



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil

Natália de Oliveira Assis

**PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO
ARMADO UTILIZANDO O PROGRAMA TQS**

Ouro Preto

2019

Processo de dimensionamento de estruturas em concreto armado utilizando o
programa TQS

Natália de Oliveira Assis

Monografia de conclusão de curso para
obtenção do grau de Engenheiro Civil na
Universidade Federal de Ouro Preto
defendida e aprovada em 23 de julho de
2019 como parte dos requisitos para a
obtenção do Grau de Engenheiro Civil.
Banca examinadora:

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Francisco Célio de Araújo, Dr.-Ing. - UFOP

Ouro Preto

2019

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

A848p Assis, Natalia de Oliveira .

Processo de dimensionamento de estruturas em concreto armado utilizando o programa TQS .
[manuscrito] / Natalia de Oliveira Assis. - 2019.

95 f.: il.: color., gráf., tab..

Orientador: Prof. Dr. Francisco Célio de Araújo.

Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas.

1. Engenharia de estruturas. 2. Concreto armado. 3. Análise estrutural - Engenharias. I. Assis, Natalia de Oliveira . II. Araújo, Francisco Célio de. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624

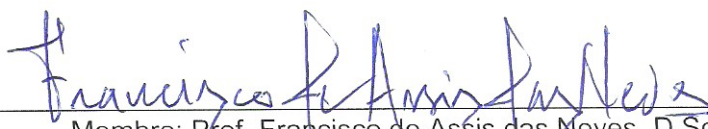
Processo de dimensionamento de estruturas em concreto armado utilizando o
programa TQS

Natália de Oliveira Assis

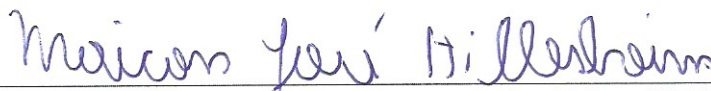
Monografia de conclusão de curso para
obtenção do grau de Engenheiro Civil na
Universidade Federal de Ouro Preto
defendida e aprovada em 23 de julho de
2019 como parte dos requisitos para a
obtenção do Grau de Engenheiro Civil.
Banca examinadora:



Orientador: Prof. Francisco Célio de Araújo, Dr.Ing.- UFOP



Membro: Prof. Francisco de Assis das Neves, D.Sc. - UFOP



Membro: Prof. Maicon José Hillesheim, M.Sc. - UNEMAT

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, aos meus pais pelo apoio, aos meus professores pelos conhecimentos passados, especialmente meu orientador Francisco Célio de Araújo. Meu muito obrigada a todos aqueles que me ajudaram a concluir minha caminhada.

RESUMO

Nesse trabalho foi proposto o dimensionamento computacional da estrutura de um edifício em concreto armado usando o software TQS, programa comercial. Para o dimensionamento considerou-se o projeto arquitetônico de um edifício de 5 pavimentos, definiu-se um modelo estrutural e dimensionou-se as vigas, os pilares e as lajes. Determinaram-se então as cargas atuantes no sistema estrutural, calcularam-se os esforços nos elementos (vigas e pilares) e as respectivas áreas de aço.

Palavras-chaves: estruturas, concreto armado, análise estrutural.

ABSTRACT

In this work, one has proposed to size the structural system of a reinforced concrete building using the TQS software, a commercial computer program. For that, the architectural project of a 5-storey building has been considered, based on which the structural model, composed of beams, pillars and plates, has been set up. The loads acting on the structural system have then been determined, and the proposed structural system eventually sized.

Keywords: reinforced concrete structures, sizing using theTQS software.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	V
Resumo	VI
Abstract.....	VII
Sumário	VIII
1 Introdução	1
1.1 Objetivo	2
1.1.1 Objetivos Específicos	2
2 Revisão Bibliográfica.....	3
2.1 Análise Estrutural	3
2.2 Modelo estrutural	3
2.2.1 Métodos aproximados + vigas continuas	4
2.2.2 Viga e pilares	5
2.2.3 Grelha de vigas e lajes.....	5
2.2.4 Pórtico Plano.....	6
2.2.5 Pórtico espacial	7
2.3 Concreto armado	9
2.3.1 Dimensionamento de Estruturas em Concreto Armado	10
2.3.2 Domínios de Deformação.....	13
3 Metodologia.....	18
3.1 Edifício de Múltiplos Pavimentos	18
3.1.1 Descrição do edifício	18

3.1.2	Lançamento preliminar da estrutura.....	21
3.1.3	Definição dos materiais	26
3.2	Lajes	28
3.2.1	Carregamentos	28
3.3	Vigas.....	32
3.3.1	Carregamentos	32
3.4	Vento	37
3.5	Dimensionamento no Programa Comercial CAD/TQS	40
4	Resultados	42
4.1	Lajes	42
4.2	Vigas.....	45
4.3	Pilares.....	49
4.4	Consumo de materiais.....	53
5	Conclusão	54
	Referências.....	55
	ANEXO A – TABELA DE FERROS DAS LAJES	57
	ANEXO B – TABELA DE FERROS DE VIGAS.....	67
	ANEXO C – RELATÓRIO DE PILARES	88

1 INTRODUÇÃO

“A estrutura de uma edificação é a parte da construção que resiste às diversas ações e garante o seu equilíbrio.” (CARVALHO & FILHO, 2014). O conjunto dos elementos que compõem a estrutura, vigas, pilares e lajes, formam o sistema estrutural e podem ser construídos por diferentes materiais, tais como madeira, aço e concreto. No mercado nacional destaca-se a utilização do concreto armado como um dos principais materiais que compõe as estruturas.

A obtenção do sistema estrutural de uma edificação é feita a partir de um projeto estrutural, cujo resultado é a especificação de uma estrutura completa e abrange seus aspectos gerais, por exemplo: locação e detalhes necessários para a sua construção (MARTHA, 2010).

O projeto estrutural envolve várias fases, algumas delas são a análise estrutural e o dimensionamento. Na análise estrutural estimam-se as cargas que atuarão na vida útil da estrutura, e determinam-se os correspondentes deslocamentos e esforços internos que são usados então em seu dimensionamento. Já o dimensionamento consiste na determinação dos requisitos necessários para que a estrutura resista aos esforços aos quais ela está submetida.

Como forma de padronizar a elaboração dos projetos estruturais existem normas técnicas que garantem também a qualidade do produto final. Temos como exemplos:

- Eurocode 2: *Design of concrete structures* (Norma Europeia);
- ACI 318-14 - *Building Code Requirements for Structural Concrete* (Norma Americana);
- ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (Norma Brasileira).

A norma brasileira (ABNT NBR 6118:2014) estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido,

excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais. E é esta norma que será seguida nos dimensionamentos realizados nesse Trabalho de Conclusão de Curso.

1.1 Objetivo

O objetivo deste trabalho de conclusão de curso é realizar um estudo do dimensionamento de uma estrutura de uma edificação de 5 pavimentos em concreto armado utilizando o programa comercial TQS. O dimensionamento realizado considerou cargas solicitantes permanentes e acidentais inclusive o vento.

1.1.1 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, tem-se os seguintes itens:

- lançar as cargas atuantes em todos os elementos estruturais;
- processar o edifício no programa TQS e fazer as modificações necessárias de acordo com os erros encontrados e outras necessidades.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Análise Estrutural

A análise estrutural é uma das etapas do projeto estrutural e corresponde à previsão do comportamento da estrutura. Para realização desta análise considera-se comumente o sistema estrutural como reticulado, ou seja, constituído por barras que possuem um eixo definido. Esta fase fornece os valores dos esforços, reações de apoio, deslocamentos e deformações da estrutura.

Os deslocamentos e demais ações decorrentes da análise estrutural podem ser calculados por dois métodos clássicos: pelo Método das Forças e pelo Método dos Deslocamentos ou também chamado Método da Rigidez Direta (MRD). No método das forças, as incógnitas são reações e/ou esforços (forças) redundantes ao equilíbrio estático de uma estrutura. Já no MRD as incógnitas do problema são os deslocamentos dos nós devidamente escolhidos na estrutura (SORIANO, 2005). Este segundo método é mais adequado para implementação computacional. Nele obtém-se um sistema de equações de equilíbrio entre as ações das solicitações externas e esforços internos, decorrentes da deformação dos elementos.

Na década de 60 os computadores passaram a serem utilizados na realização da análise estrutural. Com a evolução dos programas dessa área desde os anos 90 a maioria dos escritórios de cálculo estrutural abandonaram a resolução manual e adotaram o método computacional. Existem alguns pacotes comerciais que podem ser usados nessa simulação do comportamento de estruturas, tais como Ansys, CypeCad, TQS e SAP2000.

2.2 Modelo estrutural

O modelo estrutural trata-se da representação no computador da estrutura real. Existem vários tipos de modelos que podem ser adotados e alguns destes estão descritos a seguir.

2.2.1 Métodos aproximados + vigas continuas

Neste modelo, os esforços e flechas nas lajes são obtidos a partir de métodos aproximados, tais como Marcus e Czerny. As cargas das lajes são repassadas para as vigas por área de influência. Os esforços e flechas nas vigas são determinadas por meio do modelo de viga contínua com apoio simples que simulam os pilares. As reações nos apoios considerados na análise das vigas são transferidas aos pilares como carga concentrada (KIMURA, 2007).

Por se tratar de um modelo simplificado, seu uso é limitado em estruturas mais complexas devido a alguns fatores, são eles:

- calcula-se lajes, vigas e pilares separadamente desconsiderando-se que eles trabalham em conjunto no edifício real, que é de uma estrutura monolítica;
- não considera a transferência de momento entre vigas e pilares;
- a geometria das lajes que podem ser calculadas por esse método está limitada as disponíveis nos métodos aproximados;
- a utilização de áreas de influência para distribuir as cargas só pode ser feita para lajes que possuam geometria regular, distribuição uniforme de carga e condições de apoio bem definidas;
- efeitos horizontais, como vento e empuxo, não são considerados.

Devido as diversas aproximações desse método, seu uso foi abandonado para cálculo de edifícios e é geralmente utilizado somente para conferência de resultados. A Figura 1 exemplifica esse modelo.

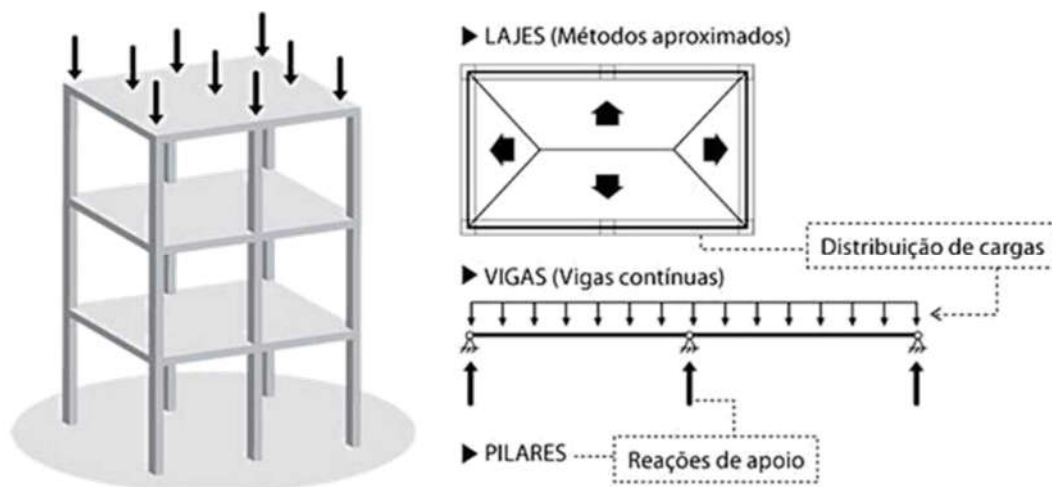


Figura 1 – Modelo de métodos aproximados + vigas contínuas (KIMURA, 2007)

2.2.2 Viga e pilares

Esse modelo é uma adaptação do modelo clássico de vigas contínuas que modela junto à viga os lances de pilares inferior e superior como mostrado na Figura 2 em vez da utilização de apoio simples. Possui as mesmas limitações do modelo anterior com exceção da desconsideração da interação entre os pilares e as vigas.

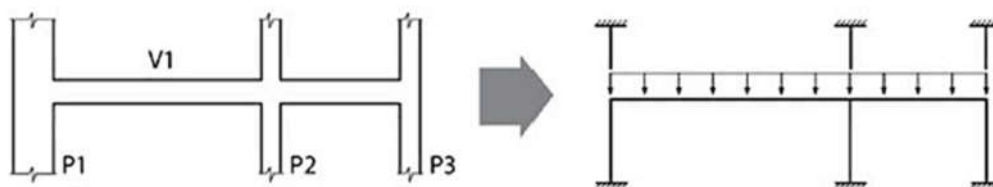


Figura 2 – Modelo estruturas de vigas e pilares (KIMURA, 2007)

2.2.3 Grelha de vigas e lajes

É um modelo destinado a análise de um pavimento. As vigas e lajes são representadas por elementos lineares que formam uma malha e estão submetidas

a cargas perpendiculares ao plano horizontal que se encontram como mostrado na Figura 3.

