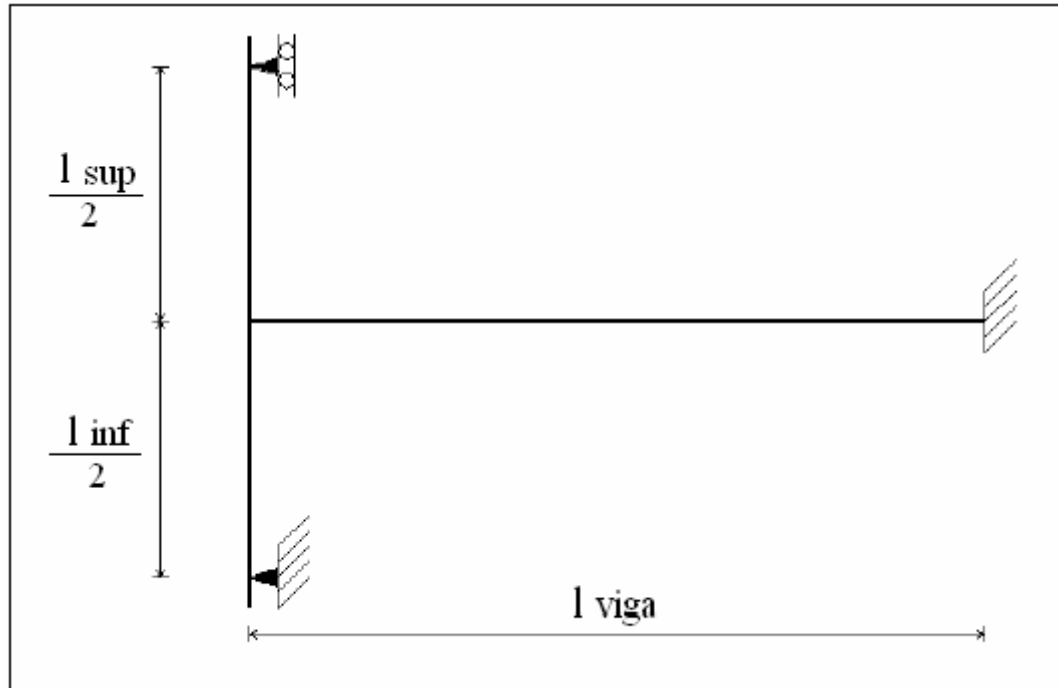


Figura 5: esquema estrutural para obtenção de coeficientes  
(adaptada da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)

Alternativamente, o modelo de viga contínua pode ser melhorado, considerando-se a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários. Cuidados devem ser tomados para garantir o equilíbrio de momentos nos nós viga-pilar (FONTES, 2005).

Devido ao rápido desenvolvimento de programas de cálculo estrutural, o modelo de viga contínua perdeu espaço. Seu desuso está associado principalmente ao seu alto grau de simplificação que, atualmente, já não é mais necessário. Entretanto, para edifícios usuais de poucos pavimentos, caso do edifício em estudo neste trabalho, este modelo ainda é interessante, com aproximações satisfatórias que permitem caracterizar bem a estrutura real, além de possibilitar cálculos manuais.

### 3.2.2 Pórtico Espacial

O pórtico espacial é um modelo estrutural mais completo, que representa de forma mais fiel a estrutura real. Através dele, determinam-se momentos de flexão e torção, e esforços cortantes e normais de todos os elementos. Seu uso é adequado para análise de carregamentos horizontais e verticais, inclusive com assimetria. A solidariedade entre vigas e pilares é considerada. A interação é efetivada mediante o emprego de coeficientes de engastamento. Evidentemente que a complexidade dos cálculos necessários ao processamento deste método é elevada, pois cada elemento passa a ter seis graus de liberdade por nó, ou seja, translação paralela aos três eixos principais e rotação em torno desses mesmos três eixos. Assim, é de substancial necessidade o uso de programas de análise matricial para se solucionar o problema (CORRÊA, 1991).

A NBR6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) determina que, de maneira aproximada, nos pórticos espaciais, pode-se reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração utilizando-se 15% da rigidez elástica, exceto para elementos estruturais com protensão limitada ou completa (níveis 2 ou 3).

Atualmente, considerando os modelos estruturais existentes, o pórtico espacial é o que mais tem obtido espaço nos escritórios de projeto pela sua grande capacidade de resolução de cálculos complexos. Além disso, pode proporcionar maior rapidez na obtenção de resultados e, conseqüentemente, aumento de produtividade. Na figura 6, está representada a descrição esquemática do modelo de pórtico espacial.

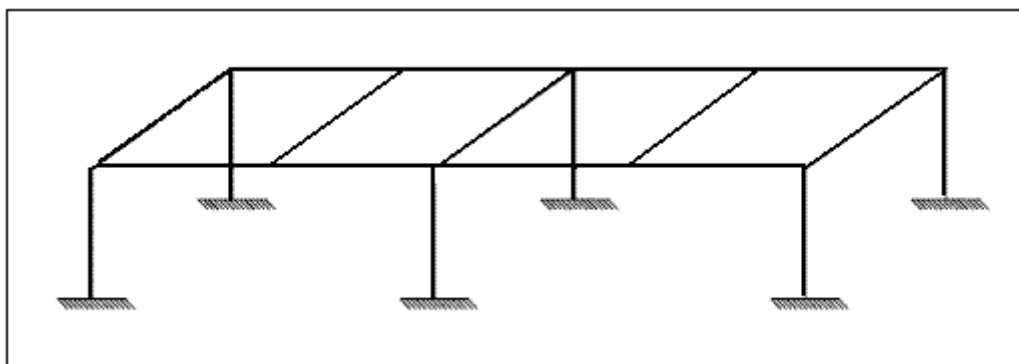


Figura 6: descrição do modelo de pórtico espacial

### 3.3 LARGURA COLABORANTE DE VIGAS DE SEÇÃO T

O dimensionamento de vigas, com a largura colaborante das lajes formando uma seção T é interessante, pois ocorre um aumento significativo da rigidez da viga e, com a maior área comprimida acrescida pela laje, em geral se pode dispensar a armadura de compressão.

A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) define, para a largura colaborante  $b_f$ , o valor da largura da viga ( $b_w$ ) acrescido de, no máximo, 10 % da distância  $a$  (ver figura 7) entre pontos de momento fletor nulo do tramo, para cada lado da viga em que houver laje colaborante.

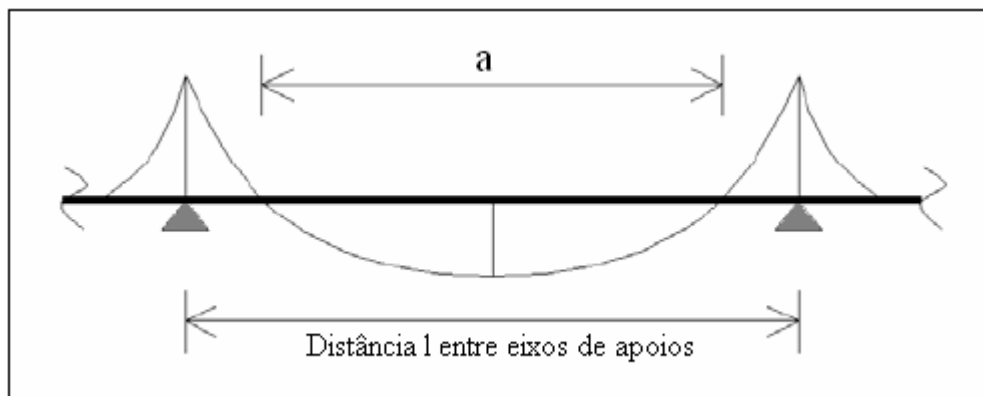


Figura 7: distância  $a$  para o tramo da viga de comprimento  $l$   
(adaptada de FONTES, 2005)

Também é permitido estimar um valor para a distância  $a$  ao invés de verificá-la junto ao diagrama de momentos fletores, de acordo com os casos abaixo:

- a) viga simplesmente apoiada:  $a = 1,0 \times l$ ;
- b) tramo com momento em uma extremidade:  $a = 0,75 \times l$ ;
- c) tramo com momentos nas duas extremidades:  $a = 0,60 \times l$ ;
- d) tramo em balanço:  $a = 2,0 \times l$ .

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), próximo a apoios intermediários ou extremos, e sob cargas concentradas, a largura  $b_f$  é menor do que nos vãos. Entretanto, a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) permite a utilização de

apenas um valor de  $b_f$  para todas as seções de uma viga contínua, desde que este valor seja calculado a partir do trecho de momentos positivos em que a largura resultante seja mínima. A mesma Norma também apresenta recomendações quanto às limitações da largura colaborante, em relação à distância livre entre faces de vigas, além de recomendações para a largura colaborante junto às aberturas nas lajes.

É importante ressaltar que a utilização de vigas de seção T será previamente estudada antes de serem gerados os diagramas finais de solicitações dos elementos. Caso sua contribuição na rigidez seja reduzida, não será levada em consideração e, conseqüentemente, as vigas serão supostas retangulares para efeitos de cálculo.

### 3.4 ANÁLISE ELÁSTICO-LINEAR DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

Antes de equacionar o problema de análise estrutural do pavimento em estudo, é necessário idealizar o comportamento dos materiais que fazem parte do mesmo. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) permite vários tipos de análise quanto a esse aspecto. O projeto deve obedecer pelo menos um deles e, independentemente do tipo de análise escolhido, não devem ser tolerados grandes deslocamentos para a estrutura.

Neste trabalho, é considerada a análise elástico-linear (ver figura 8) para determinar o comportamento dos materiais que fazem parte do pavimento. Este tipo de análise considera que os materiais apresentam comportamento elástico-linear. A elasticidade de um material está associada à sua tendência de voltar à configuração inicial, após ter sofrido deformações decorrentes de ações externas, com posterior alívio de carregamento. Além disto, considera-se uma relação linear entre tensões e deformações, dada pelo módulo de elasticidade  $E$ , valor característico de cada material (FONTES et al., 2005). Leonhardt e Möning (1977) afirmam que o concreto só tem um comportamento puramente elástico para tensões baixas e de curta duração, ou até aproximadamente um terço da resistência à compressão.

Pode-se utilizar como simplificação, para o cálculo da rigidez dos elementos estruturais lineares, o momento de inércia da seção bruta de concreto. Na análise linear, para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve-se



utilizar o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ), cujo valor é 85% do módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ), que corresponde à inclinação do início da curva tensão *versus* deformação. Simplificadamente, a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) permite obter  $E_{cs}$  utilizando a fórmula 1, com valores dados em MPa:

$$E_{cs} = 0,85 * (E_{ci}) = 0,85 * (5600 * f_{ck}^{1/2}) \quad (\text{fórmula 1})$$

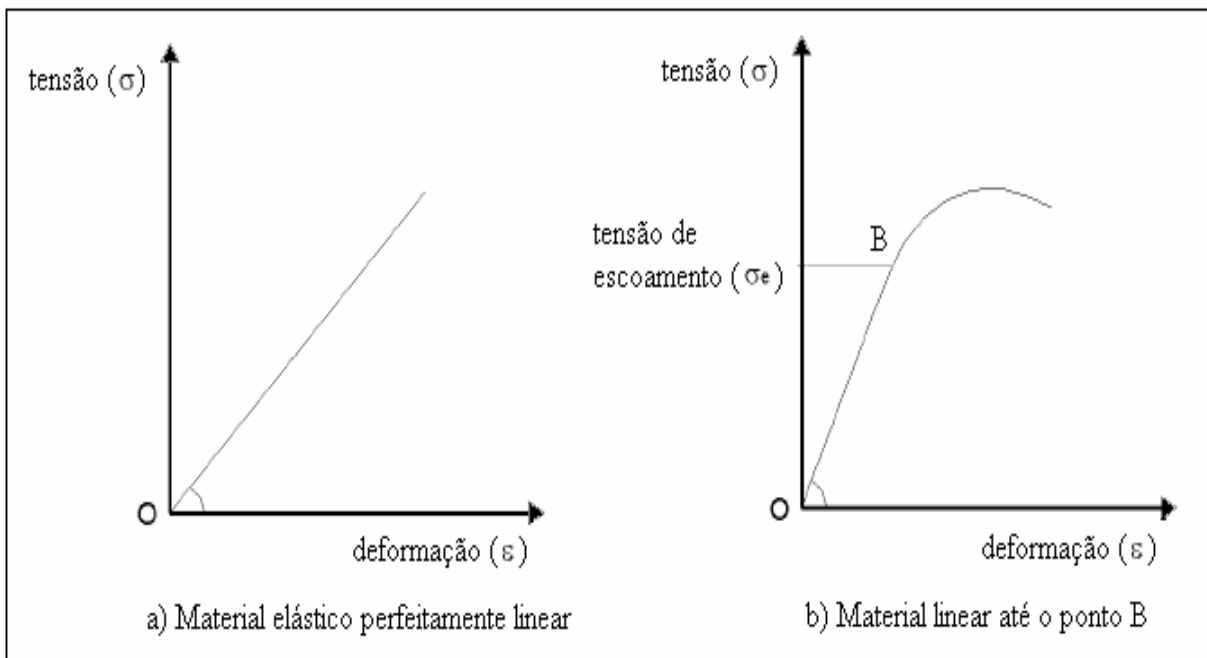


Figura 8: diagrama tensão *versus* deformação

Geralmente, a análise linear é utilizada na verificação dos estados limites de serviço; já em relação aos estados limites últimos, é empregada somente para situações em que se possa garantir a ductilidade dos elementos estruturais. Pode-se considerar como garantia de ductilidade, o dimensionamento nos domínios 1, 2 e 3, e a limitação da posição relativa da linha neutra,  $x/d$ , junto aos apoios e em regiões de ligação entre elementos. A utilização da análise linear é permitida, para verificação do estado limite último, no caso de vigas contínuas

e pórticos de nós fixos (pórticos em que os efeitos de segunda ordem não ultrapassam 10% dos efeitos de primeira ordem) segundo o Código Modelo CEB-FIP 1990.

Segundo Corrêa (1991), a possibilidade de superposição de efeitos e de utilização como primeira aproximação para a análise não-linear, o fato de alguns processos não-lineares basearem-se em sucessivas etapas lineares e, principalmente, a simplicidade da análise são uns dos motivos que tornam a análise linear tão importante.

## 4 ESTRUTURA DO PRIMEIRO PAVIMENTO

### 4.1 DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES

O edifício analisado possui quatro pavimentos, sendo a estrutura abaixo do primeiro pavimento utilizada como garagem. Tem pilares das fundações ao piso do primeiro pavimento, que é uma estrutura convencional, constituída por vigas e lajes de concreto armado. Nos demais pavimentos, os pisos são constituídos de lajes maciças, que se apóiam em alvenarias portantes. A obtenção das cargas foi feita de cima para baixo, isto é, iniciando-se pela cobertura. Isso ocorre pois as lajes da cobertura, reservatório superior, escada, bem como do quarto ao segundo pavimentos, se apóiam nas alvenarias limítrofes. Essas alvenarias acabam distribuindo suas cargas nas vigas do primeiro pavimento (ver figura 9).

A determinação das cargas das lajes seguiu as prescrições da norma NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. As cargas por metro quadrado de laje foram subdividas em dois grupos, como segue:

a) cargas permanentes dos pavimentos,

- dormitórios, estar/jantar, copa/cozinha, circulação: contrapiso com revestimento cerâmico ( $0,8 \text{ kN/m}^2$ ), reboco inferior ( $0,2 \text{ kN/m}^2$ );
- área de serviço e banheiros: enchimento com material leve ( $2,00 \text{ kN/m}^2$ ), contrapiso com revestimento cerâmico ( $0,8 \text{ kN/m}^2$ ) e reboco inferior ( $0,2 \text{ kN/m}^2$ );
- cobertura/telhado: madeiramento mais telhas ( $0,5 \text{ kN/m}^2$ ), reboco inferior ( $0,2 \text{ kN/m}^2$ ).
- peso próprio das lajes: depende da espessura da laje (valores em  $\text{kN/m}^2$ ), considerando o peso específico do concreto armado igual a  $25 \text{ kN/m}^3$ ;

b) cargas acidentais dos pavimentos,

- dormitórios, estar/jantar, copa/cozinha, banheiro, circulação:  $1,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- área de serviço:  $2,0 \text{ kN/m}^2$ ;
- escada residencial:  $2,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- cobertura (telhado):  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .

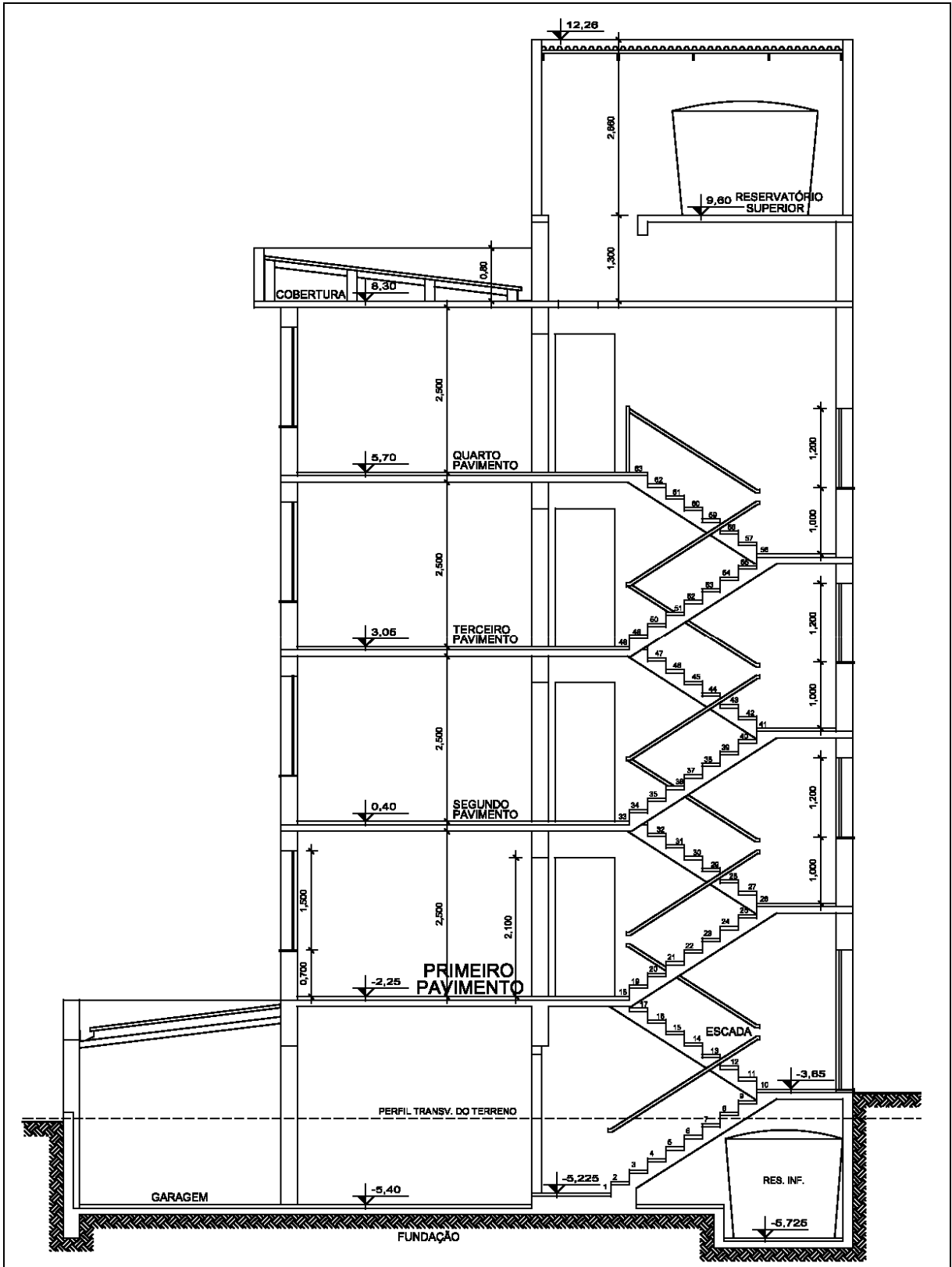


Figura 9: corte do edifício indicando os pavimentos

As cargas verticais sobre as vigas são obtidas através da soma de parcelas oriundas dos seguintes elementos que compõem a estrutura:

- a) alvenaria: carga por metro linear, obtida utilizando-se a fórmula 2. Quando existirem aberturas (portas ou janelas) é necessário retirar esta parcela de carga inexistente. Para tanto, utiliza-se a fórmula 3;
- b) reação da laje limítrofe: cargas por metro linear resultantes da distribuição das cargas das lajes sobre as paredes do segundo, terceiro ou quarto pavimentos. Também podem ser oriundas das lajes do reservatório superior, dos trechos de escada ou das lajes do primeiro pavimento. Utilizou-se, neste processo, o método das charneiras plásticas, conhecido também por **método das linhas de ruptura** (ver figuras 10 e 11). As cargas nas figuras, quando não especificado, estão expressas em tf/m.
- c) reação das lajes da escada: carga por metro linear.

$$p = e * \gamma * h \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

p= carga linear por metro de viga (kN/m)

e= espessura da parede no trecho considerado (0,15 m ou 0,25 m)

$\gamma$  = peso específico dos tijolos maciços (18 kN/m<sup>3</sup>)

h= altura da parede (pé-direito, em metros)

$$p = e * \gamma * (h - A / l) \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

A= área da abertura da porta ou janela (m<sup>2</sup>)

l= distância linear da projeção horizontal no trecho da abertura (m)

Admitiu-se, como primeira tentativa, que todas as lajes possuíssem espessura igual a 8 cm, exceto a laje L1, com 10 cm. Caso estas espessuras não fossem suficientes para absorver os esforços sem apresentar deformações excessivas, elas seriam aumentadas.

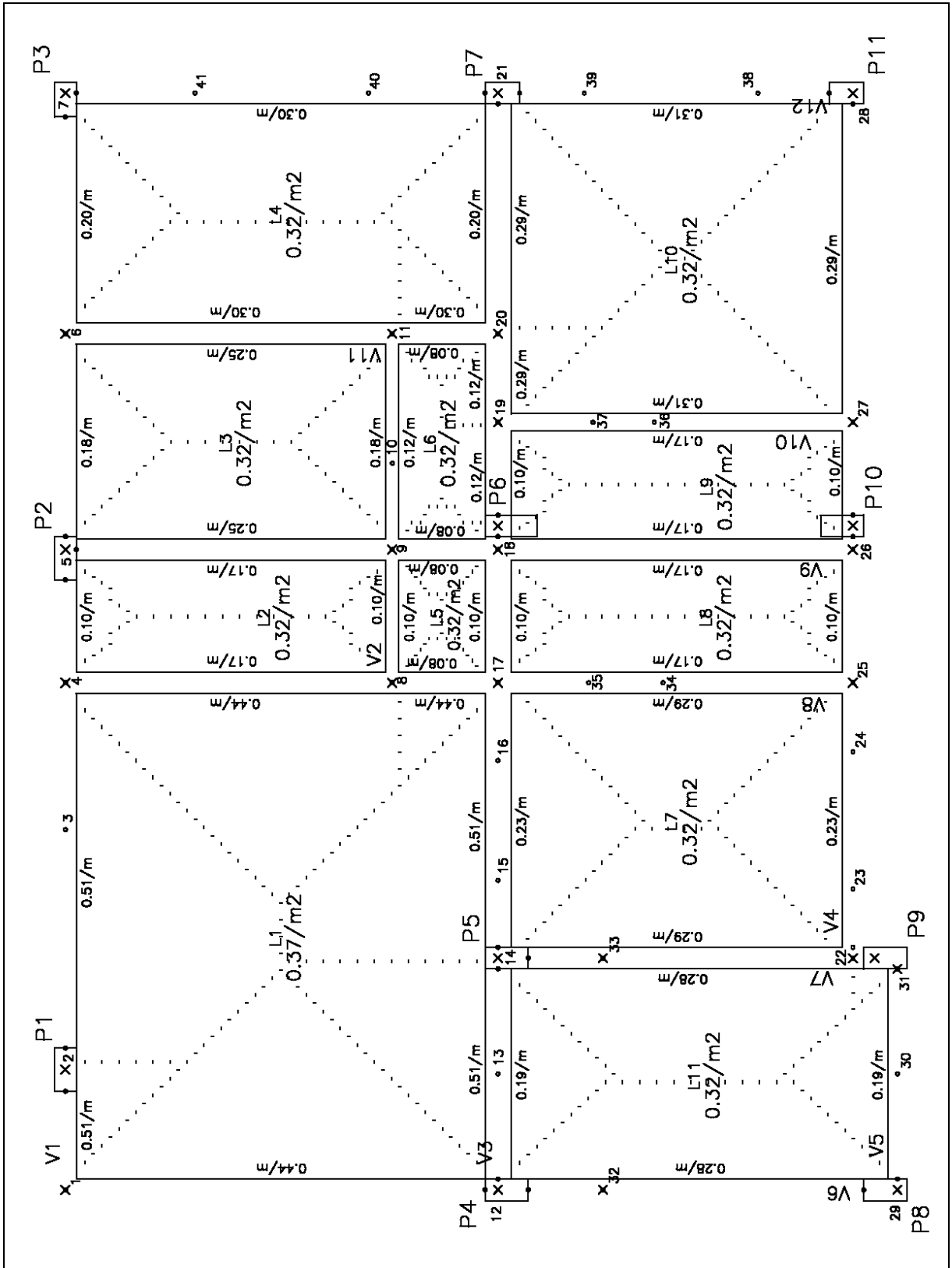


Figura 10: cargas distribuídas sobre as vigas devido às lajes da cobertura

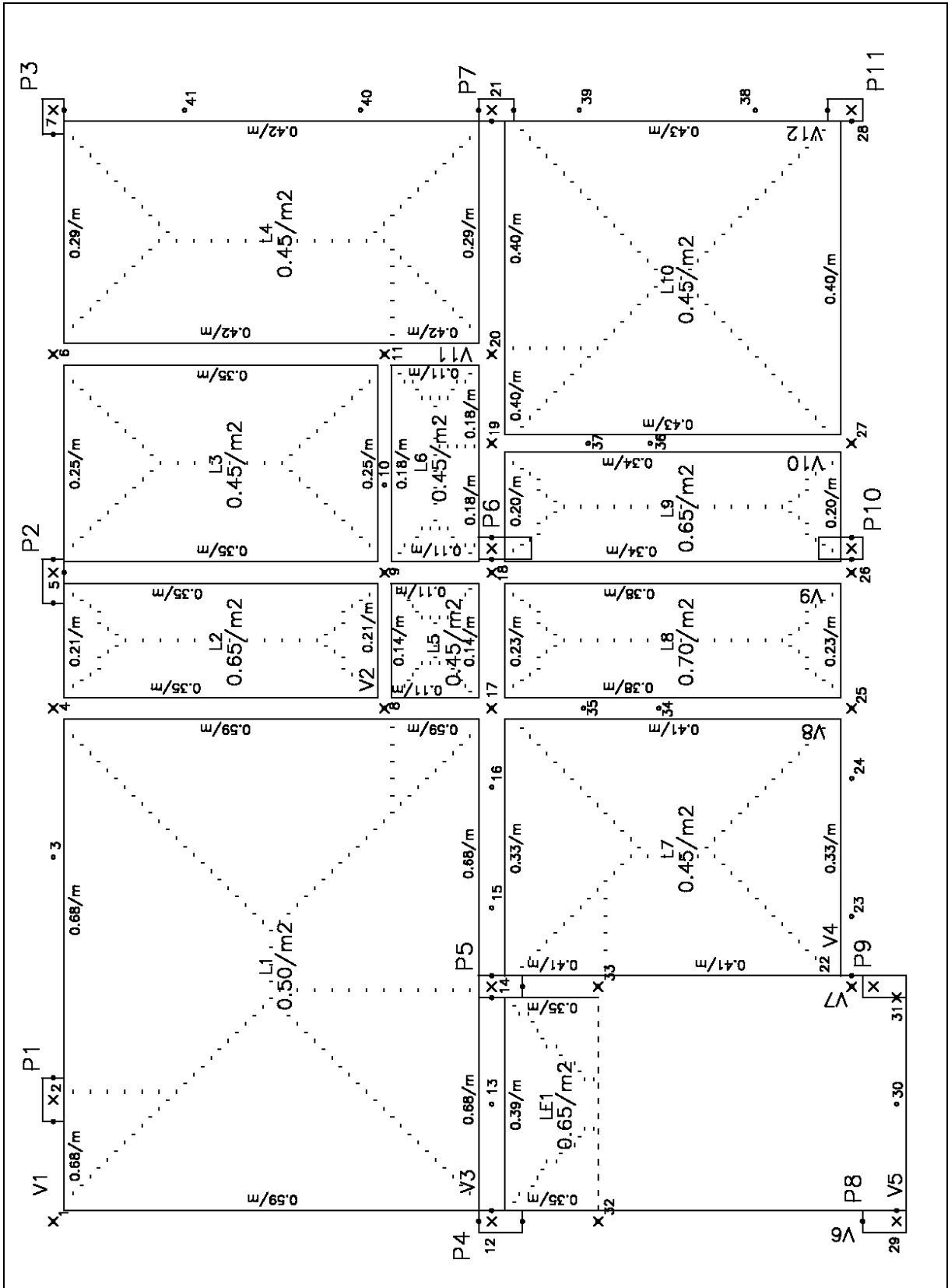


Figura 11: cargas distribuídas sobre as vigas oriundas das lajes do 2º, 3º e 4º pavimentos separadamente

A carga sobre a laje do reservatório superior (ver figura 12) foi obtida considerando três parcelas:

- a) volume da caixa d'água = 3 dormitórios/apartamento x 2 habitantes/dormitório x 4 apartamentos = 24 habitantes x 200 litros/habitantes/dia (aproximadamente) = 4800 litros/dia ~ 5000 litros/dia. Isso resulta em uma carga distribuída igual a  $6,24 \text{ kN/m}^2$ ;
- b) peso próprio da laje =  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ ;
- c) carga acidental =  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

Assim, tem-se um valor final igual a  $11,24 \text{ kN/m}^2$ .