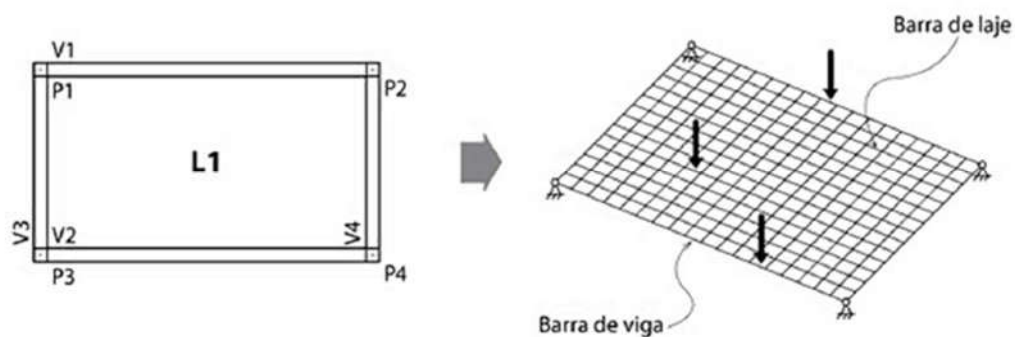


Figura 3 – Modelo estrutural de grelha somente de vigas

Nesse modelo considera-se a transferência de cargas não ocorre mais por áreas de influência, a distribuição de esforços será de acordo com a rigidez de cada barra. Cada laje é subdividida em barras, usualmente, não excedendo 50 cm e nas regiões cujos esforços são maiores e requerem uma análise mais cautelosa, utiliza-se uma malha mais densa (KIMURA, 2007).

Uma limitação desse modelo estrutural é que ele não permite a análise dos efeitos de cargas horizontais, como o vento e o empuxo.

2.2.4 Pórtico Plano

O modelo de pórtico plano permite a análise dos efeitos gerados tanto pelas ações verticais e horizontais, além de englobar todos os pavimentos do edifício e não apenas um único. Na Figura 4 está representado esse modelo e pode-se perceber que as barras representam as vigas e pilares em um plano vertical e as lajes não fazem parte dessa representação, estas devem ser resolvidas previamente.

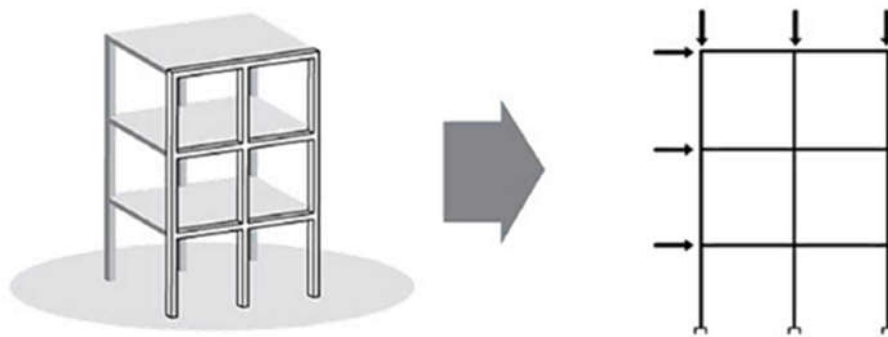


Figura 4 – Modelo de pórtico plano

Cada nó possui 3 graus de liberdade como mostrado na Figura 5.

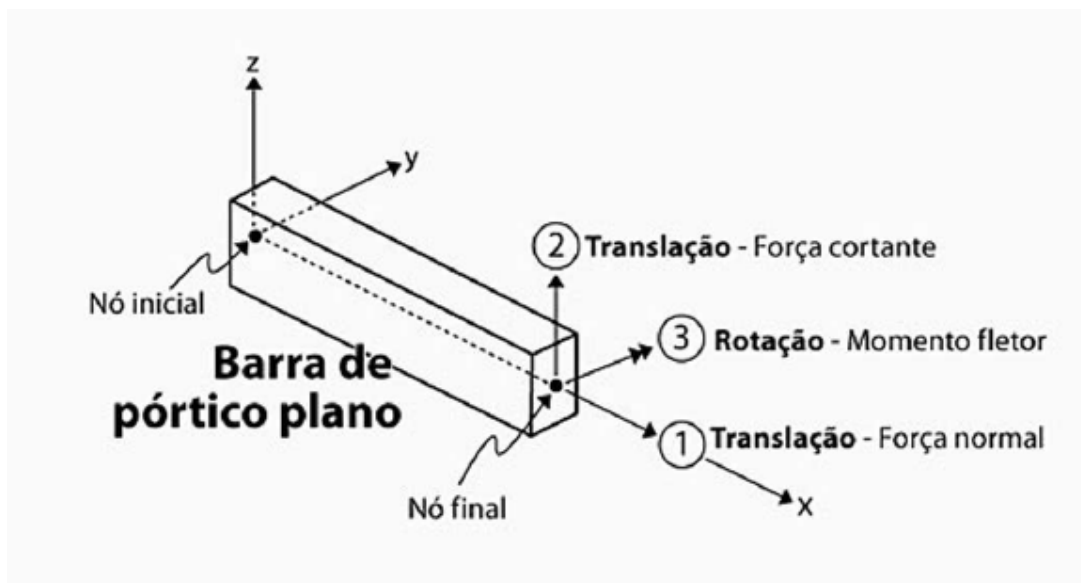


Figura 5 – Barra de pórtico plano e graus de liberdade de cada nó

2.2.5 Pórtico espacial

O pórtico espacial é uma complementação do pórtico plano e engloba todos as vigas e pilares como mostrado na Figura 6.

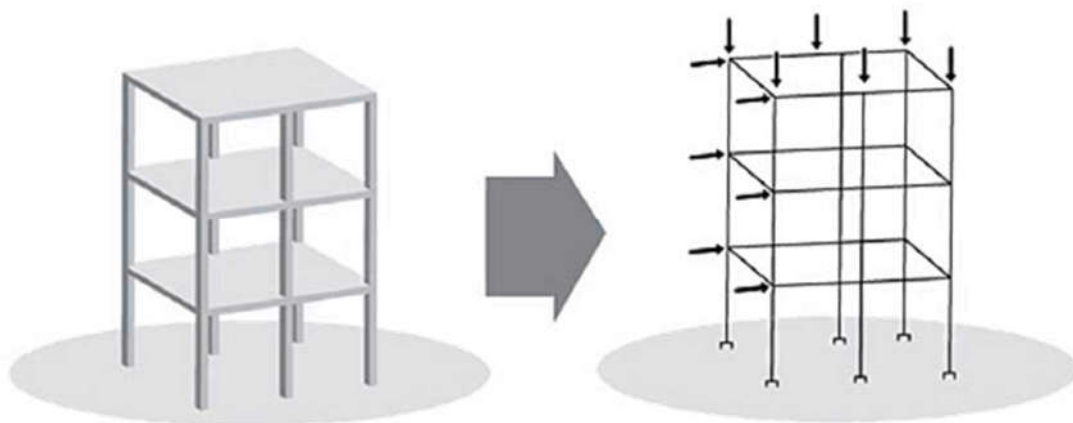


Figura 6 – Pórtico espacial

Nesse modelo estrutural cada nó possui 6 graus de liberdade como mostrado na Figura 7.

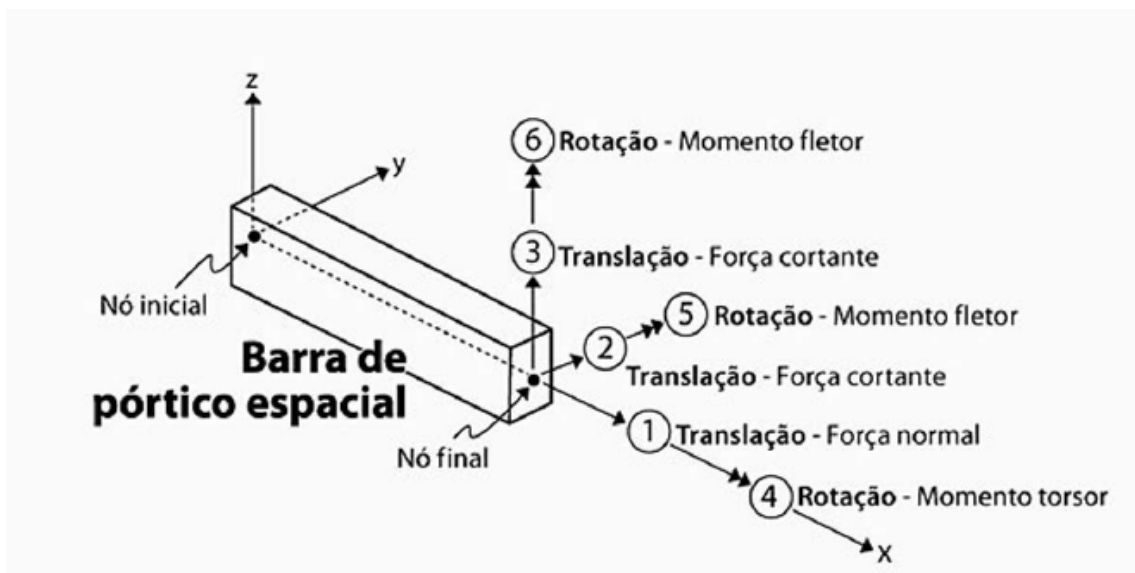


Figura 7 – Barra de pórtico espacial e respectivos graus de liberdade de cada nó

As lajes, geralmente não são consideradas no modelo, elas são tratadas como elementos de elevada rigidez no plano horizontal, capazes de compatibilizar o

comportamento em todos os pontos do mesmo pavimento de uma forma equivalente (KIMURA, 2007).

2.3 Concreto armado

O concreto é um material obtido a partir da mistura de agregados graúdos e miúdos com cimento e água (ARAÚJO, 2010). Como o concreto apresenta baixa resistência à tração, seu uso em sistemas estruturais é geralmente feito associado a barras de aço, constituindo assim o concreto armado. A característica que garante que esses dois materiais trabalhem de forma adequada é a aderência, produzindo deformações semelhantes entre eles. Na zona tracionada ocorre a fissuração do concreto e a absorção desses esforços passa a ser realizada pela armadura nessa região, o que impede uma ruína brusca da peça. As barras de aço auxiliam ainda na resistência aos esforços de compressão e cisalhamento (estribos). Já o concreto além de absorver os esforços de compressão, atua na proteção da armadura.

Como dito anteriormente, o concreto armado é um dos materiais mais utilizados no Brasil. Segundo Carvalho e Filho (2014) a sua utilização nas estruturas apresenta as seguintes vantagens e desvantagens.

Vantagens do uso do concreto armado:

- É trabalhável, permite a moldagem de elementos de variadas formas;
- a estrutura final pode ser monolítica, o que não é possível com outros materiais;
- a técnica de construção é dominada em todo território brasileiro;
- se dimensionado de acordo com as normas e executado de forma correta é durável e seguro;
- é resistente a efeitos térmicos, desgastes mecânicos, choques e vibrações;
- pode ser pré-moldado.

Desvantagens do uso do concreto armado:

- elementos de peso próprio elevado, comparado ao aço por exemplo;
- as reformas exigem quebra dos elementos;
- requerem formas e escoramentos até o ganho de resistência no processo de execução, exceto nos casos dos pré-moldados.

Os projetos de estruturas em concreto armado devem atender tanto aos fatores econômicos e estéticos quanto à segurança, bom desempenho de utilização e durabilidade.

A segurança garante que a estrutura resistirá os esforços aos quais está submetida em todas as suas fases de vida útil. O bom desempenho durante sua utilização assegura o conforto do usuário, as deformações apresentadas pelos elementos estruturais devem ser pequenas e o nível de fissuração deve ser baixo. A durabilidade do concreto é um dos fatores mais importantes e está relacionada à: localização da edificação (ambientes agressivos ou não), qualidade do concreto e ao cobrimento dos elementos estruturais. De acordo com as normas de dimensionamento, a vida útil mínima desse tipo de sistema estrutura é 50 anos. Segundo Araújo (2010) os principais critérios que devem ser observados nos projetos para alcançar a durabilidade são: a especificação correta do tipo de concreto, atender os cobrimentos mínimos previstos nas normas, verificação da abertura das fissuras e detalhamento correto das armaduras.

2.3.1 Dimensionamento de Estruturas em Concreto Armado

O dimensionamento de uma estrutura deve assegurar que ela resista sem colapso e sem altas deformações, as solicitações impostas a ela durante sua vida útil (CARVALHO & FILHO, 2014). O dimensionamento de estruturas em concreto armado pode ser feito pelo método das tensões admissíveis ou pelo método dos estados limites.