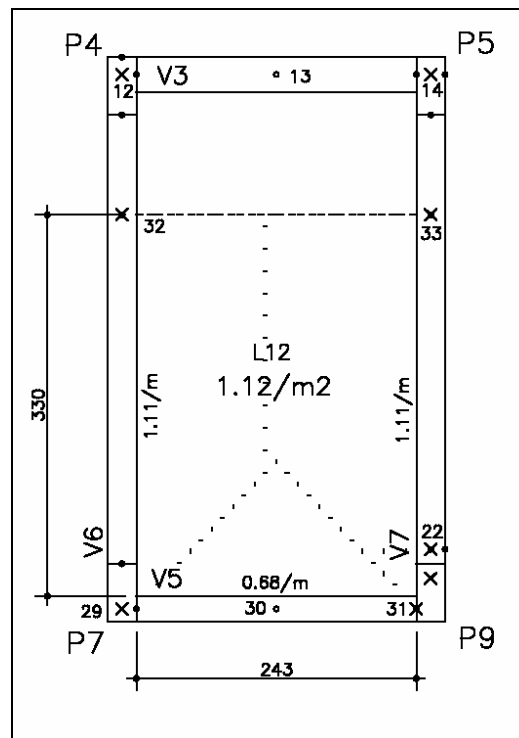


Figura 12: cargas distribuídas sobre as vigas devido à laje do reservatório superior

A figura 13 mostra a determinação das cargas da escada. Admitiu-se que as cargas dos trechos inclinados da escada são distribuídas a  $1/3$  da largura do patamar, a partir do início dos degraus. Assim, obteve-se uma carga linear sobre a laje que, após passar pelo processo das charneiras plásticas, transmitiu esta carga adicional às paredes de apoio.



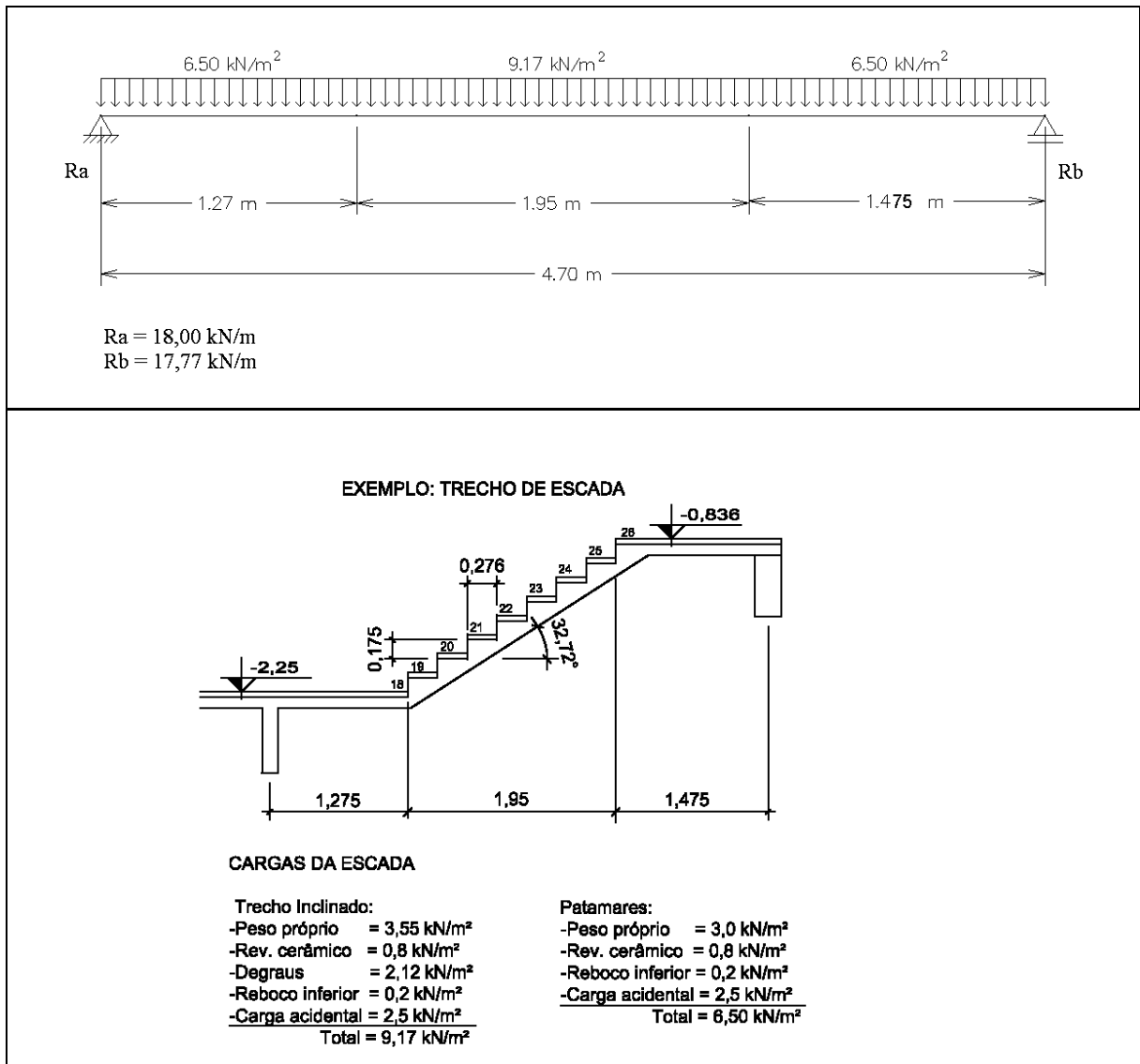


Figura 13: cargas distribuídas sobre as vigas devido às lajes do patamar da escada

Para facilitar a obtenção das cargas resultantes, as vigas foram divididas em segmentos. Cada segmento é caracterizado por um ponto inicial e um ponto final. Tais pontos são representados pelos números 1 a 41, presentes nas figuras 10 a 12. Cada segmento equivale a um trecho de viga com carga diferente. O quadro 2 mostra as cargas distribuídas resultantes, com valores dados em kN/m.

PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
1	2	11,25	6,80	5,10	2,16	0	0	72,66
2	3	4,50	6,80	5,10	2,16	0	0	45,66
3	4	11,25	6,80	5,10	2,16	0	0	72,66
4	5	9,62	2,10	1,00	2,16	0	0	47,94
5	6	8,44	2,50	1,80	2,16	0	0	45,22
6	7	11,25	2,90	2,00	2,16	0	0	57,86

Viga V2

PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
8	9	4,19	3,50	2,0	0	0	0	29,26
9	10	2,81	4,30	3,0	0	0	0	27,14
10	11	6,75	4,30	3,0	0	0	0	42,90

Viga V3

PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
12	13	6,75	10,70	7,00	0	18,00	10,37	148,47
13	14	2,89	10,70	7,00	0	18,00	10,37	133,03
14	15	6,75	10,10	7,40	0	0	0	64,70
15	16	1,08	10,10	7,40	0	0	0	42,02
16	17	6,75	10,10	7,40	0	0	0	64,70
17	18	6,75	3,70	2,00	0	0	0	40,10
18	19	6,75	3,80	2,20	0	0	0	40,60
19	20	2,20	5,80	4,10	0	0	0	30,30
20	21	6,75	6,90	4,90	0	0	0	52,60

Viga V4

PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
22	23	11,25	3,30	2,30	2,16	0	0	59,36
23	24	6,30	3,30	2,30	2,16	0	0	39,56
24	25	11,25	3,30	2,30	2,16	0	0	59,36
25	26	8,31	2,30	1,00	2,16	0	0	43,30
26	27	9,31	2,00	1,00	2,16	0	0	46,40
27	28	11,25	4,00	2,90	2,16	0	0	62,06

Viga V5

PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Laje Res.Sup.	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
29	30	32,03	0	1,90	6,80	17,77	12,49	106,53
30	31	32,03	0	1,90	6,80	17,77	12,49	106,53

Viga V6

PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Laje Res.Sup.	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Peitoril da Cob.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL								
29	32	11,25	0	2,80	11,10	0,00	12,49	0	71,39
32	12	11,25	3,50	2,80	0	7,50	12,49	0	100,79
12	1	11,25	5,90	4,40	0	0	0	2,16	69,26

continua

continuação

Viga V7								
PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Laje Res.Sup.	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
31	33	6,75	4,10	5,70	11,10	0	10,37	66,47
33	14	6,75	7,60	5,70	0	7,50	10,37	95,87
Viga V8								
PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
25	34	6,75	7,90	4,60	0	0	0	55,30
34	35	1,08	7,90	4,60	0	0	0	32,62
35	17	6,75	7,90	4,60	0	0	0	55,30
17	8	2,81	7,00	5,20	0	0	0	37,44
8	4	6,75	9,40	6,10	0	0	0	61,30
Viga V9								
PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
26	18	6,75	7,20	3,40	0	0	0	52,00
18	9	0,00	2,20	1,60	0	0	0	8,20
9	5	6,75	7,00	4,20	0	0	0	52,20
Viga V10								
PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
27	36	6,75	7,70	4,80	0	0	0	54,90
36	37	1,08	7,70	4,80	0	0	0	32,22
37	19	6,75	7,70	4,80	0	0	0	54,90
Viga V11								
PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
20	11	2,81	5,30	3,80	0	0	0	30,94
11	6	6,75	7,70	5,50	0	0	0	55,60
Viga V12								
PONTO		Parede	Lajes do Tipo	Lajes da Cobertura	Peitoril da Cobertura	Reação Escada	Alvenaria Res.Sup.	Carga Total (kN/m)
INICIAL	FINAL							
28	38	11,25	4,30	3,10	2,16	0	0	63,16
38	39	5,85	4,30	3,10	2,16	0	0	41,56
39	21	11,25	4,30	3,10	2,16	0	0	63,16
21	40	11,25	4,20	3,00	2,16	0	0	62,76
40	41	5,85	4,20	3,00	2,16	0	0	41,16
41	7	11,25	4,20	3,00	2,16	0	0	62,76

Quadro 2: cargas resultantes sobre as vigas do primeiro pavimento

As cargas totais presentes no quadro 2 são mostradas esquematicamente na figura 14. Vale lembrar que, nesta figura, as cargas são dadas em tonelada-força por metro (tf/m).

As cargas horizontais oriundas dos esforços de vento não foram consideradas nos modelos. Admitiu-se que a rigidez proporcionada pelas paredes de tijolos maciços seja suficiente para absorver tais esforços.

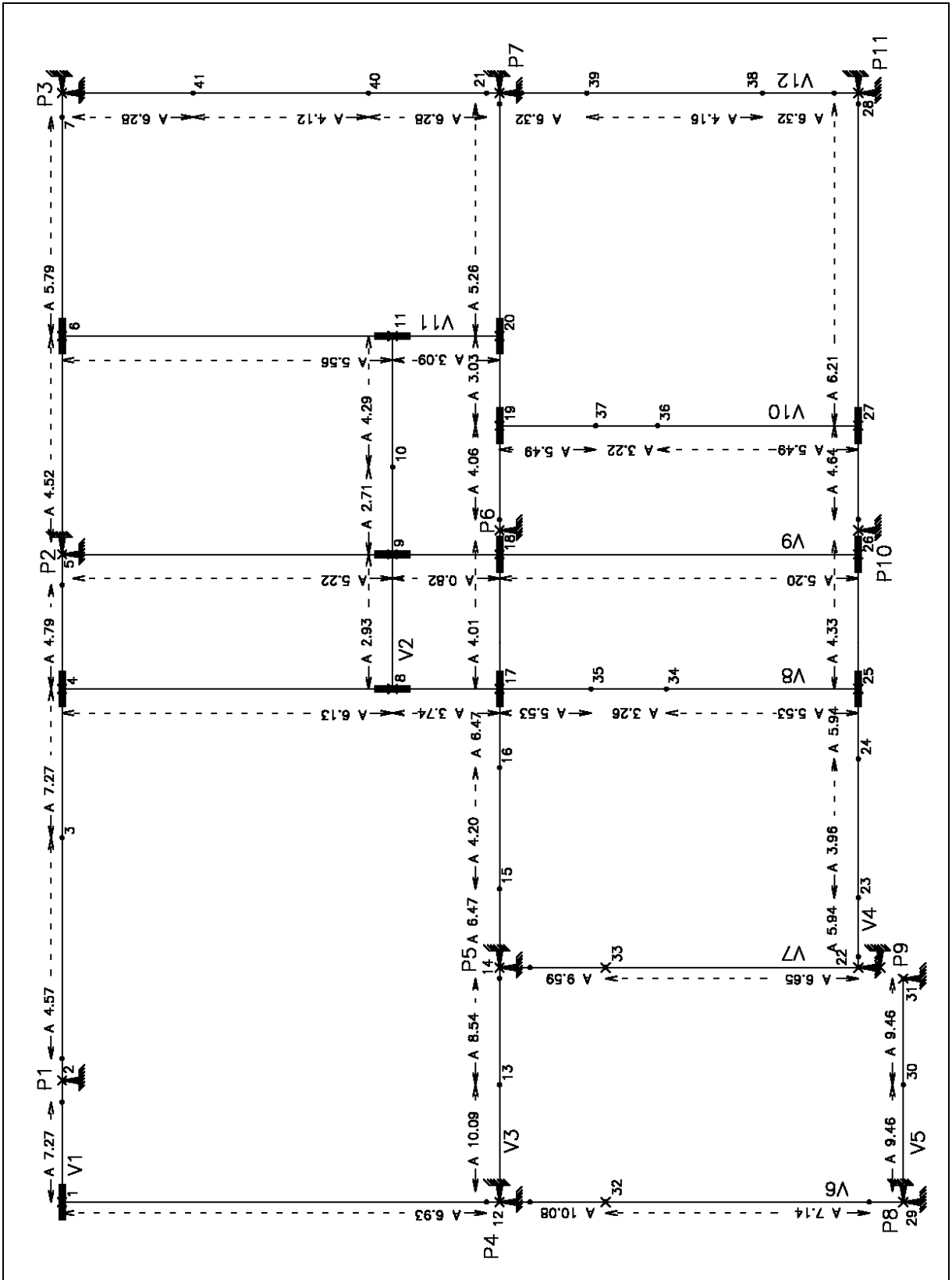


Figura 14: cargas totais distribuídas sobre as vigas

## 4.2 DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DOS ELEMENTOS

A definição das seções transversais de vigas e pilares do primeiro pavimento foi realizada através da comparação das cargas da presente estrutura com as de projetos anteriores, com o mesmo sistema construtivo, chegando-se aos valores presentes na figura 15.