No método das tensões admissíveis a verificação de segurança é feita calculando-se as tensões máximas causadas pelas solicitações impostas ao

sistema estrutural, considerando os materiais totalmente elásticos, e compara-se com o valor das tensões admissíveis. Caso as tensões solicitantes sejam menores que as tensões admissíveis considera-se a estrutura segura. No entanto, este método não está sendo muito utilizado, pois não considera a aleatoriedade da resistência dos materiais e das solicitações.

Já no método dos estados limites uma estrutura é considerada segura caso as solicitações decorrentes das cargas majoradas sejam inferiores aos valores das solicitações últimas. Este é o método utilizado na ABNT NBR 6118:2014. Os estados limites podem ser classificados em:

- estados limites últimos ou de ruína – corresponde à ruína da estrutura;
- estados limites de utilização ou serviço – comprometimento do uso da estrutura devido à grandes deformações e elevado grau de fissuração;

Dessa maneira, as estruturas em concreto armado devem ser projetadas para atender esses dois estados limites apresentados.

“Por definição, as ações são as causas que provocam esforços ou deformações na estrutura.” (ARAÚJO, 2010). Segundo a NBR 6118:2014 essas ações podem ser diretas ou indiretas e classificadas em: permanentes – valor praticamente fixo durante toda a vida útil da estrutura; variáveis - cargas que variam durante a durabilidade da construção; e excepcionais – baixa probabilidade de ocorrência e duração curta.

De acordo com a ABNT NBR6118: 2014, as tensões de deformação no concreto são dadas de acordo com o gráfico mostrado na Figura 8.

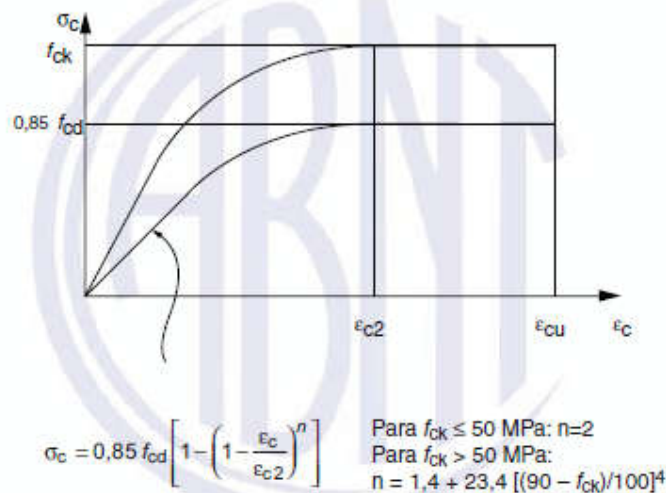


Figura 8 – Diagrama tensão deformação do concreto (ABNT NBR6118, 2014)

As variáveis apresentadas na Figura 1 significam:

- f_{ck} é resistência à compressão característica do concreto;
- f_{cd} a resistência de cálculo à compressão do concreto ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$);
- ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são, respectivamente, a deformação específica de encurtamento e de encurtamento na ruptura do concreto e são dadas de acordo com a classe de resistência.

Para concretos até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$$

para concretos de classes C55 até C90:

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰} + 0,085\text{‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$$

Para os aços Classe A, o diagrama tensão/deformação é dado pela Figura 9.

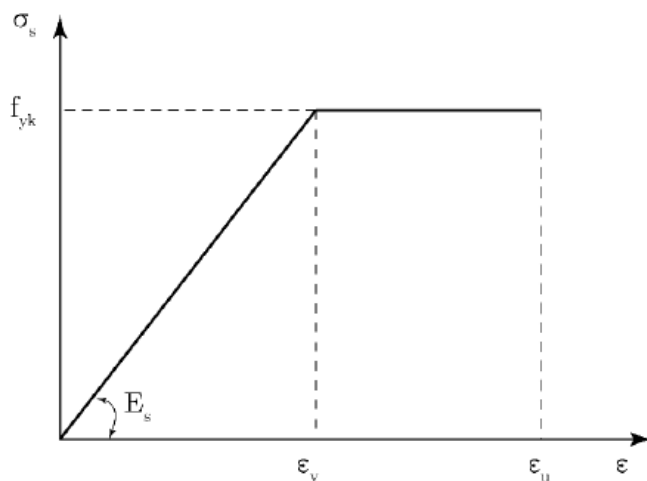


Figura 9 - Diagrama tensão/deformação de cálculo para o aço classe A (MAGA, 2017)

Note que a tensão varia linearmente até o limite de escoamento e torna-se constante para valores acima desse ponto. Para deformações específicas inferiores a deformação de escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$), a tensão no aço é $\sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s$, sendo E_s o módulo de elasticidade do aço, e para valores entre $\epsilon_{yd} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_u$, tem-se $\sigma_s = f_{yd}$.

A tensão de escoamento de cálculo do aço (f_{yd}) é a tensão de característica (f_{yk}) minorada pelo fator de ponderação de resistência do aço, γ_s , cujo valor é 1,15 para a combinação última normal de acordo com a ABNT NBR6118: 2014. Já a deformação específica de escoamento do aço é dada pela razão entre f_{yd} e o módulo de elasticidade do aço.

2.3.2 Domínios de Deformação

Para dimensionar uma viga ou um pilar utiliza-se o método dos Estados Limites Últimos (ELU), no qual impõem-se que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações limites específicas dos materiais. A verificação da segurança é feita admitindo-se o esgotamento da capacidade resistente da estrutura. Este esgotamento pode acontecer ou pela ruptura do concreto comprimido (ϵ_{cu}) ou pela

deformação excessiva da armadura tracionada, que ocorre quando a deformação específica do aço for $\varepsilon_s = 10\text{‰}$. Algumas hipóteses são consideradas nesse processo, tais como: manutenção da seção plana, a solidariedade entre o aço e o concreto e o encurtamento último do concreto.

As deformações específicas que acontecem no concreto e no aço são representadas pelos domínios de deformação para cada ELU, como representado na Figura 10.

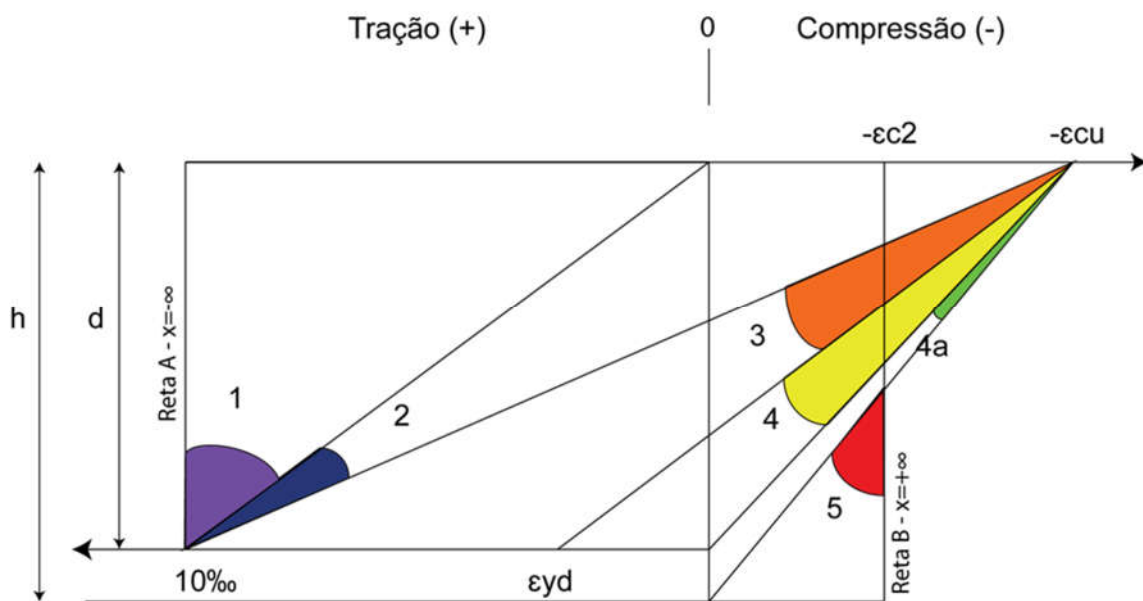


Figura 10 – Domínios de deformação do concreto (MAGA, 2015)

A partir do conhecimento da posição da linha neutra x da seção solicitada, que define a qual domínio ela pertence, é possível a determinação da quantidade de aço necessária em uma peça. Abaixo encontram-se as descrições de cada domínio.

2.3.2.1 Domínio 01

No domínio 01 a seção encontra-se completamente tracionada. Sobre a reta A ocorre tração uniforme e tração não uniforme no restante. Apenas o aço faz parte da seção resistente, uma vez que o concreto não possui resistência à tração e apresenta-se fissurado nesse domínio. Tem-se as seguintes características:

$$\varepsilon_s = cte = 10\text{‰}$$

$$10\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 0\text{‰}$$

$$-\infty \leq x \leq 0$$

$$\frac{\varepsilon_c}{-x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

E a posição da linha neutra (LN) é dada pela equação 1.

$$x = \frac{-\varepsilon_c \times d}{\varepsilon_s - \varepsilon_c} \quad (1)$$

2.3.2.2 Domínio 02

No domínio 02 ocorre flexão simples ou composta e o estado limite último é caracterizado pelo alongamento máximo do aço de $\varepsilon_s = 10\text{‰}$. Dessa forma, nessa situação há maior aproveitamento do aço, que se encontra totalmente tracionado. A linha neutra corta a seção, ou seja:

$$\varepsilon_s = cte = 10\text{‰}$$

$$0\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq -3,5\text{‰}$$

$$0 \leq x \leq x_{2lim}$$

$$\frac{-\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

A posição da LN é dada pela equação 2.

$$x = \frac{-\varepsilon_c \times d}{10\text{‰} - \varepsilon_c} \quad (2)$$

2.3.2.3 Domínio 03

Nesse domínio também ocorre flexão simples ou composta e o estado limite último caracteriza-se pelo encurtamento máximo das fibras no concreto $\varepsilon_c = -3,5\text{‰}$. Tem-se as seguintes características neste domínio:

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_c = cte = -3,5\text{‰}$$

$$0 \leq x \leq x_{3lim}$$

$$\frac{-\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

O valor da deformação de escoamento é dado pela equação 3.

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3)$$

onde f_{yd} é a tensão de escoamento do aço e E_s é o módulo de elasticidade do aço.

A posição da LN é dada por 4

$$x = \frac{3,5\text{‰} \times d}{\varepsilon_s + 3,5\text{‰}} \quad (4)$$

2.3.2.4 Domínio 04

No domínio 04 também ocorre a flexão simples ou composta e o estado limite último é caracterizado pelo encurtamento máximo no concreto de $\varepsilon_c = -3,5\text{‰}$. Os dimensionamentos não são feitos nesse domínio porque a ruptura ocorre sem aviso, pois antes que o aço atinja sua tensão de escoamento, o concreto se rompe. Tem-se as seguintes características:

$$0\text{‰} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd}$$

$$\varepsilon_c = cte = -3,5\text{‰}$$

$$0 \leq x \leq x_{4lim} = d$$

$$\frac{-\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

A posição da LN é dada por 5:

$$x = \frac{3,5\% \times d}{\varepsilon_s + 3,5\%} \quad (5)$$

2.3.2.5 Domínio 04a

Nesse domínio ocorre flexão composta, o estado limite último é caracterizado pelo encurtamento máximo de $\varepsilon_c = -3,5\%$. Também não se dimensiona peças neste domínio. Tem-se:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &\leq 0\% \\ \varepsilon_c &= cte = -3,5\% \\ d &\leq x \leq h \\ \frac{-\varepsilon_c}{x} &= \frac{\varepsilon_s}{d - x} \end{aligned}$$

A posição da LN é dada por (6):

$$x = \frac{3,5\% \times d}{\varepsilon_s + 3,5\%} \quad (6)$$

2.3.2.6 Domínio 05

Nesse domínio a seção encontra-se completamente comprimida. Sobre a reta b tem-se compressão uniforme e compressão não uniforme no restante. A seção resistente é formada por aço e concreto, o estado limite último é dado por $\varepsilon_c = -3,5\%$ na compressão não uniforme e por $\varepsilon_c = -2,0\%$ não uniforme. Tem-se:

$$\begin{aligned} -2,0\% &\leq \varepsilon_s \leq 0\% \\ -3,5\% &\leq \varepsilon_c \leq -2,0\% \\ x &\geq h \end{aligned}$$

3 METODOLOGIA

Nesse item será descrito como foi feito o dimensionamento das vigas e pilares em ambos programas propostos.

3.1 Edifício de Múltiplos Pavimentos

3.1.1 Descrição do edifício

O edifício desse trabalho é uma adaptação do edifício residencial dimensionado no livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado do Milton Araújo (2009). A edificação possui um pavimento térreo, dois pavimentos tipo, um de cobertura e piso da casa de máquinas e o teto da casa de máquinas. O projeto inicial que foi adaptado possuía oito pavimentos tipo. Com exceção do piso da casa de máquinas que possui pé-direito de 3,40 m, os demais pavimentos possuem pé direito de 2,70 m. A Figura 11 mostra o edifício em 3D modelado no CAD/TQS.

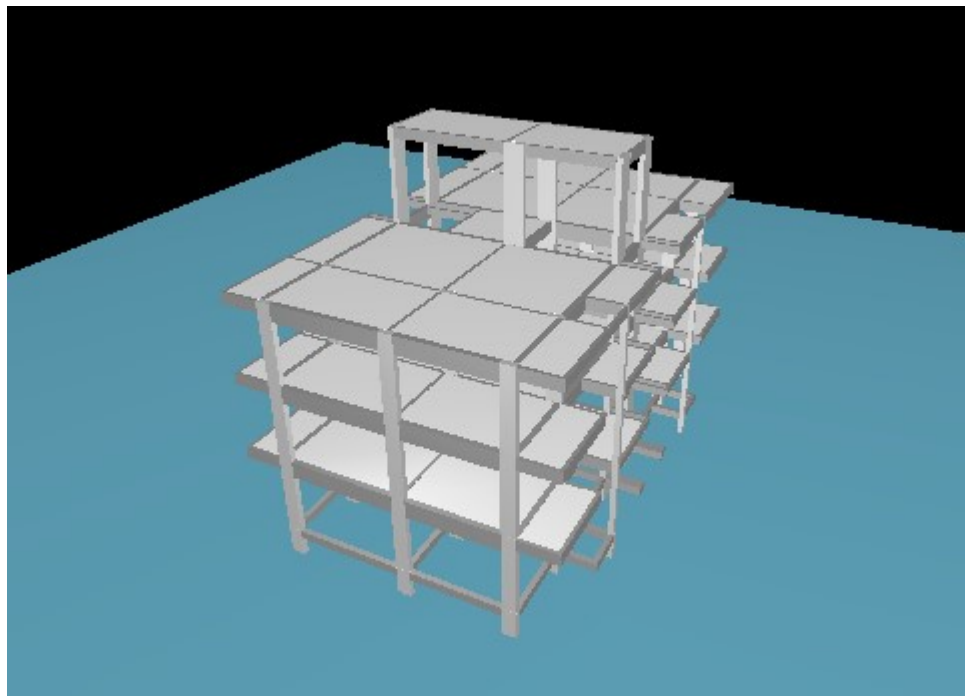


Figura 11 – Edifício em 3D modelado no CAD/TQS (Fonte: Autor)

As plantas baixas do edifício estão mostradas nas Figuras 12, 13 e 14.

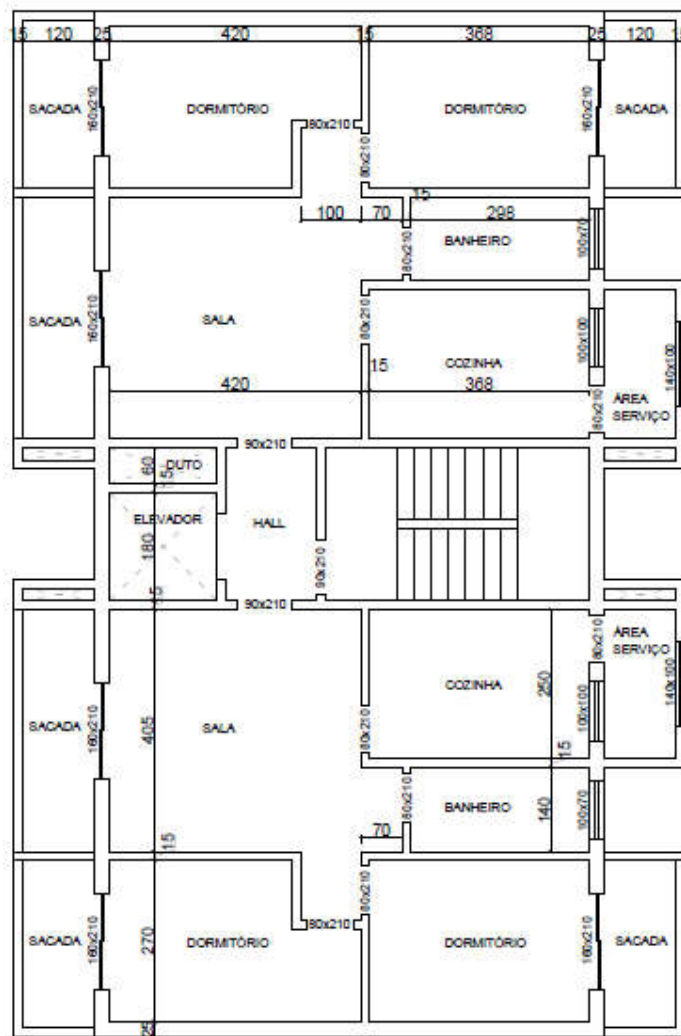


Figura 12 – Pavimento tipo (Fonte: Autor)

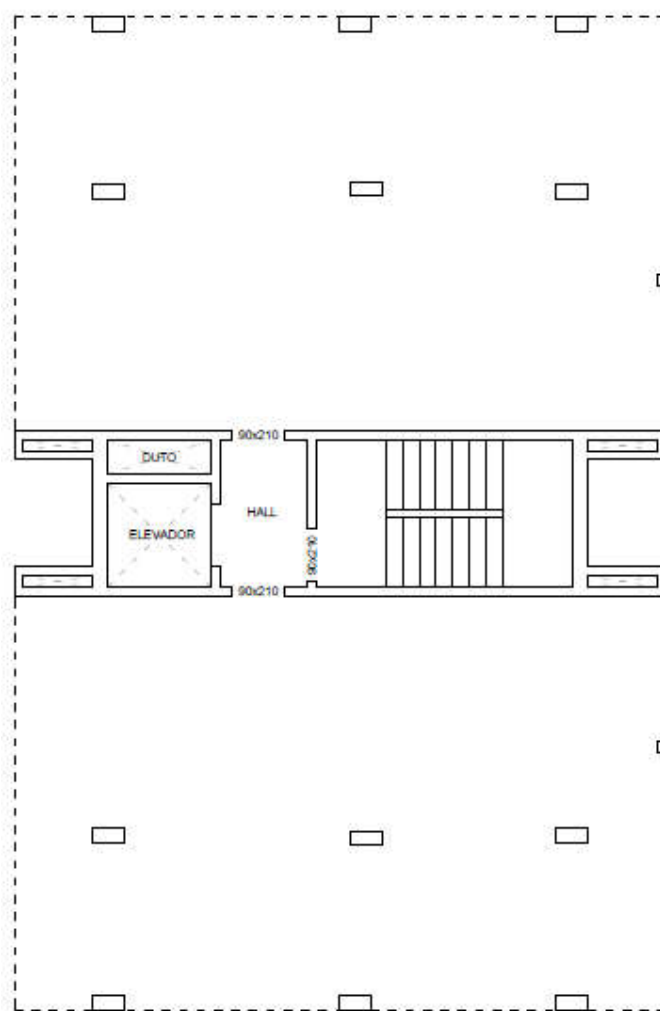


Figura 13 – Pavimento Térreo (Fonte: Autor)



Figura 14 – Cobertura e piso da casa de máquinas (Fonte: Autor)

3.1.2 Lançamento preliminar da estrutura

A definição da estrutura a partir do projeto arquitetônico é a primeira fase do projeto. Essa etapa engloba a localização vigas, posição pilares e dimensões preliminares dos diversos elementos. As primeiras definições são feitas primeiramente de acordo com os vão das lajes e vigas, altura do edifício, nº de pilares em cada direção. Vale ressaltar que deve ser feita a compatibilização de

projetos (elétrico e hidrosanitário) para que se possa prever onde haverá passagem de tubulações, por exemplo.

No edifício deste trabalho utilizou-se lajes maciças, vigas e pilares de seção retangulares. O contraventamento será feito apenas por pórticos. As dimensões das vigas e pilares foram definidas de acordo com a definição feita no livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado do Milton Araújo (2010), visando a padronização dos elementos. Todas as lajes do edifício possuem espessura de 10 cm. As dimensões de todos os pilares e as vigas do pavimento térreo encontram-se na Figura 15.

As dimensões das vigas do pavimento tipo encontra-se na Figura 16, da cobertura e piso da casa de máquinas na 17 e a do teto da casa de máquinas na Figura 18.

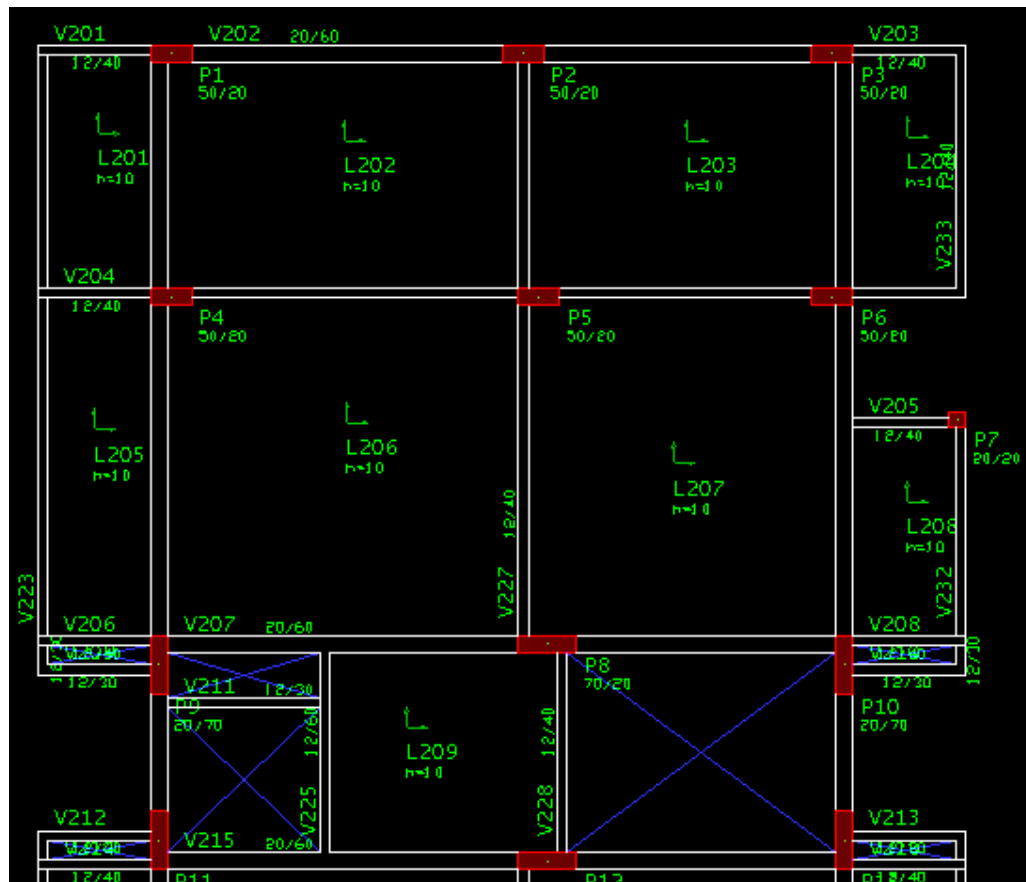


Figura 16 – Planta de formas pavimento tipo (obs.: o pavimento é simétrico, dimensões da outra metade são iguais às da primeira) (Fonte: Autor)

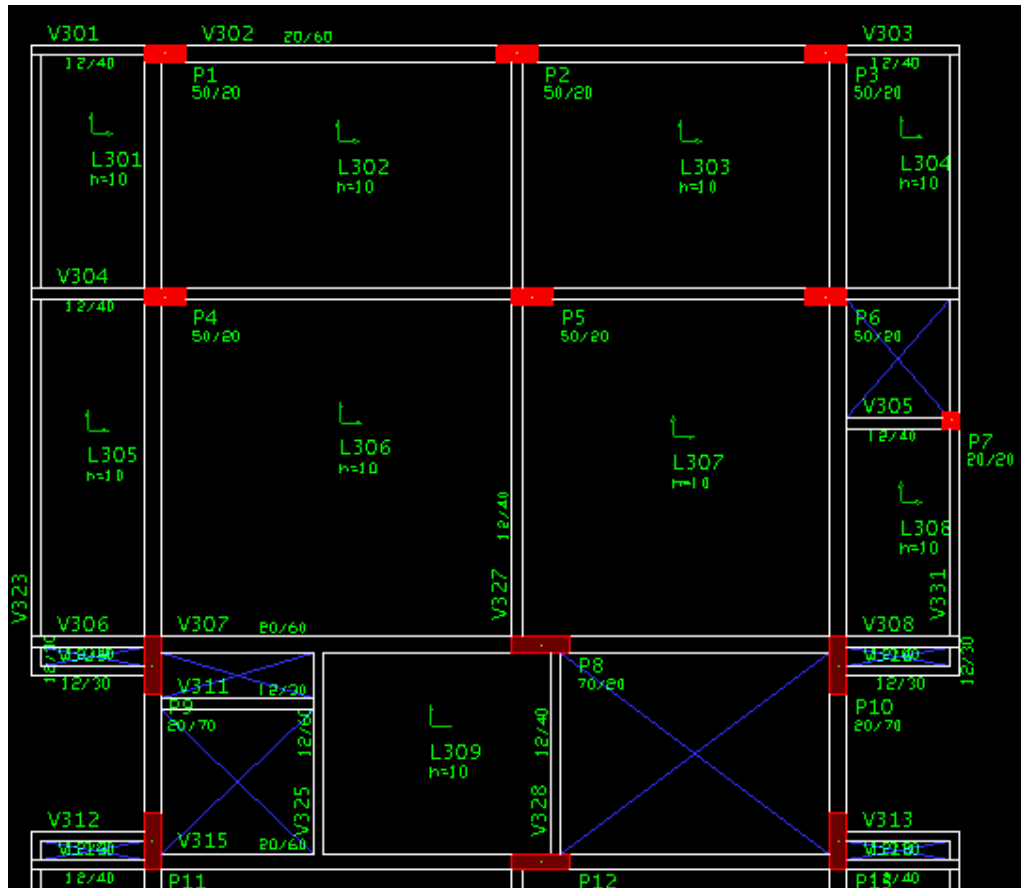


Figura 17 – Planta de formas da cobertura e piso da casa de máquinas (obs.: o pavimento é simétrico, dimensões da outra metade são iguais às da primeira)
(Fonte: Autor)