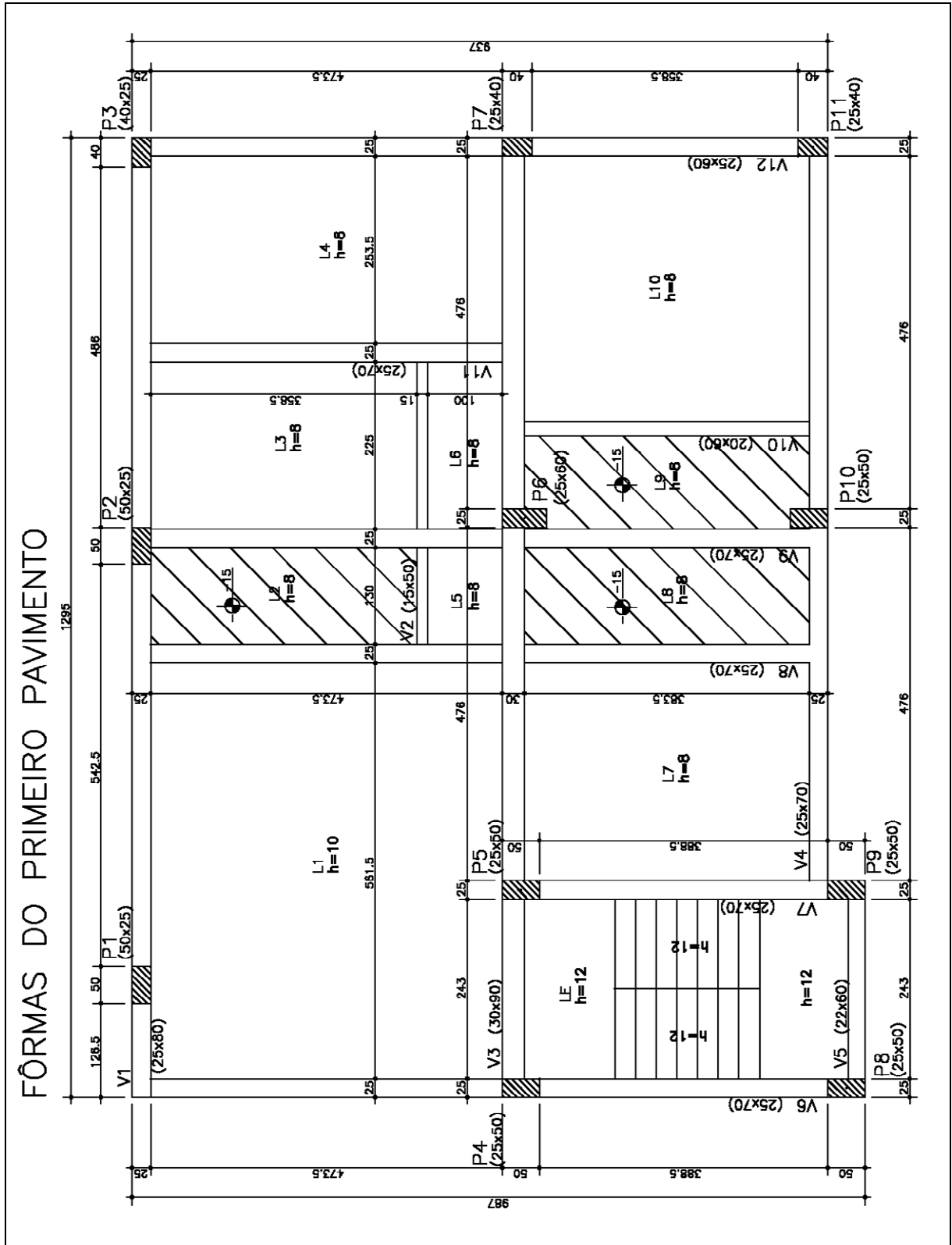


Figura 15: fôrmas do primeiro pavimento (geometria dos elementos)

## 5 ESTUDO DAS VIGAS DO PAVIMENTO

O dimensionamento das vigas com a largura colaborante das lajes formando uma seção T foi previamente estudado. Sua utilização seria interessante, pois proporcionaria um aumento significativo da rigidez das vigas e, com maior área comprimida acrescida pela laje, se poderia até dispensar possíveis armaduras de compressão. Entretanto, devido à assimetria dos pilares e das vigas, presença de rebaixos, além do fato de muitos trechos possuírem apenas metade da largura da mesa colaborante, sua utilização se mostrou de pouca importância para a estrutura em estudo. Sendo assim, os diagramas de solicitações para os modelos de Viga Contínua e de Pórtico Espacial foram obtidos considerando apenas a rigidez da seção retangular das vigas e, conseqüentemente, o dimensionamento das vigas também considerou apenas esta seção. Não foram analisadas todas as vigas do pavimento, apenas as vigas V1, V9 e V12. A viga V1 foi escolhida por apresentar um trecho em balanço. A V9 por apresentar apoios indiretos e diretos. Já a V12 foi escolhida por possuir unicamente apoios diretos.

Segundo Fusco (1995), o dimensionamento de vigas em concreto armado deve respeitar condições que permitam, ao concreto e ao aço, chegar aos limites de sua capacidade resistente, sem prejudicar ou ser prejudicado pelos esforços atuantes no outro material. Para isto, as armaduras não podem ser tratadas como um simples componente resistente à tração, e sim como um elemento integrado à massa de concreto. Desse modo, precisam ser dispostas de forma correta, a fim de evitar fissuras indesejáveis. Baseando-se nesta idéia, passou-se ao dimensionamento das vigas acima referidas.

### 5.1 MODELO DE VIGA CONTÍNUA

O esquema e o carregamento considerados, bem como o diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para as vigas V1, V9 e V12, encontram-se nas figuras 16, 17 e 18, respectivamente. As unidades utilizadas nos diagramas são: tf (tonelada-força) ou tf.m (tonelada força x metro).