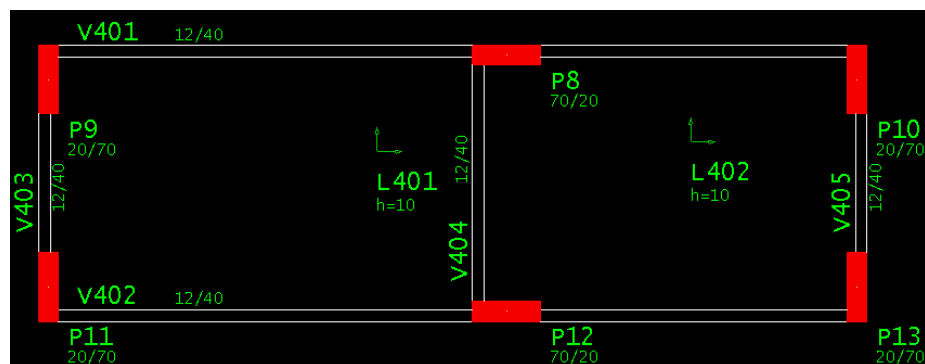


Figura 18 - Planta de formas do teto da casa de máquinas (Fonte: Autor)

3.1.3 Definição dos materiais

A segunda etapa do projeto é a definição de quais materiais serão utilizados no edifício. A edificação desse trabalho está localizada em um ambiente urbano e segundo a Tabela 1 extraída da ABNT NBR 6118: 2014 sua classe de agressividade ambiental é II Moderada.

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118: 2014

A partir da classificação de agressividade ambiental é possível determinar o tipo de concreto a ser utilizado. Para a classe II e considerando concreto armado, a classe do concreto deve ser maior ou igual a C25, que foi o adotado nesse trabalho. Esses dados encontram-se na Tabela 2 da ABNT NBR 6118: 2014.

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118: 2014

Os cobrimentos dos elementos estruturais encontram-se destacados na Tabela 3.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118: 2014

3.2 Lajes

3.2.1 Carregamentos

Os carregamentos atuantes em todas as lajes estão mostrados nesse item. Para o dimensionamento no TQS o peso próprio de cada elemento é considerado automaticamente, não havendo necessidade da entrada desse dado.

3.2.1.1 Lajes do Pavimento Tipo

As cargas que serão consideradas nesse pavimento serão peso próprio, revestimento, alvenarias sobre as lajes e cargas acidentais. A espessura para todas as lajes é 10cm, dessa forma, considerando o peso específico do concreto igual a 25 kN/m^3 , obtém-se um peso próprio igual a $2,5 \text{ kN/m}^2$. A carga devido ao revestimento em todas as lajes é $0,80 \text{ kN/m}^2$.

As cargas acidentais consideradas, segundo a ABNT NBR 6120: 1980 foram:

- L208 = L213 (área de serviço) – $2,0 \text{ kN/m}^2$;
- L209 (hall) – $3,0 \text{ kN/m}^2$;
- demais lajes desse pavimento (dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro) – $1,5 \text{ kN/m}^2$;

Nas lajes L202 = L215, L207 = L212 e L209, considerou-se as cargas devido a alvenaria sobre a laje. Essas paredes estão representadas pela Figura 19. A parede sobre a laje L9 é de tijolo maciço (peso específico = 18 kN/m^3) e as sobre as demais lajes citadas trata-se de tijolos furados (peso específico = 13 kN/m^3). Para o dimensionamento no TQS, considera-se uma carga linear, descontando-se as aberturas.

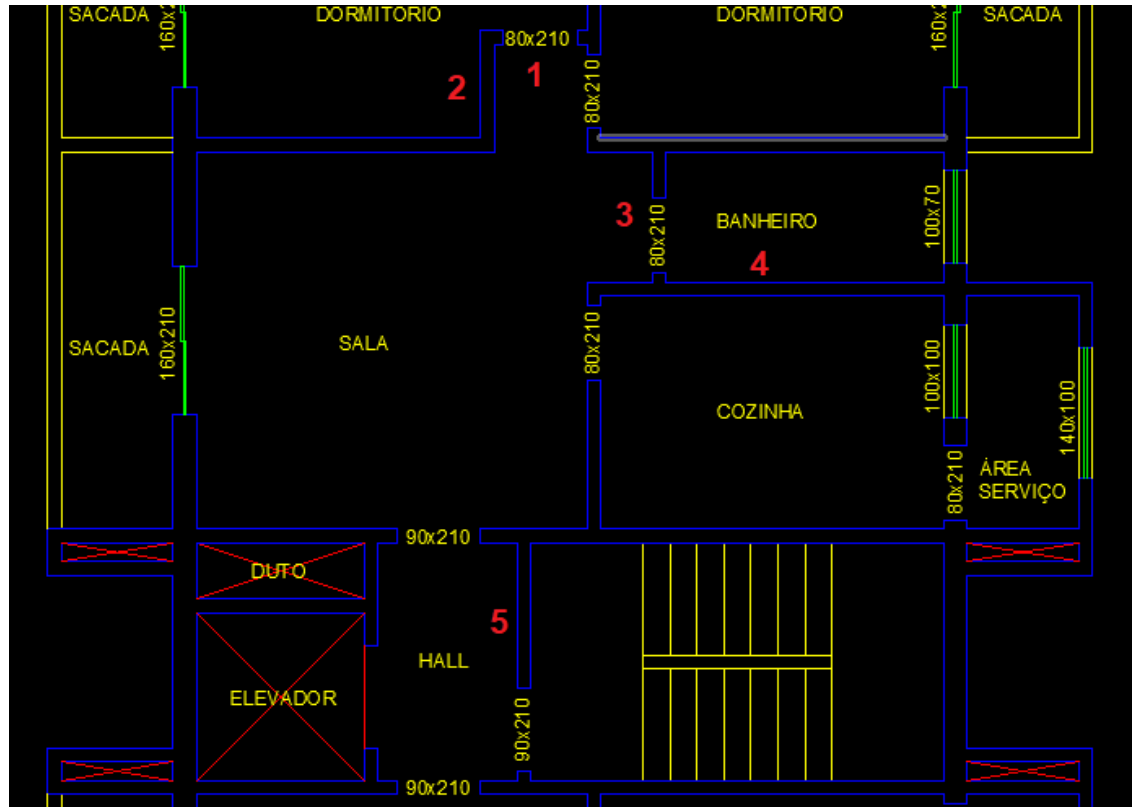


Figura 19 – Paredes sobre lajes representadas na planta baixa do pavimento tipo
(Fonte: Autor)

Por exemplo, para a parede 1, tem-se:

- Área bruta: $1,15 \times 2,70 = 3,105 \text{ m}^2$ (1,15 – largura; 2,70 – altura da parede)
- Abertura (porta): $0,80 \times 2,10 = 1,68 \text{ m}^2$
- Carga linearmente distribuída: $\frac{13 \times 0,15 \times (3,105 - 1,68)}{1,15} = 2,42 \text{ kN/m}$

Para as demais paredes, foram feitos cálculos análogos ao descrito acima e suas cargas encontram-se na Tabela 4.

Tabela 4 - Cargas distribuídas linearmente sobre as lajes devido a paredes

Parede	Área Bruta (m ²)	Abertura (m ²)	Comprimento da parede (m)	Tipo de Tijolo	Carga linearmente distribuída (kN/m)
1	3,105	1,68	1,15	Furado	2,42
2	2,7	0	1,00	Furado	5,27
3	3,78	1,68	1,40	Furado	2,93
4	9,936	0	3,68	Furado	5,27
5	6,885	1,89	2,55	Furado	5,29

A Tabela 5 mostra de forma resumida todas as cargas atuantes nas lajes do pavimento tipo.

Tabela 5 - Cargas atuantes nas lajes do pavimento tipo

Lajes (Pavimento Tipo)			
nº	Carga permanente (kN/m ²)		Carga acidental kn/m ²
	Peso Próprio	Revestimento	
L201 = L214	2,50	0,80	1,50
L202 = L215	2,50	0,80	1,50
L203 = L216	2,50	0,80	1,50
L204 = L217	2,50	0,80	1,50
L205 = L210	2,50	0,80	1,50
L206 = L211	2,50	0,80	1,50
L207 = L212	2,50	0,80	1,50
L208 = L213	2,50	0,80	2,00
L209	2,50	0,80	3,00

3.2.1.2 Lajes da Cobertura e do Piso da Casa de Máquinas

Todas as lajes desse pavimento também possuem 10 cm de altura e as cargas que serão consideradas serão peso próprio (2,5 kN/m²), revestimento (0,80 kN/m²),

peso do telhado de fibrocimento incluindo sua estrutura de sustentação, carga considerada 0,5 kN/m² no livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado de José Milton de Araújo (2010) e cargas acidentais.

As cargas acidentais consideradas são:

- L309 (piso da casa de máquinas) – 14 kN/m²
- demais lajes (terraço inacessível a pessoas) – 0,5 kN/m².

A Tabela 6 apresenta as cargas atuantes no pavimento de cobertura e piso da casa de máquinas.

Tabela 6 – Cargas atuantes nas lajes da cobertura e do piso da casa de máquinas

Lajes (Cobertura e piso da casa de máquinas)				
nº	Carga permanente (kN/m²)			Carga acidental kn/m²
	Peso Próprio	Revestimento	Telhado	
L301 = L314	2,50	0,80	0,50	0,50
L302 = L315	2,50	0,80	0,50	0,50
L303 = L316	2,50	0,80	0,50	0,50
L304 = L317	2,50	0,80	0,50	0,50
L305 = L310	2,50	0,80	0,50	0,50
L306 = L311	2,50	0,80	0,50	0,50
L307 = L312	2,50	0,80	0,50	0,50
L308 = L313	2,50	0,80	0,50	0,50
L309	2,50	0,80	-	14,00

3.2.1.3 Lajes do Teto da Casa de Máquinas

As lajes desse possuem 10 cm de altura e as cargas que serão consideradas serão peso próprio (2,5 kN/m²), revestimento (0,80 kN/m²), peso de 3 reservatórios de água de polietileno de 5000l distribuído uniformemente (7,33 kn/m²) e cargas acidentais. A Tabela 7 mostra todos os carregamentos atuantes nesse pavimento.

Tabela 7 – Cargas atuantes nas lajes do teto da casa de máquinas

Lajes (Pavimento Teto da casa de máquinas)				
nº	Carga permanente (kN/m²)			Carga acidental kn/m²
	Peso Próprio	Revestimento	Reservatório	
L401	2,50	0,80	7,33	3,00
L402	2,50	0,80	7,33	3,00

3.3 Vigas

Os carregamentos atuantes em todas as vigas estão mostrados nesse item.

3.3.1 Carregamentos

As cargas atuantes nas vigas são decorrentes do peso próprio das vigas, pela carga de alvenaria e pelas reações das lajes, que é incluída automaticamente na análise feita pelo TQS.

O cálculo do peso das alvenarias sobre as vigas, é feito a partir da altura equivalente (h_e) das paredes, que não inclui a parte embutida da viga. Esse valor de h_e é dado pela equação 7.

$$h_e = h - h_v \frac{b}{t} \quad (7)$$

Onde cada termo está representado na Figura 20.