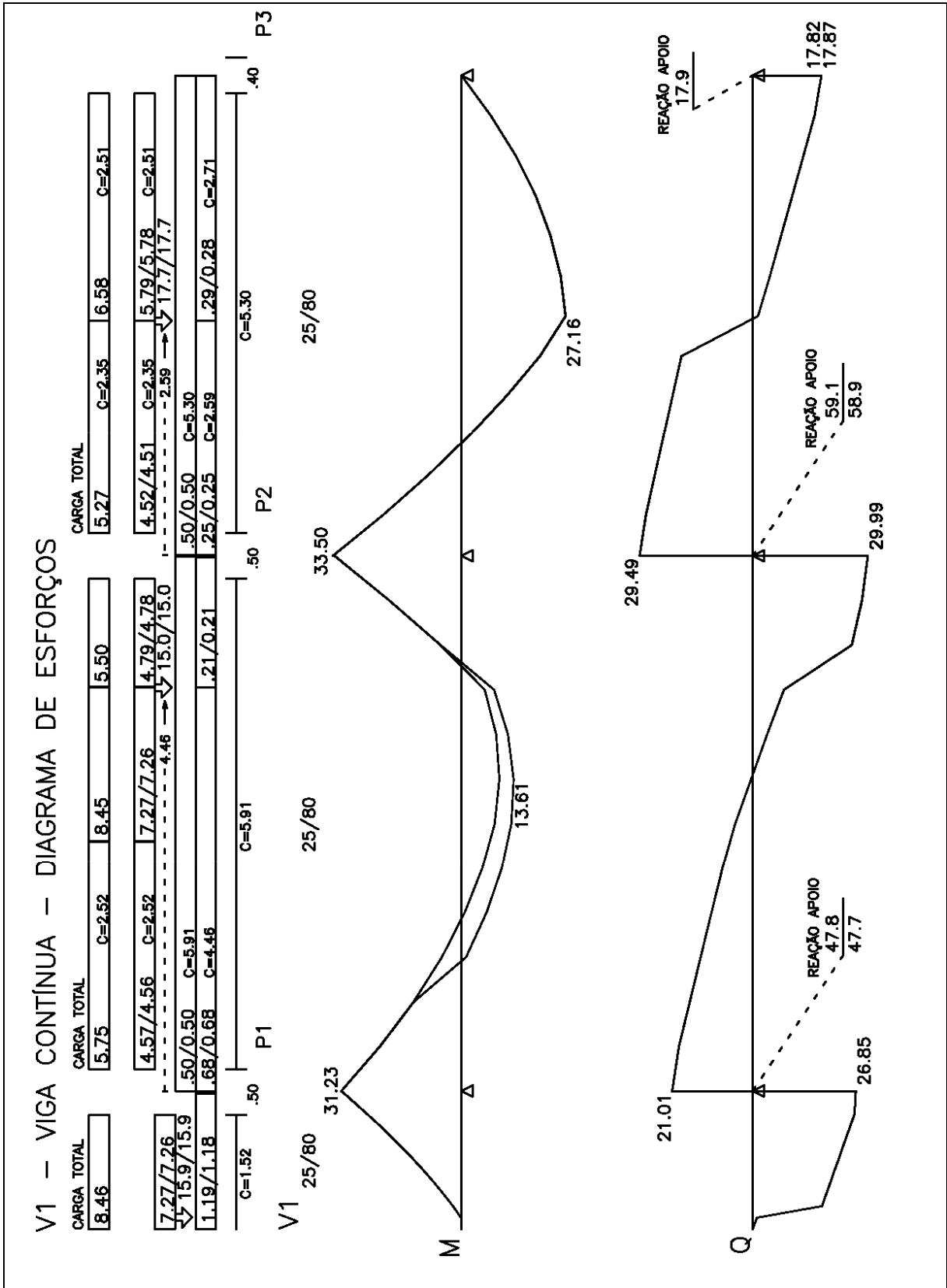


Figura 16: viga 1 - viga contínua - diagrama de esforços

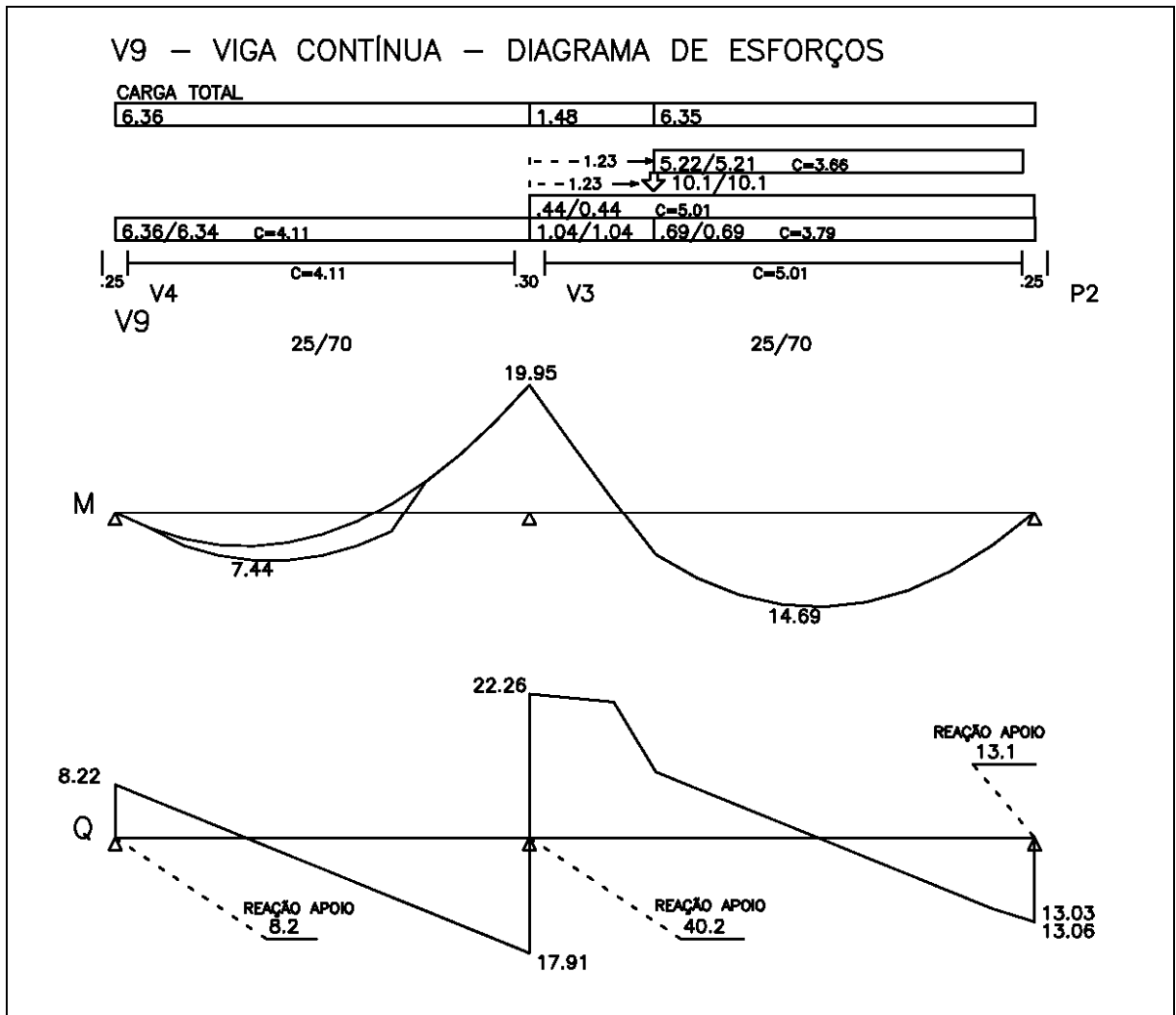


Figura 17: viga 9 - viga contínua - diagrama de esforços

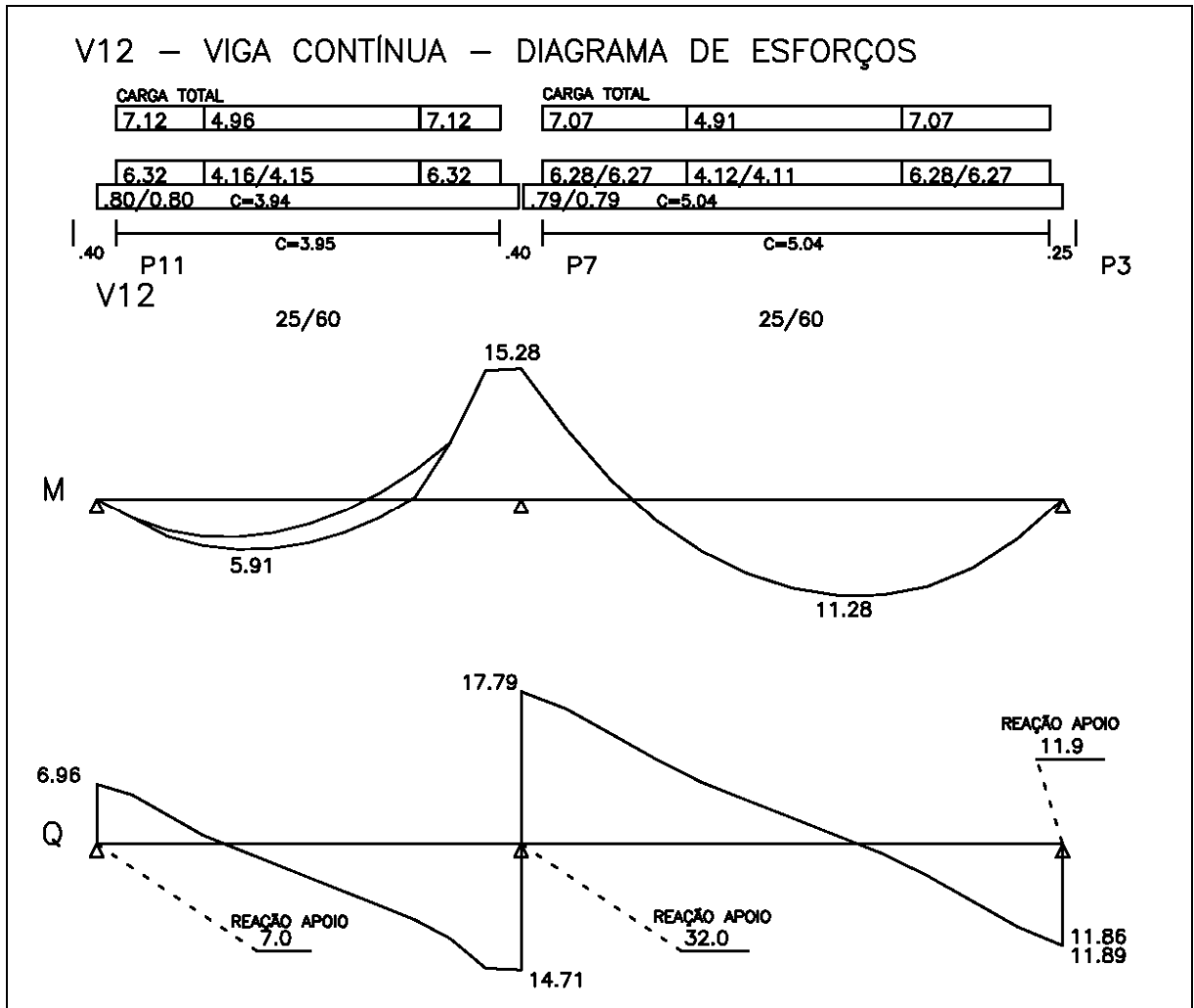


Figura 18: viga 12 - viga contínua - diagrama de esforços

Levando-se em conta as considerações presentes na alínea c, do item 14.6.7.1 da norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), os momentos de solidariedade nos apoios diretos das vigas em estudo são dados pelo quadro 3. As demais correções deste item já estão inseridas nos diagramas.

Características	Viga V1 - Apoio Pilar P3	Viga V9 - Apoio Pilar P2	Viga V12 - Apoio Pilar P11	Viga V12 - Apoio Pilar P3
Momento de engastamento perfeito (tf.m)	26,76	15,04	7,33	12,46
Momento de inércia da viga (cm <sup>4</sup> )	1066666,67	714583,33	450000,00	450000,00
Rigidez da viga (cm <sup>3</sup> )	8035,15	5705,26	5015,32	3557,31
Momento de inércia do pilar (cm <sup>4</sup> )	133333,33	65104,17	133333,33	52083,33
Rigidez do pilar (cm <sup>3</sup> )	2285,71	1116,07	2285,71	892,86
Coefficiente de solidariedade	0,2215	0,1636	0,3131	0,2006
Momento de solidariedade (tf.m)	<b>5,93</b>	<b>2,46</b>	<b>2,29</b>	<b>2,50</b>

Quadro 3: momentos de solidariedade viga x pilar – modelo de viga contínua

As armaduras para combater os esforços solicitantes nas vigas V1, V9 e V12 estão apresentadas nas figuras 19, 20 e 21, respectivamente. O concreto utilizado no dimensionamento dos elementos foi o C25 ( $f_{ck} = 25$  MPa) e o aço foi o CA50 ( $f_{yk} = 500$  MPa).

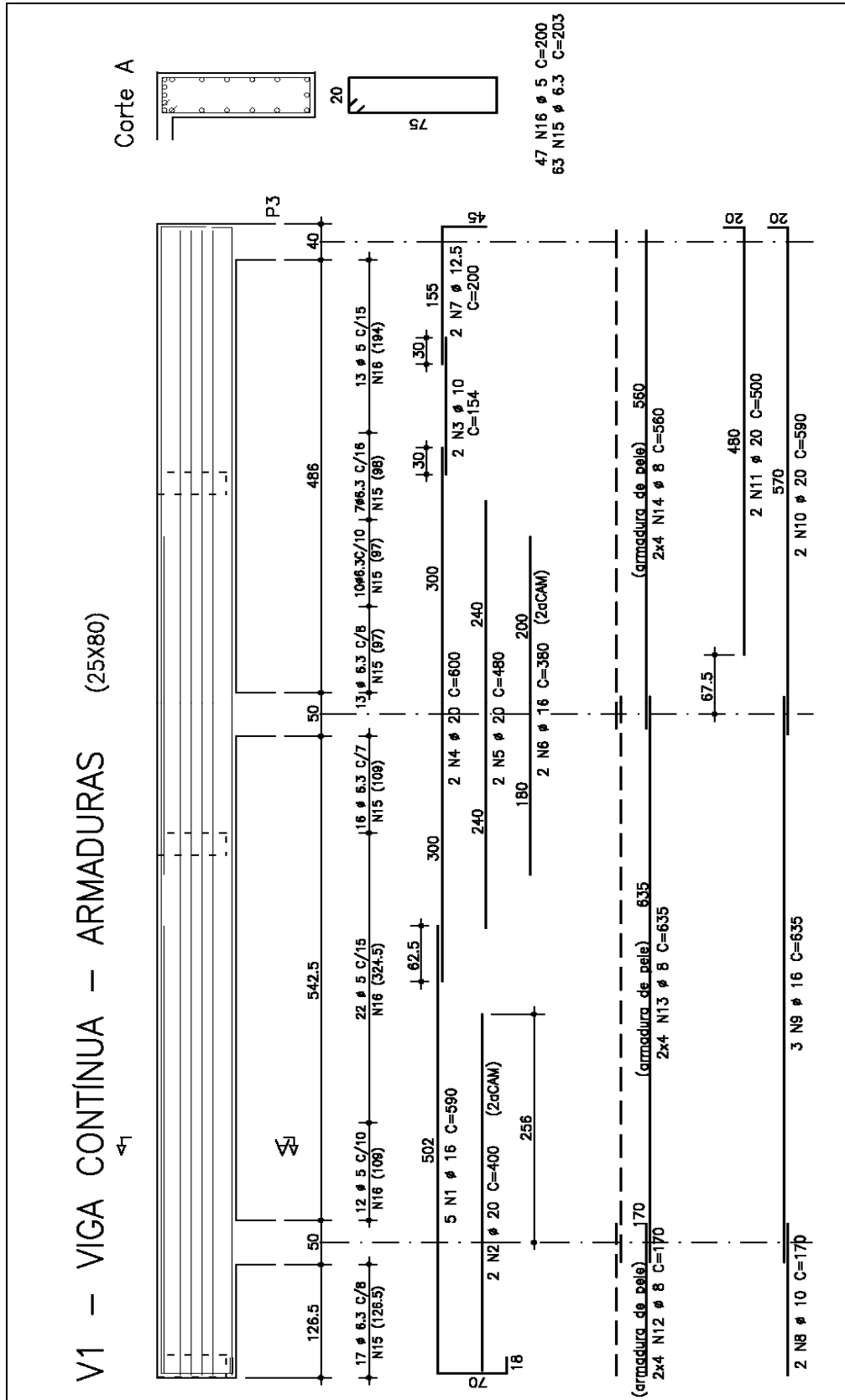


Figura 19: viga 1 - viga contínua - armaduras

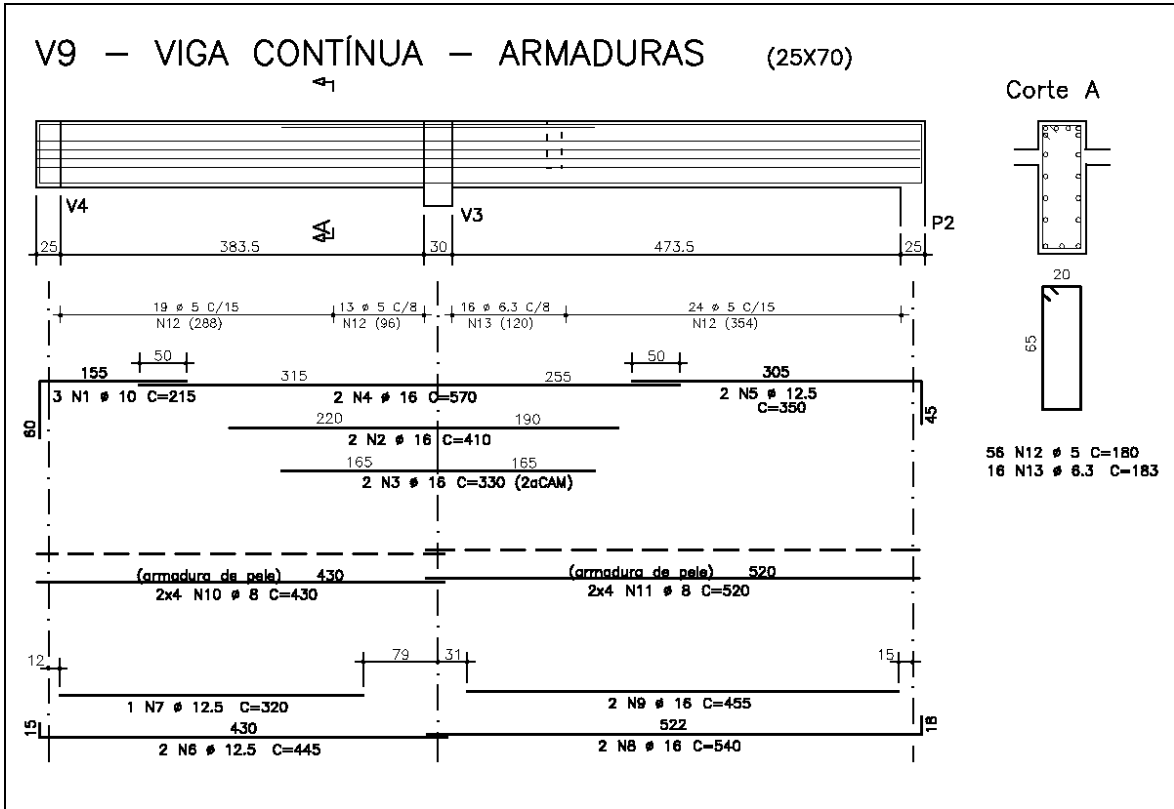


Figura 20: viga 9 - viga contínua - armaduras

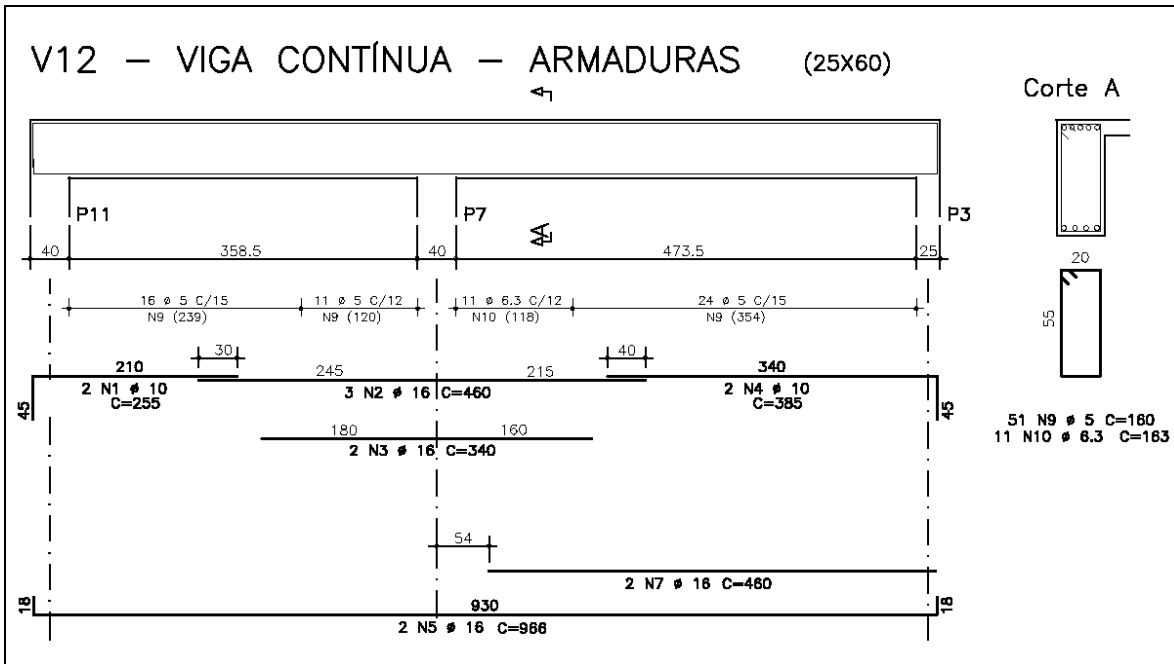


Figura 21: viga 12 - viga contínua - armaduras

## 5.2 MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL

Para este modelo, os diagramas de momentos fletores foram obtidos considerando-se a inércia à torção das vigas dividida por um redutor igual a 100. Ou seja, desprezaram-se 99% da rigidez à torção das vigas, permitindo que estas sofressem deformações provocadas por torção de compatibilidade, sem que fosse necessária armadura adicional para esta finalidade. A modelagem do pórtico espacial foi realizada somente com o esqueleto composto por pilares e vigas, que recebem os carregamentos oriundos das lajes. Assim, tem-se uma melhor comparação entre os dois modelos, pois, se a modelagem fosse realizada como grelha, por exemplo, haveria uma distribuição diferente das reações das lajes nas vigas.

O esquema e o carregamento considerados, bem como o diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para as vigas V1, V9 e V12, encontram-se nas figuras 22, 23 e 24, respectivamente. As unidades utilizadas nos diagramas são: tf (tonelada-força) ou tf.m (tonelada-força x metro).

As armaduras para combater os esforços solicitantes nas vigas V1, V9 e V12 estão apresentadas nas figuras 25, 26 e 27, respectivamente. O concreto utilizado no dimensionamento dos elementos foi o C25 ( $f_{ck} = 25$  MPa) e o aço foi o CA50 ( $f_{yk} = 500$  MPa).

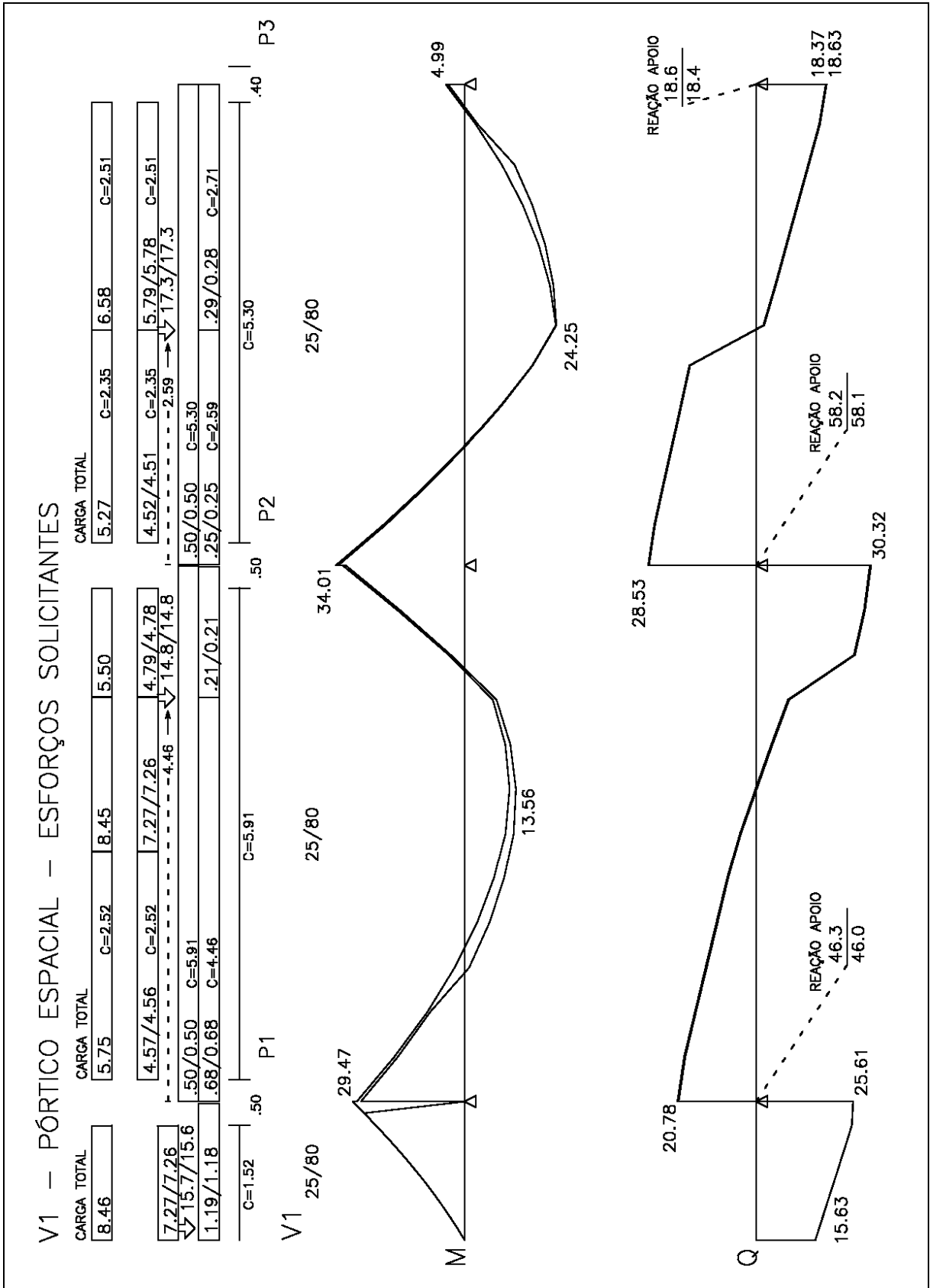


Figura 22: viga 1 - pórtico espacial - diagrama de esforços



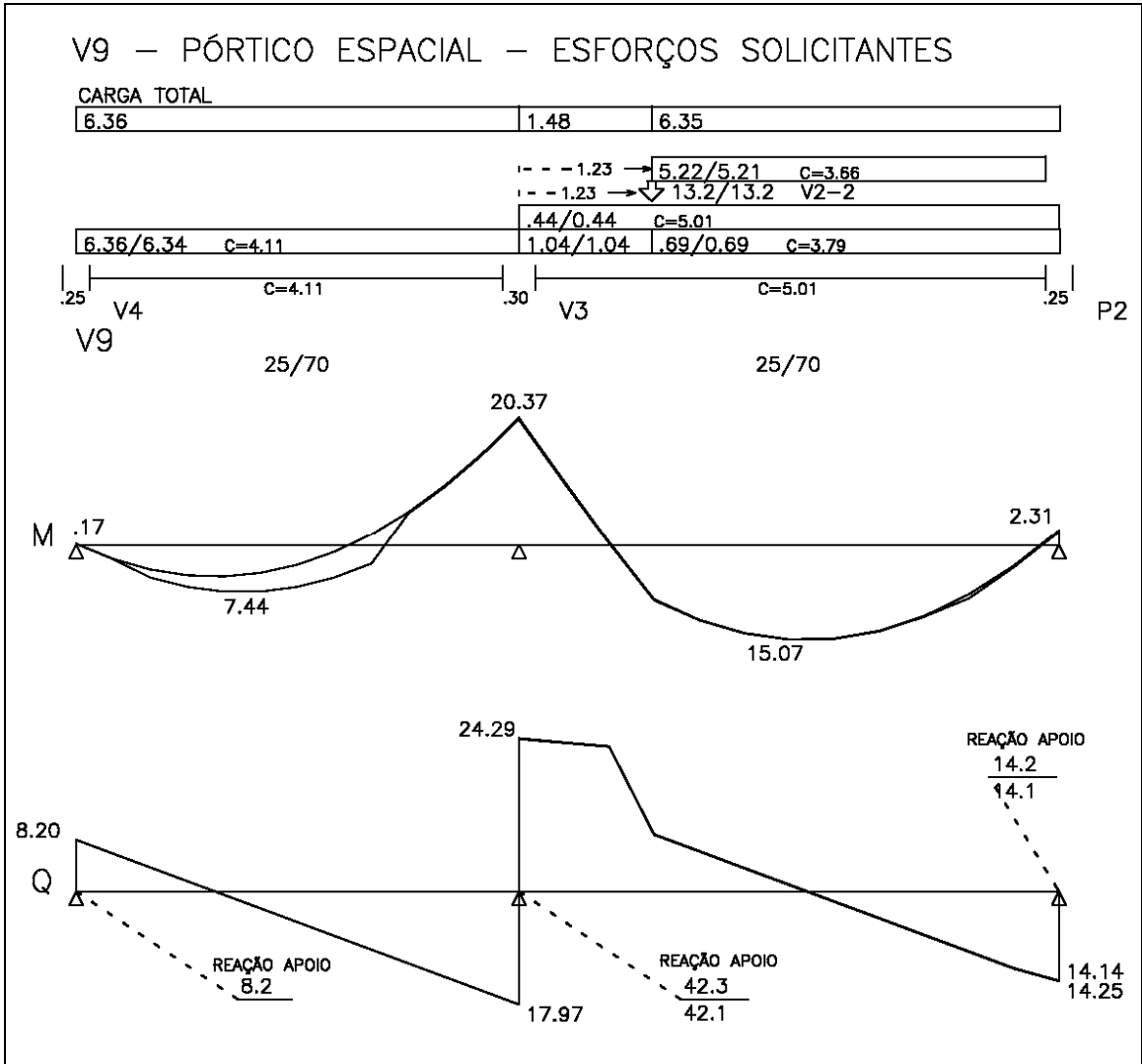


Figura 23: viga 9 - pórtico espacial - diagrama de esforços

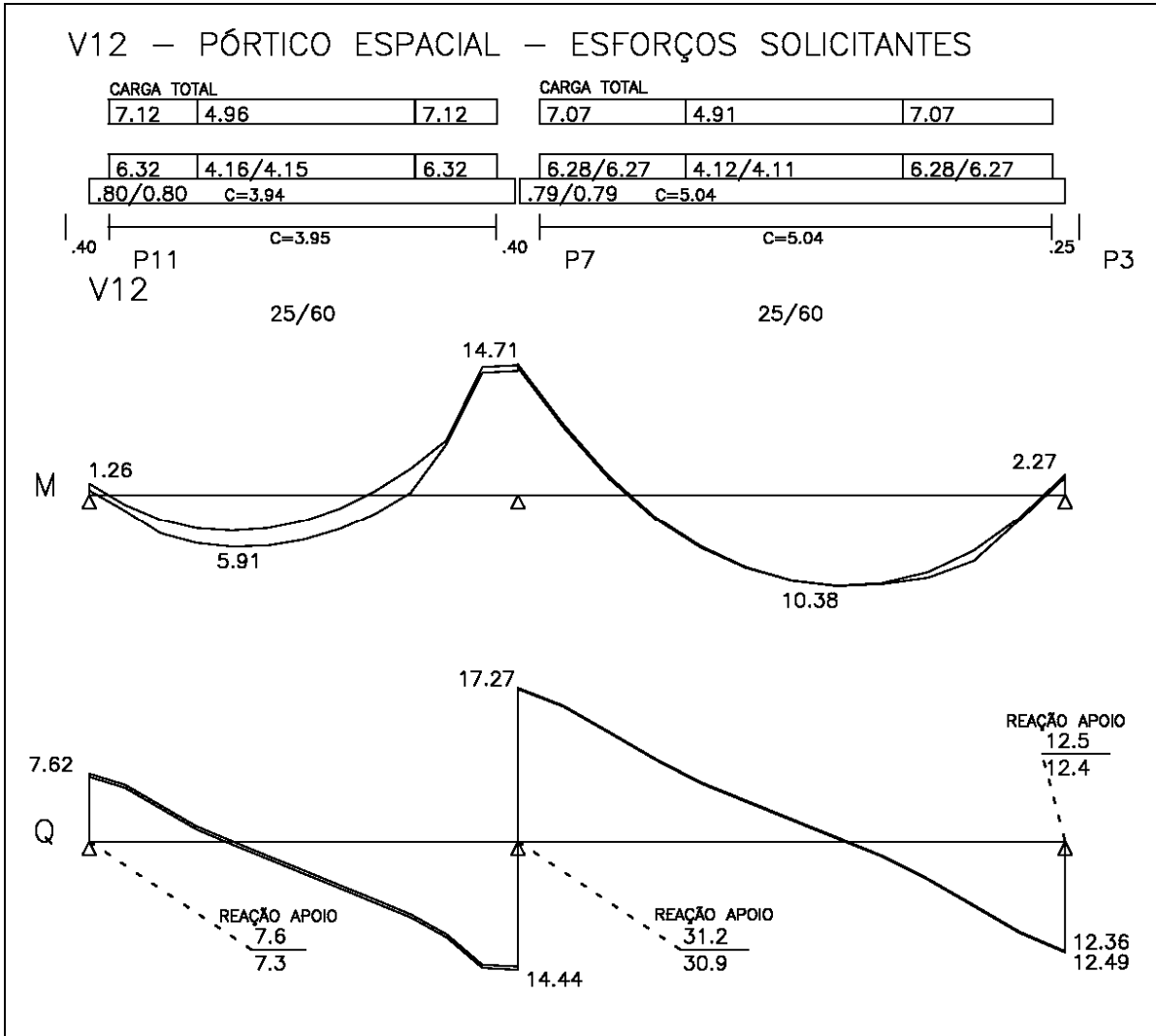


Figura 24: viga 12 - pórtico espacial - diagrama de esforços

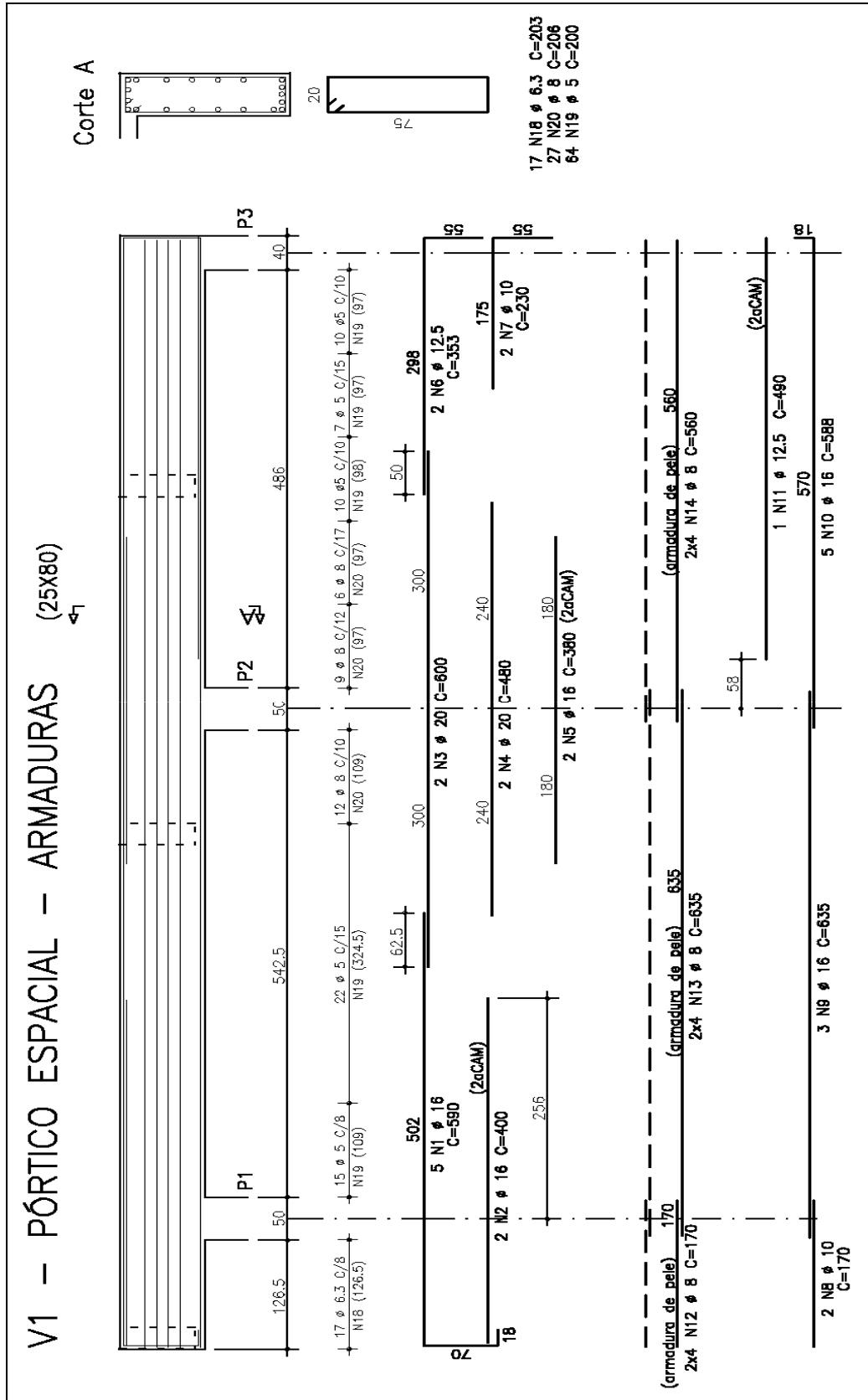


Figura 25: viga 1 - pórtico espacial - armaduras

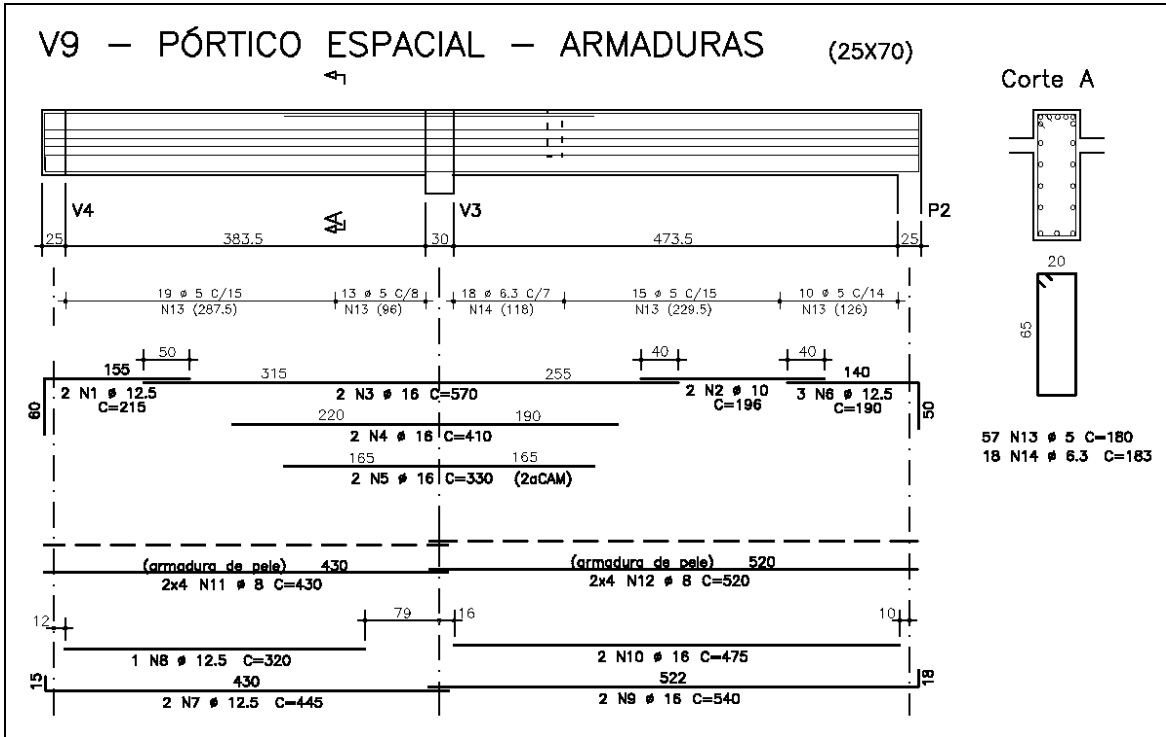


Figura 26: viga 9 - pórtico espacial - armaduras

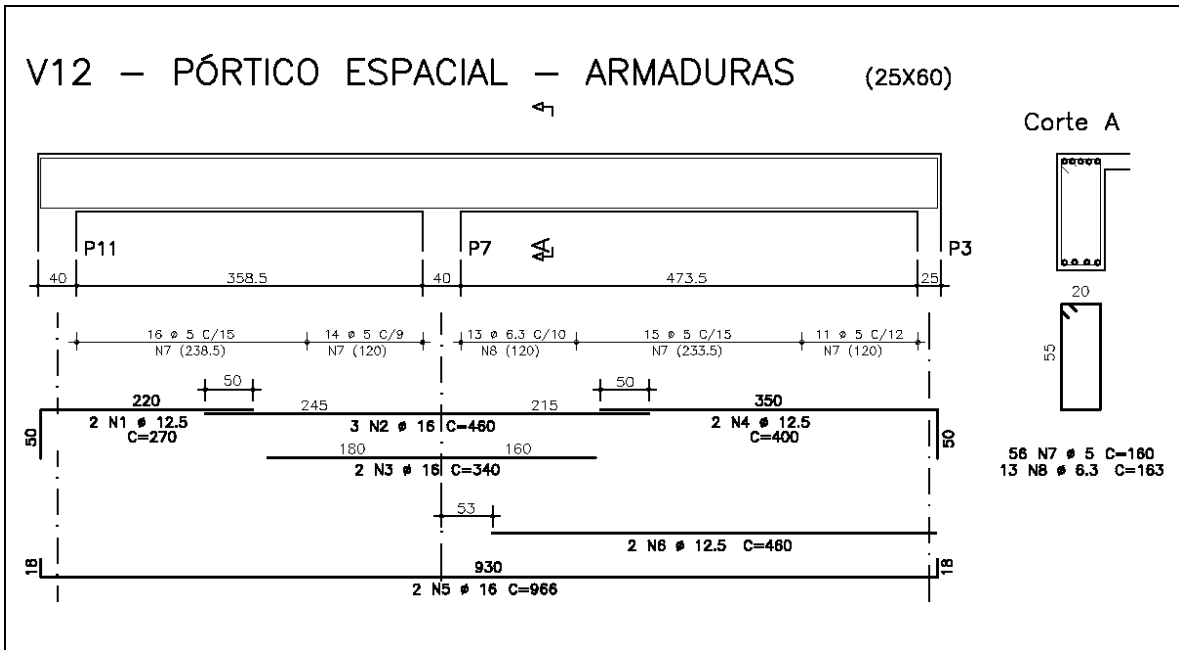


Figura 27: viga 12 - pórtico espacial - armaduras

## 6 ESTUDO DOS PILARES DO PAVIMENTO

A estrutura em estudo foi considerada, para efeito de cálculo, como de nós fixos. Assim, os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Foram analisados os pilares P1, P3 e P11. Estes pilares foram escolhidos, pois recebem esforços de duas vigas analisadas (V1 e V12). O concreto utilizado no dimensionamento destes elementos foi o C25 ( $f_{ck}=25$  MPa) e o aço foi o CA50 ( $f_{yk}=500$  MPa). O comprimento equivalente destes pilares é de 350 cm e os mesmos foram idealizados como engastados na fundação.