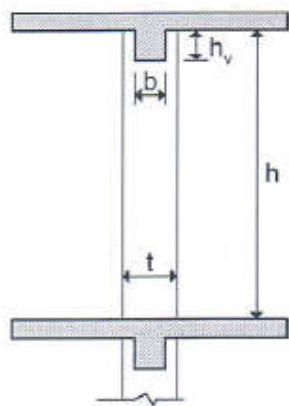


Figura 20 – Corte que indica uma viga embutida na parede (ARAÚJO, 2010)

3.3.1.1 Pavimento Térreo

Nesse pavimento as cargas são provenientes das paredes sobre as vigas centrais e pela metade da reação da escada na viga V119.

A reação da escada foi extraída do capítulo 4, Projeto da Escada, do livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado de José Milton de Araújo (2009) e seu valor é 12,76 kN/m de carga permanente e 6,61 kN de carga acidental. Como na viga V119 apoia-se apenas um dos dois lances da escada, a reação considerada foi a metade da total (permanente: 6,38 kN/m; acidental: 3,31 kN/m).

As paredes da caixa da escada, sobre o terceiro vão da V207 e V215 são de tijolos maciços, cujo peso específico é 18 kN/m³. As demais paredes são de tijolos furados (13 kN/m³). A carga da alvenaria sobre as vigas é dada pela multiplicação entre a espessura da parede, a altura equivalente e o peso específico ($t \times h_e \times \gamma$). A Tabela 8 mostra as alturas equivalentes das paredes e a carga correspondente a cada uma.

Tabela 8 – Carga devido a alvenaria nas vigas do pavimento tipo

Viga	Parede		Viga		Altura equivalente (cm)	Carga da alvenaria (kN/m)	
	t (m)	h (m)	b (m)	h _v (m)		Tijolo Furado	Tijolo Maciço
V101 = V113 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V102 = V112 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V103 = V11 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V104 = V108 ³	15	270	12	30	246	10,41	-
V105 = V110 ²	15	270	20	50	220	4,29	5,94
V106 = V109 ³	15	270	12	30	246	10,41	-
V107	15	270	12	20	254	4,95	-
V114	25	270	20	40	238	7,74	-
V115	15	270	12	50	230	4,49	-
V116	15	270	0	0	270	5,27	-
V117 = V118 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V119 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V120	25	270	20	40	238	7,735	-
V121 = V122 ¹	-	-	-	-	-	-	-

¹ Não existe parede sobre essa viga.

² Para essa parede $h_e = h - h_v$ porque a largura b da viga é maior que a largura t da parede.

³ A carga linear nessa viga foi obtida calculando-se o peso total das 3 paredes sobre essa viga e dividindo-se pelo comprimento da mesma para obter a carga linearmente distribuída devido a alvenaria.

3.3.1.2 Pavimento Tipo

As cargas atuantes nas vigas desse pavimento são provenientes das paredes, das reações das lajes e da escada.

As paredes da caixa da escada, sobre o terceiro vão da V207 e V215 são de tijolos maciços, cujo peso específico é 18 kN/m³. Já as demais paredes são de tijolos furados (13 kN/m³). A Tabela 9 mostra as alturas equivalentes obtidas pela equação 7 e as cargas devido às paredes de todas as vigas do pavimento tipo.

Tabela 9 – Carga devido a alvenaria nas vigas do pavimento tipo

Viga	Parede		Viga		Altura equivalente (cm)	Carga da alvenaria (kN/m)	
	t (cm)	h (cm)	b (cm)	h _v (cm)		Tijolo Furado	Tijolo Maciço
V201 = V219 ¹	15	100	12	30	100	1,95	-
V202 = V220	25	270	20	50	230	7,48	-
V203 = V221 ¹	15	100	12	30	100	1,95	-
V204 = V218	15	270	12	30	246	4,80	-
V205 = V217	15	270	12	30	246	4,80	-
V206 = V214	15	270	12	30	246	4,80	-
V207 = V215 ²	15	270	20	50	220	4,29	5,94
V208 = V216	15	270	12	30	246	4,80	-
V209 = V212	15	270	12	20	254	4,95	-
V210 = V213	15	270	12	20	254	4,95	-
V211	15	270	12	20	254	4,95	-
V222 = V223	15	100	12	20	100	1,95	-
V224	25	270	20	40	238	7,74	-
V225	15	270	12	50	230	4,49	-
V226 = V227	15	270	12	30	246	4,80	-
V228 ³	-	-	12	30	-	-	-
V229	25	270	20	40	238	7,74	-
V230 = V233 ¹	15	100	12	30	100	1,95	-
V231 = V232	15	270	12	20	254	4,95	-

¹ Não foi necessária a utilização da equação 7 para o cálculo da altura equivalente pois, a parede dessas vigas possui apenas 1,00 m de altura. Dessa forma não existe embutimento da viga na parede.

² Para essa parede $h_e = h - h_v$ porque a largura b da viga é maior que a largura t da parede.

³ Não existe parede sobre essa viga.

A V228 recebe a carga permanente da escada, 12,76 kN/m, e acidental, 6,61 kN/m, já citada no item 3.3.1.1.

3.3.1.3 Cobertura e piso da casa de Máquinas

Além do peso próprio das vigas e das reações das lajes, as vigas externas desse pavimento estão submetidas a uma carga devido às platibandas, cuja altura é de 90 cm, e as vigas do piso da casa de máquinas estão sujeitas as cargas das paredes. A Tabela 10 mostra as cargas de alvenaria atuante em cada viga desse pavimento.

Tabela 10 – Carga devido a alvenaria nas vigas na cobertura e piso da casa de máquinas

Viga	Parede		Viga		Altura equivalente (cm)	Carga da alvenaria (kN/m)	
	t (cm)	h (cm)	b (cm)	h _v (cm)		Tijolo Furado	Tijolo Maciço
V301 = V319 ²	15	90	-	-	90	1,76	-
V302 = V320 ²	25	90	-	-	90	1,76	-
V303 = V321 ²	15	90	-	-	90	1,76	-
V304 = V318 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V305 = V317 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V306 = V314 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V307 = V315	15	340	20	30	310	6,05	8,37
V308 = V316 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V309 = V312 ²	15	90	-	-	90	1,76	-
V310 = V313 ²	15	90	-	-	90	1,76	-
V311 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V322 = V323 ²	15	90	-	-	90	1,76	-
V324	25	340	20	40	308	10,01	-
V325	15	340	12	50	300	5,85	-
V326 = V327 ¹	-	-	-	-	-	-	-
V328	15	340	-	-	340	6,63	-
V329	25	340	12	40	320,8	10,43	-
V330 = V331 ²	15	90	-	-	90	1,76	-

¹ Não existe parede sobre essa viga.

² Não foi necessária a utilização da equação 7 para o cálculo da altura equivalente pois, a parede dessas vigas possui apenas 1,00 m de altura. Dessa forma não existe embutimento da viga na parede.

Na viga V328 considerou-se metade da carga permanente e acidental da escada, uma vez que apenas um lance é apoiado sobre essa viga.

3.3.1.4 Teto da casa de máquinas

Nesse pavimento as cargas atuantes nas vigas são o peso próprio, as reações das lajes e o peso das paredes de 2,50 m de altura nas vigas externas. A Tabela 11 mostra as cargas permanentes cada viga.

Tabela 11 – Cargas totais atuantes no teto da casa de máquinas

Viga	Carga permanente devido à alvenaria (kN/m)
V401	4,88
V402	4,88
V403	4,88
V404	0,00
V405	4,88

3.4 Vento

A entrada de dados do vento nesse edifício foi feita de acordo com a ABNT NBR 6123: 1988 (Versão Corrigida 2013). A velocidade básica do vento V_0 foi 45 m/s obtida pelo gráfico de isopletras da norma citada.

O terreno no qual o edifício desse trabalho está localizado é plano, dessa forma o fator topográfico S_1 será 1,0.

O fator S_2 trata da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno. Como o prédio está localizado em um subúrbio de uma grande cidade, ele pode ser classificado como Categoria IV Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada (ABNT NBR 6123: 1988 – Versão corrigida 2013). Em relação a suas dimensões, a edificação é de Classe B (toda edificação ou parte para a qual a

maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m).

O fator estatístico S3 é igual a 1, pois trata-se de um edifício residencial.

O vento na edificação é considerado de baixa turbulência, uma vez que o edifício é cercado por casas, bem mais baixas que ele.

Para o cálculo dos coeficientes de arrasto, serão feitos cálculos de dois casos como mostrado na Figura 21.

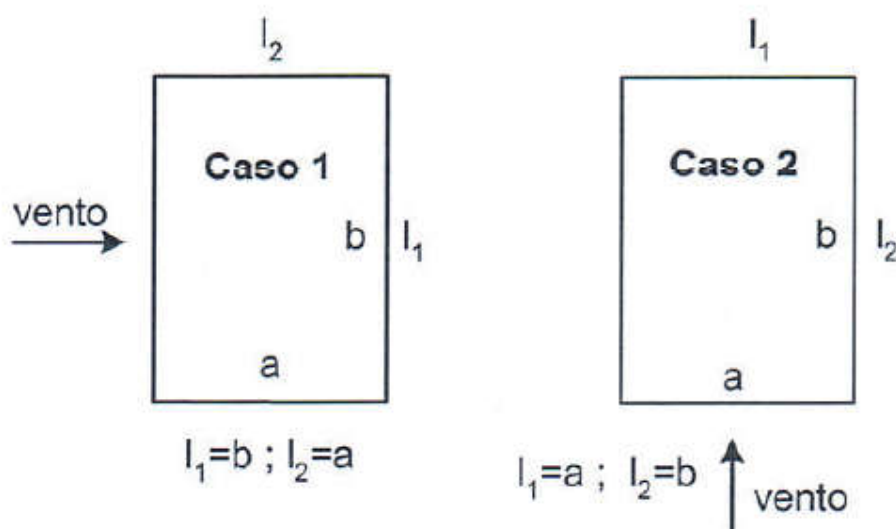


Figura 21 – Dimensões do edifício em planta para obtenção dos coeficientes de arrasto (ARAÚJO, 2009)

Para o caso 1, tem-se:

$$l_1 = 17,15 \text{ m e } l_2 = 11,23 \text{ m.}$$

$$\text{Assim } l_1/l_2 = 1,53 \text{ e } h/l_1 = 14,4/17,15 = 0,84.$$

Dessa forma, olhando o gráfico mostrado na Figura 22 $ca \cong 1,22$.

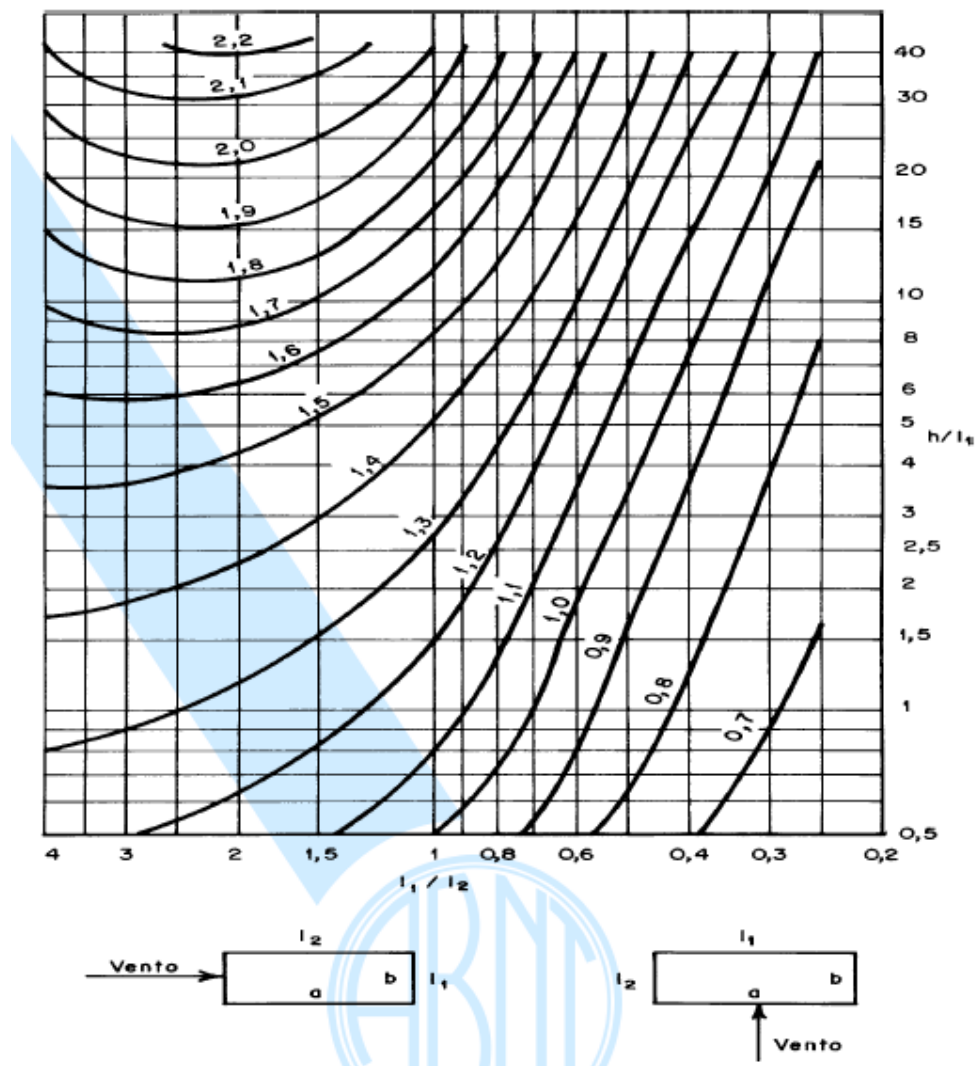


Figura 22 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência (ABNT NBR 6123: 1988 – Errata de 2013)

Para o caso 2, tem-se:

$$l_1 = 11,23 \text{ m e } l_2 = 17,15 \text{ m.}$$

$$\text{Assim } l_1/l_2 = 0,65 \text{ e } h/l_1 = 14,4/11,23 = 1,28.$$

Dessa forma, olhando o gráfico mostrado na Figura 23 $ca \cong 1,00$.