### 6.1 MODELO DE VIGA CONTÍNUA

As solicitações oriundas dos efeitos de 1ª ordem nos pilares para o modelo de Viga Contínua estão apresentadas no quadro 4. Deve-se ter em mente que estas solicitações são diferentes daquelas utilizadas para dimensionar efetivamente os elementos; pois, neste caso, devem ser levados em consideração os momentos mínimos. O momento em relação ao eixo y do pilar P11 ( $M_y = 2,05$  tf.m) foi obtido seguindo os parâmetros presentes no quadro 3.

Pilar	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
<b>P1</b>	49,3	0,00	0,00
<b>P3</b>	30,8	2,50	5,93
<b>P11</b>	21,9	2,29	2,05

Quadro 4: solicitações nos pilares pelo modelo de viga contínua

A partir destas solicitações, foram obtidas as áreas de aço necessárias em cada pilar. A figura 28 mostra o detalhamento destas armaduras.

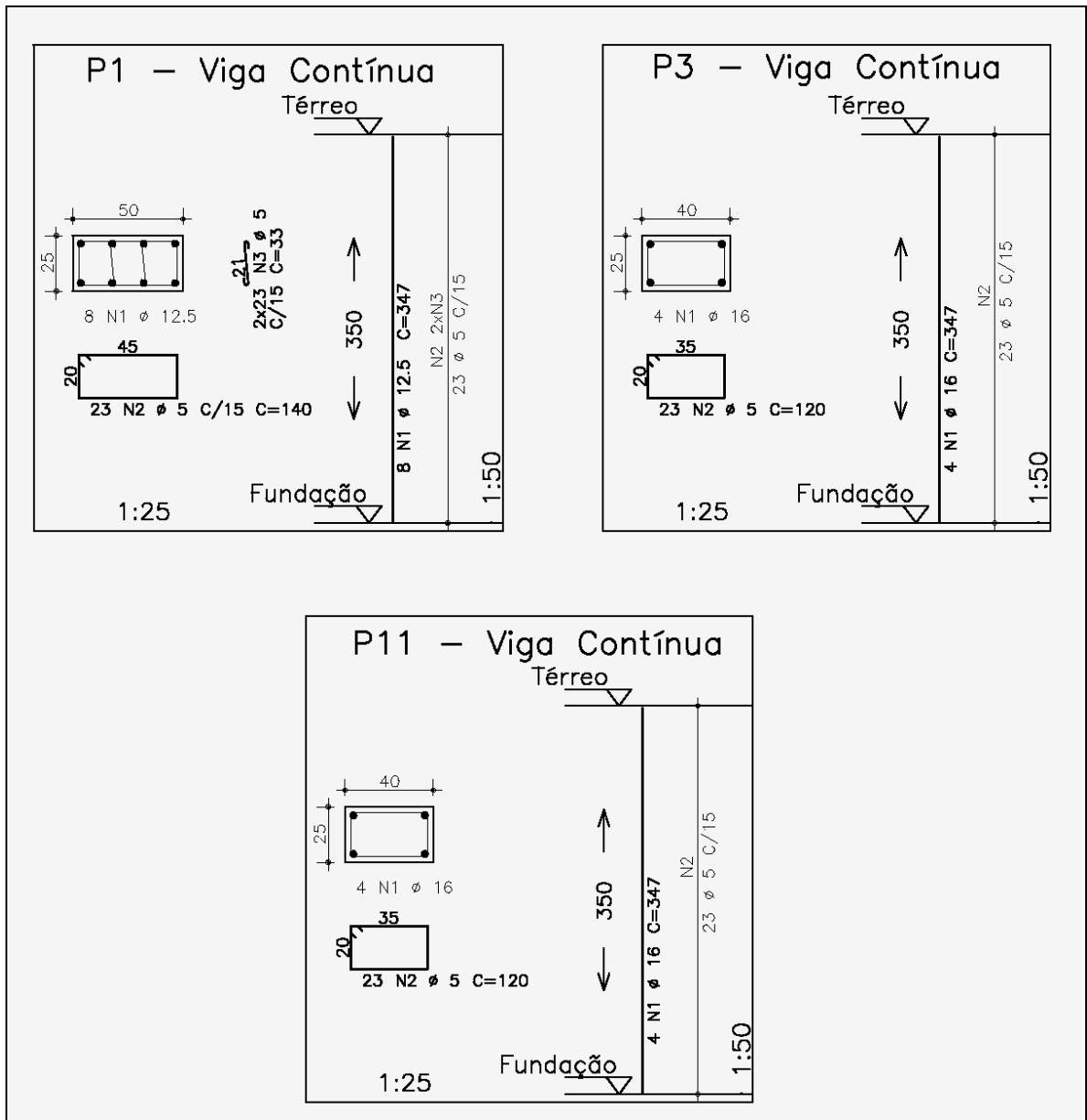


Figura 28: armaduras dos pilares pelo modelo de viga contínua

## 6.2 MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL

As solicitações nos pilares para o modelo de Pórtico Espacial estão presentes no quadro 5. Da mesma forma como no modelo de Viga Contínua, estas solicitações são aquelas oriundas dos efeitos de primeira ordem. Além disso, também são diferentes daquelas utilizadas para dimensionar efetivamente os elementos.

Pilar	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P1	47,6	0,50	0,20
P3	31,9	2,27	4,99
P11	22,6	1,26	0,50

Quadro 5: solicitações nos pilares pelo modelo de pórtico espacial

A partir dessas solicitações, foram obtidas as áreas de aço necessárias em cada pilar. A figura 29 mostra o detalhamento destas armaduras.