3.5 Dimensionamento no Programa Comercial CAD/TQS

O CAD/TQS é um sistema computacional gráfico destinado a elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, protendido e em alvenaria estrutural. Esse programa é desenvolvido e comercializado pela TQS Informática Ltda, que é uma empresa brasileira que a 20 anos se destaca pelas inovações tecnológicas para Engenharia Civil Estrutural. O CAD/TQS abrange todas as etapas do projeto: concepção estrutural, análise de esforços e flechas, dimensionamento e detalhamento de armaduras, até a emissão das plantas finais.

Todo o dimensionamento está integralmente baseado nas normas técnicas de concreto armado e protendido (NB6118). As edificações que esse programa dimensiona podem ser de pequeno, médio e até grande porte. A versão utilizada para realização desse Trabalho de Conclusão de Curso é Avaliação Gratuita que possui algumas limitações, como número de pavimentos máximo igual a 6.

Os passos seguidos para realização do dimensionamento nesse programa encontram-se descritas a seguir:

1º) Criou-se um novo edifício.

2º) Escolheu-se a ABNT NBR 6118:2014 como a norma em uso.

3º) O modelo estrutural adotado foi o de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios e ele se comporta como corpo único, sem juntas ou torres separadas. Nessa opção o edifício será modelado como pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos. O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito do diafragma rígido das lajes devidamente incorporado.

4º) Definiu-se o número de pavimentos existentes e seus respectivos pés-direitos e modelo estrutural para cálculo de cada pavimento foi o de grelha de lajes planas.

5º) Definiu-se os materiais utilizados e cobrimentos (que foram definidos no item 3.1.3 desse trabalho).

6º) Adicionou-se o vento ($V0 = 45 \text{ m/s}$; $S1 = 1,0$; Categoria de rugosidade = IV; Classe da edificação = B; Fator estatístico = $1,0$; $CA = 1,0$ e $CA = 1,22$).

7º) No editor gráfico lançou-se os pilares, vigas e lajes em todos os pavimentos;

8º) Lançou-se as cargas de alvenaria sobre as vigas, as cargas permanentes e acidentais sobre as lajes e as cargas de paredes sobre as lajes;*

9º) Realizou-se o processamento global do edifício;

10º) Observou-se os erros e fez-se a correção dos mesmos.

***Observação:** as cargas de peso próprio são incluídas automaticamente pelo TQS.

4 RESULTADOS

4.1 Lajes

Neste item está mostrado as armaduras positivas e negativas, principais e secundárias das lajes L201 e L202 do pavimento tipo. As Figuras 23, 24, 25 e 26 representam essas armaduras.

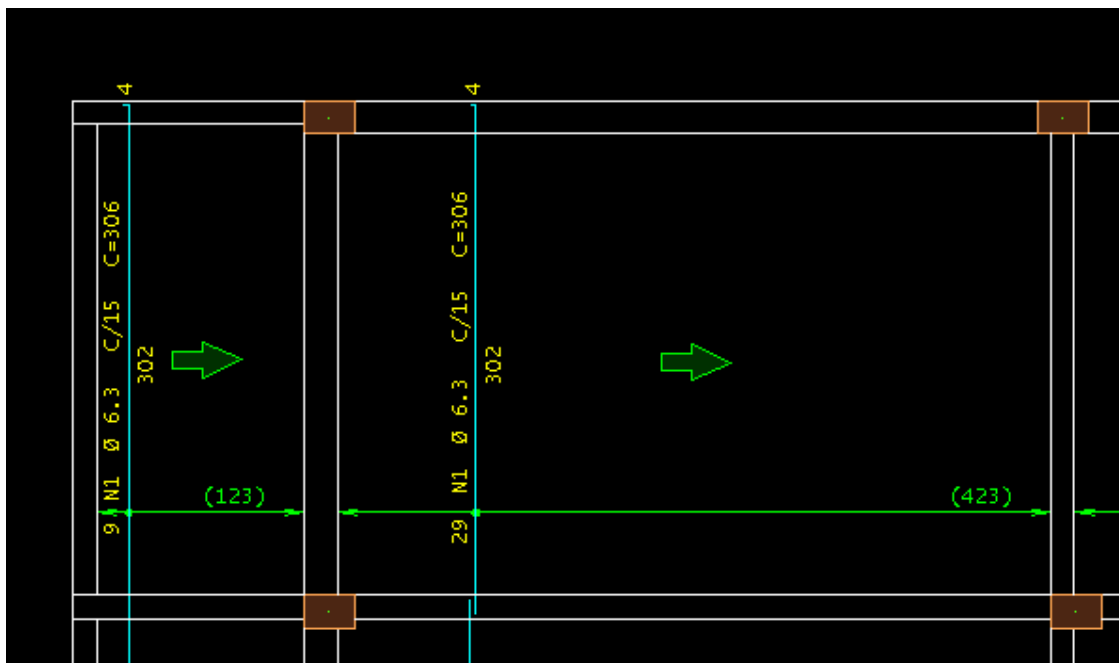


Figura 23 – Armadura positiva secundária das lajes L201 e L202

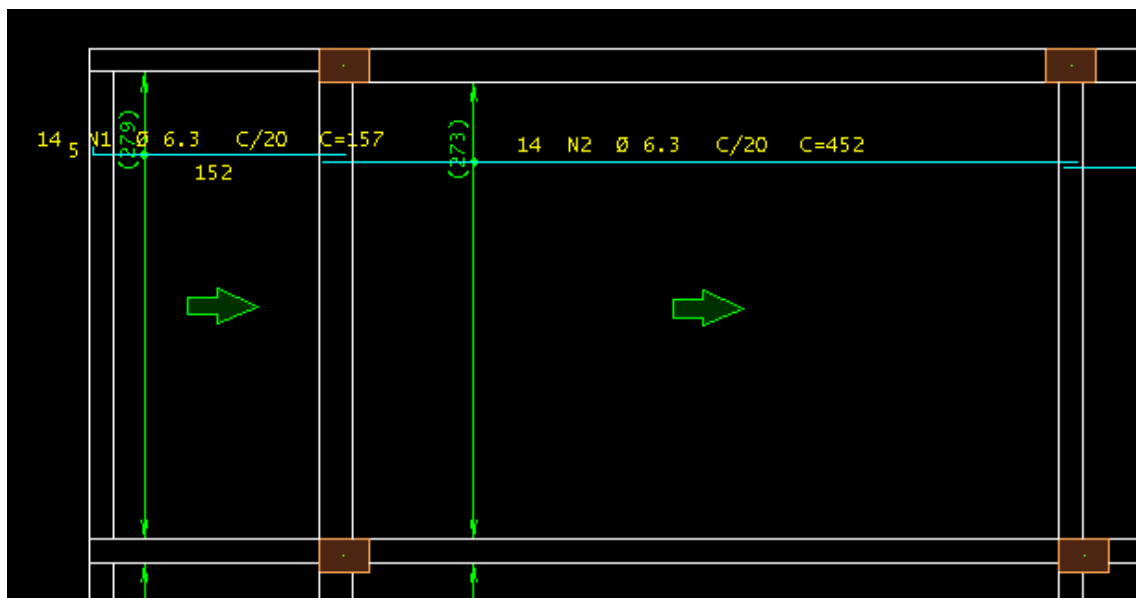


Figura 24 - Armadura positiva principal das lajes L201 e L202

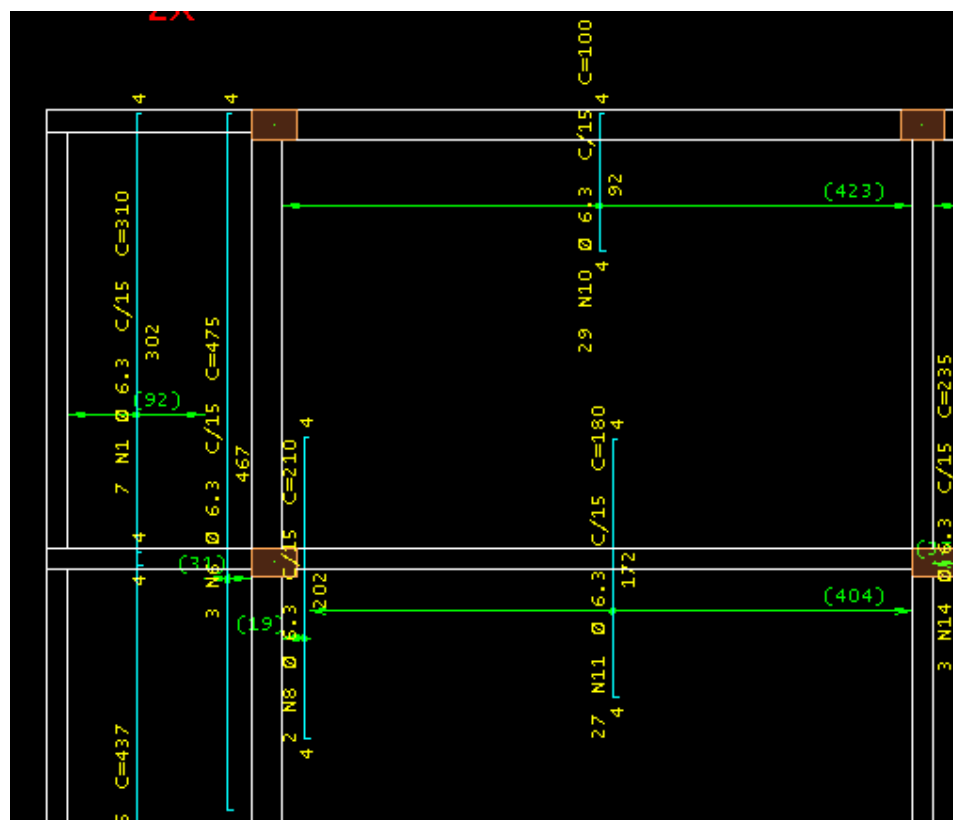


Figura 25 - Armadura negativa secundária das lajes L201 e L202

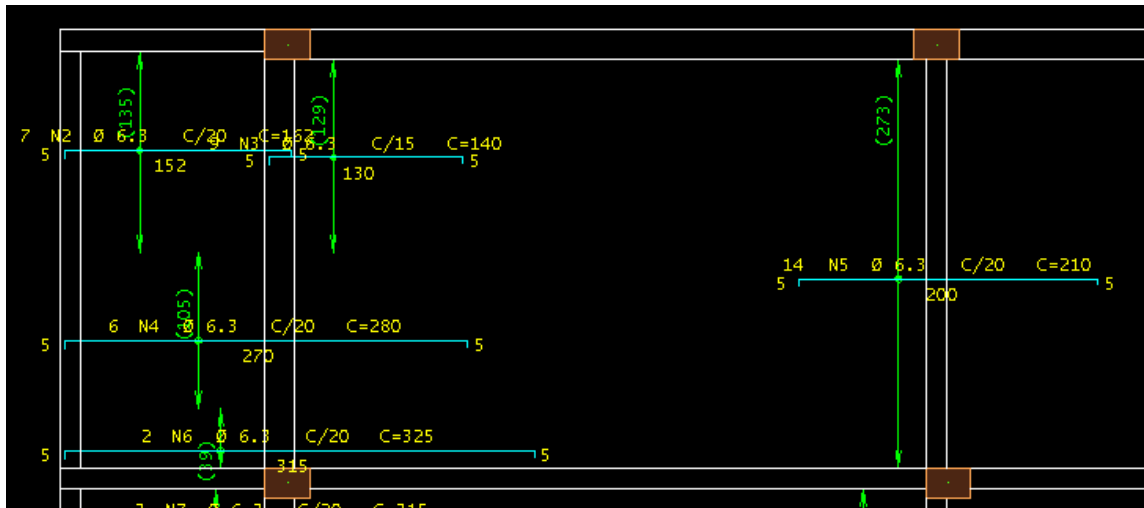


Figura 26 - Armadura negativa principal das lajes L201 e L202

As armaduras obtidas do livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado do Milton Araújo (2009) para as lajes L201 e L202 estão mostrados nas Figuras 27 e 28.