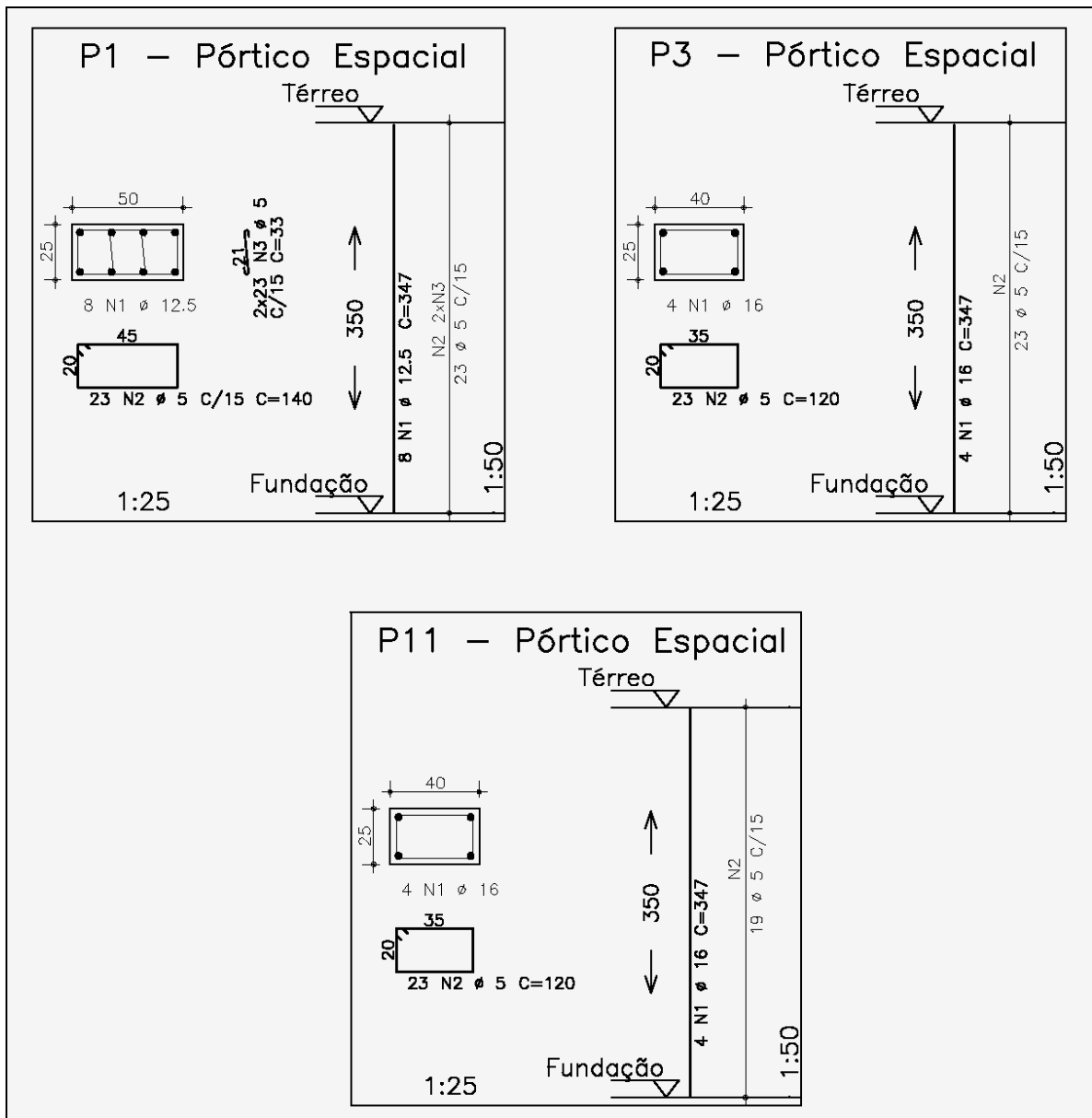


Figura 29: armaduras dos pilares pelo modelo de pórtico espacial

## 7 CONCLUSÕES

### 7.1 VIGAS

O arranjo de armaduras para os dois modelos se mostrou muito similar, basicamente pelo fato da estrutura ser bastante rígida, o que gerou esforços aproximadamente iguais, salvo em pontos críticos, como os apoios ou centros dos vãos. Entretanto, para se ter uma idéia da ordem de grandeza desta similaridade, faz-se necessária uma análise cuidadosa. Foram comparados os momentos, as áreas de armaduras, os esforços cortantes junto aos apoios e o peso total de aço em cada viga. Os esforços se referem a valores característicos, ou seja, não majorados por coeficientes de segurança. Todos os quadros mostram as diferenças percentuais em relação ao modelo de Pórtico Espacial.

O quadro 6 compara os momentos fletores em cada viga para cada modelo.

Quadro Comparativo: Momentos fletores das vigas (tf.m).						
Viga	Modelo	P1	Vão	P2	Vão	P3
<b>V1</b>	Viga Contínua	31,23	13,61	33,5	27,16	5,93
	Pórtico Espacial	29,47	13,56	34,01	24,25	4,99
	Diferença (%)	6,0	0,4	-1,5	12,0	18,8
Viga	Modelo	V4	Vão	V3	Vão	P2
<b>V9</b>	Viga Contínua	0	7,44	19,95	14,69	2,46
	Pórtico Espacial	0,17	7,44	20,37	15,07	2,31
	Diferença (%)	-100,0	0,0	-2,1	-2,5	6,5
Viga	Modelo	P11	Vão	P7	Vão	P3
<b>V12</b>	Viga Contínua	2,46	5,91	15,28	11,28	2,5
	Pórtico Espacial	1,26	5,91	14,71	10,38	2,27
	Diferença (%)	95,2	0,0	3,9	8,7	10,1

Quadro 6: comparação dos momentos fletores nas vigas

Observa-se que a diferença entre momentos fletores não segue nenhum padrão. Nota-se também que na maioria das vigas analisadas, o modelo de Pórtico Espacial apresentou



momentos nos apoios inferiores ao modelo de Viga Contínua. A explicação para este fato é a consideração dos momentos mínimos de solidariedade viga x pilar, presentes no quadro 3. As áreas de aço utilizadas nas vigas, exclusivamente para combater os momentos fletores, estão mostradas no quadro 7.

Quadro Comparativo : Área de aço máxima utilizada (cm <sup>2</sup> ) devido aos momentos fletores						
Viga	Modelo	P1	Vão	P2	Vão	P3
<b>V1</b>	Viga Contínua	16,33	6,03	16,58	12,56	2,46
	Pórtico Espacial	14,07	6,03	16,58	11,28	4,04
	Diferença (%)	16,1	0,0	0,0	11,3	-39,1
Viga	Modelo	V4	Vão	V3	Vão	P2
<b>V9</b>	Viga Contínua	2,37	3,69	12,06	8,04	2,46
	Pórtico Espacial	2,46	3,69	12,06	8,04	3,69
	Diferença (%)	-3,7	0,0	0,0	0,0	-33,3
Viga	Modelo	P11	Vão	P7	Vão	P3
<b>V12</b>	Viga Contínua	1,58	4,02	10,05	8,04	1,58
	Pórtico Espacial	2,46	4,02	10,05	6,48	2,46
	Diferença (%)	-35,8	0,0	0,0	24,1	-35,8

Quadro 7: comparação da área de aço utilizada devido aos momentos fletores

Vê-se que existe uma pequena diferença nas armaduras. O fato de sete diferentes seções analisadas apresentarem a mesma seção de aço comprova esta afirmação. Entretanto, também é possível observar diferenças elevadas como, por exemplo, no apoio P11 da Viga V12 e nos apoios das três vigas nos pilares P2 e P3. Isso ocorreu porque o modelo de Pórtico Espacial considera a interação entre os elementos, havendo, assim, necessidade de uma maior área de armadura na interface dos mesmos para garantir a devida solidariedade.

Os diagramas de esforço cortante também foram avaliados. O quadro 8 mostra que a diferença foi muito pequena, não ultrapassando 9% . Conseqüentemente, as armaduras também resultaram similares, mostrando que a distribuição das cargas nos pilares para os dois modelos foi quase idêntica, provavelmente resultado da elevada rigidez da estrutura.

Quadro Comparativo : Esforços cortantes junto aos apoios (tf).						
Viga	Modelo	À esquerda de P1	À direita de P2	À esquerda de P2	À direita de P2	P3
<b>V1</b>	Viga Contínua	26,85	21,01	29,99	29,49	17,87
	Pórtico Espacial	25,81	20,78	30,32	28,53	18,63
	Diferença (%)	4,0	1,1	-1,1	3,4	-4,1
Viga	Modelo	V4	À esquerda de V3	À direita de V4	P2	
<b>V9</b>	Viga Contínua	8,22	17,91	22,26	13,06	
	Pórtico Espacial	8,20	17,97	24,29	14,25	
	Diferença (%)	0,2	-0,3	-8,4	-8,4	
Viga	Modelo	P11	À esquerda de P7	À direita de P7	P3	
<b>V12</b>	Viga Contínua	6,96	14,71	17,79	11,89	
	Pórtico Espacial	7,62	14,44	17,27	12,49	
	Diferença (%)	-8,7	1,9	3,0	-4,8	

Quadro 8: comparação dos esforços cortantes junto aos apoios

Por fim, analisou-se o peso de aço total utilizado no dimensionamento das vigas para o esforço cortante e o momento fletor para cada modelo (ver quadro 9). Assim, foi possível avaliar se o modelo de Pórtico Espacial, supostamente mais fiel e preciso, conduz realmente à estrutura mais econômica.

Quadro Comparativo : Peso de aço total (kg).		
Viga	Modelo	Peso de aço (kg)
<b>V1</b>	Viga Contínua	319,05
	Pórtico Espacial	316,46
	Diferença (%)	0,8
Viga	Modelo	Peso de aço (kg)
<b>V9</b>	Viga Contínua	150,60
	Pórtico Espacial	154,07
	Diferença (%)	-2,3
Viga	Modelo	Peso de aço (kg)
<b>V12</b>	Viga Contínua	104,12
	Pórtico Espacial	106,19
	Diferença (%)	-2,0
Viga	Modelo	Peso de aço (kg)
<b>V1, V9 e V12</b>	Viga Contínua	573,76
	Pórtico Espacial	576,72
	Diferença (%)	-0,5

Quadro 9: peso de aço total para as vigas em cada modelo

Na figura 30, pode-se observar graficamente o exposto no quadro 9. Vê-se que, na viga V1, o peso de aço é superior para o modelo de Viga Contínua. Já considerando as três vigas, tem-se uma diferença de 0,5 % a mais de aço para o modelo de Pórtico Espacial. Conclui-se, portanto, que nenhum dos modelos é consideravelmente mais econômico para o projeto analisado e que a hipótese inicial deste trabalho é refutada.

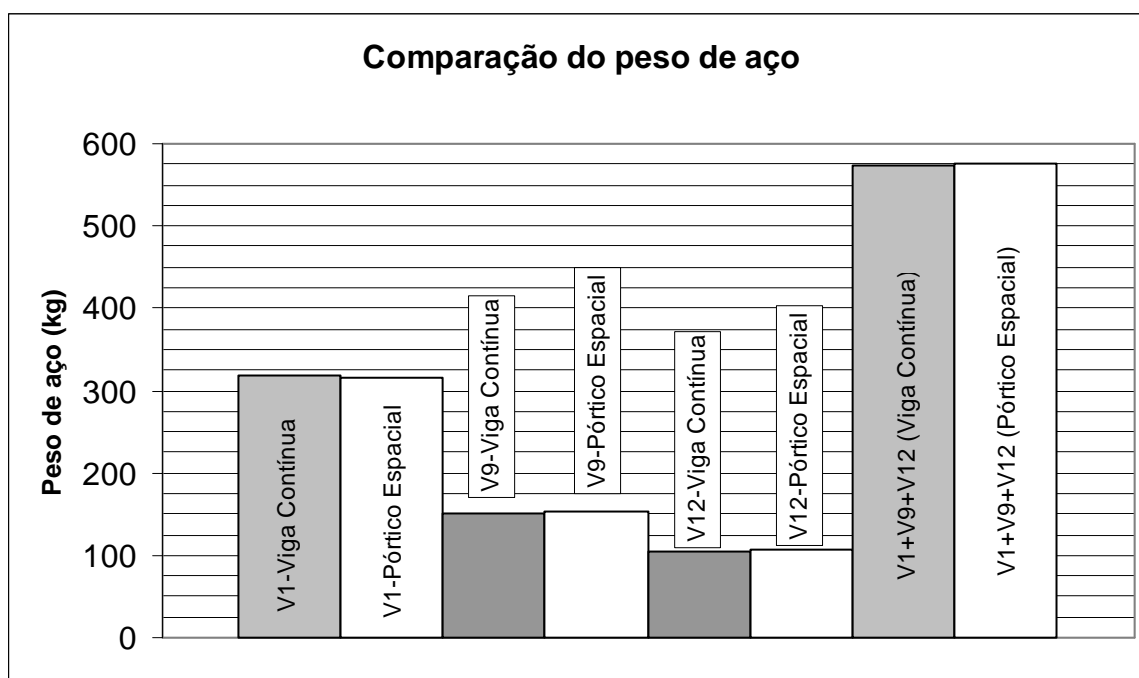


Figura 30: comparação do peso total de aço das vigas

## 7.2 PILARES

Através do quadro 10, é possível se verificar que a diferença entre as solicitações dos dois modelos foi elevada, principalmente em relação aos momentos fletores. Entretanto, isso não significou diferenças nas armaduras, pois os esforços são bastante baixos quando comparados ao que poderia ser suportado, resultando em armaduras mínimas prescritas por norma. O quadro 11 mostra a comparação do quantitativo de aço em cada pilar.

Quadro Comparativo: Solicitações nos pilares				
Pilar	Modelo	Força normal (tf)	Momento eixo X (tf.m)	Momento eixo Y (tf.m)
<b>P1</b>	Viga Contínua	49,30	0,00	0,00
	Pórtico Espacial	47,60	0,50	0,20
	Diferença (%)	3,57	-100,00	-100,00
Viga	Modelo	Força normal (tf)	Momento eixo X (tf.m)	Momento eixo Y (tf.m)
<b>P3</b>	Viga Contínua	30,80	2,50	5,93
	Pórtico Espacial	31,90	2,27	4,99
	Diferença (%)	-3,45	10,13	18,84
Viga	Modelo	Força normal (tf)	Momento eixo X (tf.m)	Momento eixo Y (tf.m)
<b>P11</b>	Viga Contínua	21,90	2,29	2,05
	Pórtico Espacial	22,60	1,26	0,50
	Diferença (%)	-3,10	81,75	-310,00

Quadro 10: solicitações nos pilares em cada modelo

Quadro Comparativo: Peso de aço total (kg).		
Pilar	Modelo	Peso de aço (kg)
<b>P1</b>	Viga Contínua	35,31
	Pórtico Espacial	35,31
	Diferença (%)	0,0
Viga	Modelo	Peso de aço (kg)
<b>P6</b>	Viga Contínua	26,64
	Pórtico Espacial	26,64
	Diferença (%)	0,0
Viga	Modelo	Peso de aço (kg)
<b>P9</b>	Viga Contínua	26,64
	Pórtico Espacial	26,64
	Diferença (%)	0,0

Quadro 11: peso total de aço para os pilares em cada modelo

Observando o quadro 11, percebe-se que os dois modelos geraram o mesmo quantitativo de aço para cada um dos pilares. Conclui-se, portanto, que a diferença entre os esforços não foi suficiente para alterar o dimensionamento dos elementos. O principal responsável por isso ter ocorrido é a elevada rigidez da estrutura. Se esta fosse mais esbelta, ou seja, permitisse maiores deformações, provavelmente haveria diferenças significativas nos esforços, principalmente nos momentos fletores, levando a maiores diferenças nas armaduras. Assim, nenhum dos dois modelos se mostrou significativamente mais econômico para a estrutura analisada.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

CEB-FIP: Model Code 1990. **Bulletin d'Information N. 213-214**, 1993.

CÔRREA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M.; BITTENCOURT, T. Conceitos de Análise Estrutural. In: Isaia, G. C. (Ed.). **IBRACON - CONCRETO: ENSINO, PESQUISA E REALIZAÇÕES**. v.1. São Paulo, 2005. p.109-141.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

GIONGO, J. S. **Projeto estrutural de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo. 2002.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto**: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.v.1.