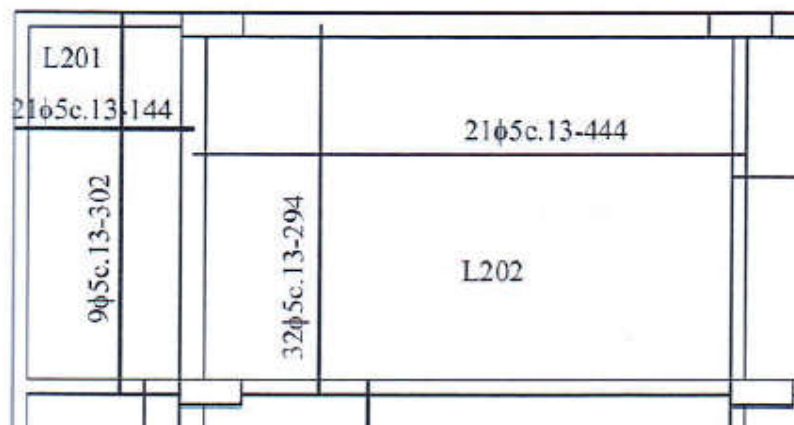


Figura 27 - Armaduras positivas principais e secundárias das lajes L201 e L202
(ARAÚJO, 2009)

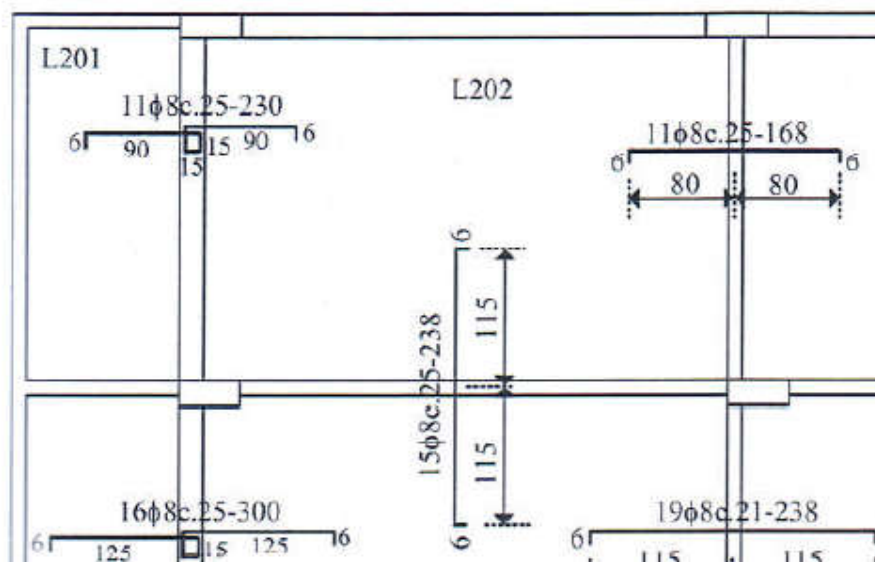


Figura 28 - Armaduras negativas principais e secundárias das lajes L201 e L202 (ARAÚJO, 2009)

Nota-se que as armaduras não são idênticas, pois foram adotados diâmetros e espaçamentos diferentes em cada resolução. O processo de cálculo dos esforços também não foi igual. No livro adotou-se aproximações por tabelas, já o TQS resolveu cada pavimento como grelhas de lajes planas.

O Anexo A mostra as Tabelas de Ferros de todos os pavimentos.

4.2 Vigas

Processado o edifício com a configuração inicial proposta, as vigas cuja dimensão da base eram 12 cm, apresentaram o seguinte erro: Número de ferros por camada inadequado. O TQS sugere nesses casos aumentar a seção ou editar as armaduras para assumir apenas 1 ferro por camada. A solução adotada foi aumentar a base dessas vigas e a partir de então passou a ser 14 cm.

Temos para a viga V226 as envoltórias de momentos fletores do primeiro e segundo vão mostradas nas figuras 29 e 30 respectivamente.

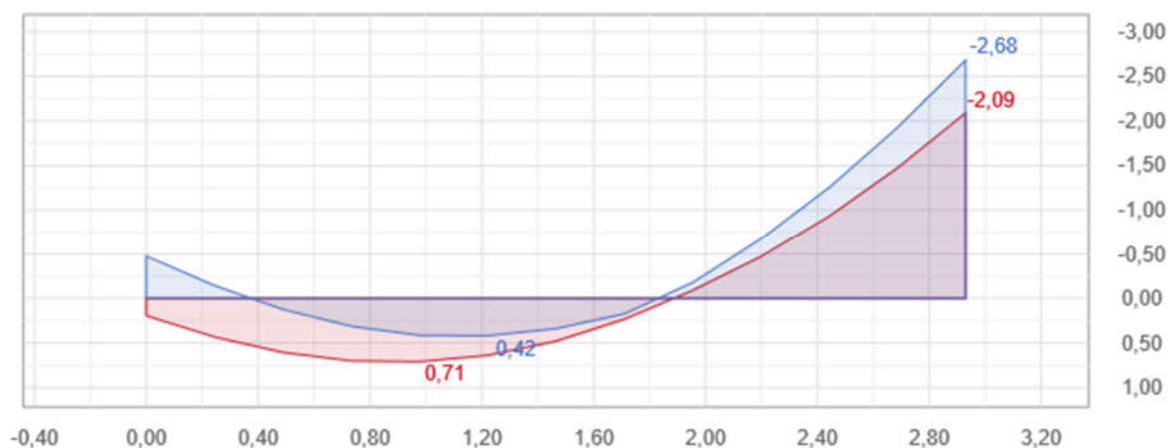


Figura 29 – Envoltória de momento fletor do 1º vão da viga V226 (valores característicos) (tfm) (Fonte: Autor)

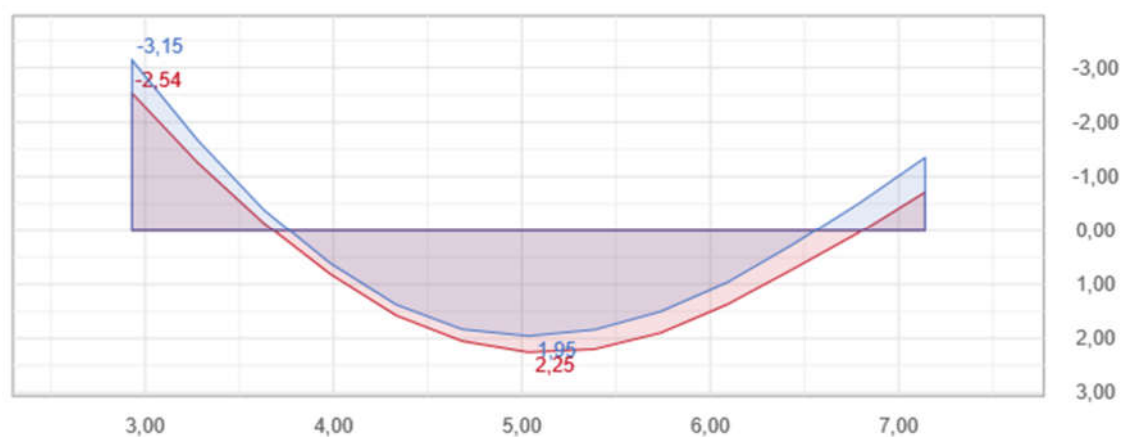


Figura 30 - Envoltória de momento fletor do 2º vão da viga V226 (valores característicos) (tfm) (Fonte: Autor)

Já o dimensionamento feito no Livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado do Milton Araújo (2009) apresenta o diagrama de momento fletor mostrado na Figura 31 considerando a viga contínua.

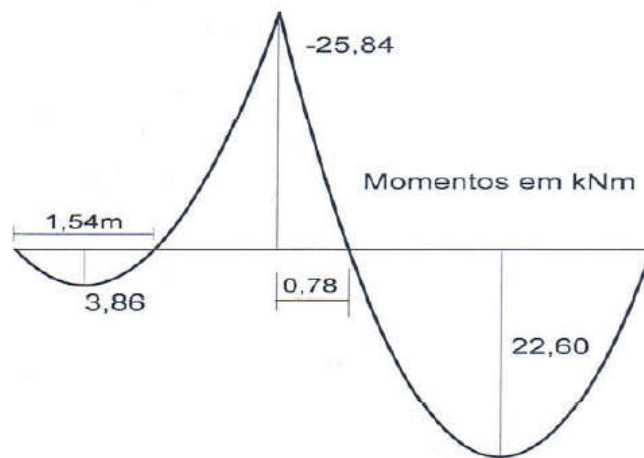


Figura 31 – Diagrama de momentos fletores da viga V226 (valores característicos)
(ARAÚJO, 2009)

Como a viga é solidária com os pilares, esses valores são corrigidos fazendo o engastamento do apoio interno. Dessa forma obteve-se o momento máximo nos vãos:

- Primeiro vão: $M = 7,73 \text{ kN.m}$.
- Segundo vão: $M = 19,30 \text{ kN.m}$.

Dessa forma, o dimensionamento feito pelo livro é feito para os maiores valores de momento:

Positivos

- Primeiro vão: $M = 7,73 \text{ kN.m}$ (resultado obtido pelo engastamento do apoio interno).
- Segundo vão: $M = 22,60 \text{ kN.m}$ (resultado do cálculo como viga contínua).

Negativo

A armadura negativa é dimensionada considerando-se o momento 25,84 kN.m obtido considerando-se a viga contínua.

Sabe-se que o TQS utiliza o modelo de pórtico espacial para resolução dos esforços das vigas e pilares, enquanto o livro faz uma análise plana dos elementos. Como dito anteriormente, a seção dessa viga foi modificada, no TQS passou a ser 14 cm e não mais 12 cm, o que altera o peso próprio da mesma. Essas diferenças entre os dimensionamentos impossibilitam a comparação dos valores, embora um projeto tenha sido baseado no outro.

A Figura 32 mostra o detalhamento da viga V226.

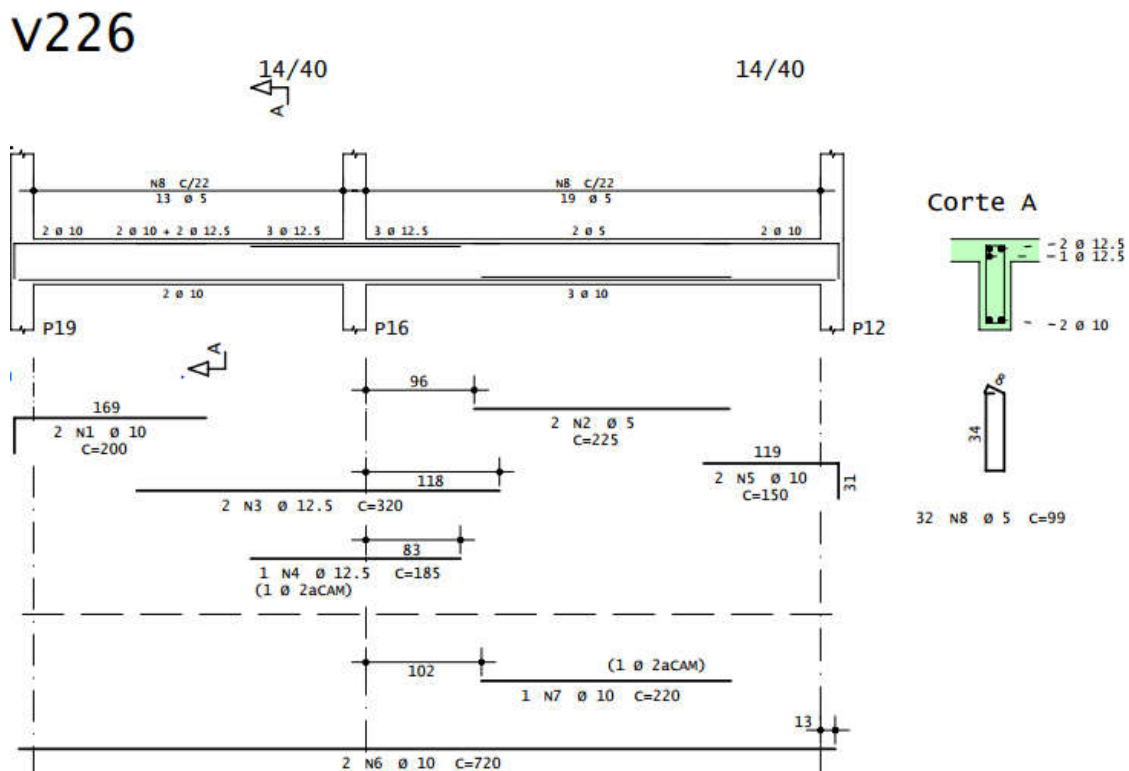


Figura 32 – Detalhamento da viga V226

A tabela de ferros de todas as vigas de todos os pavimentos encontra-se no ANEXO B.

4.3 Pilares

O TQS gera relatórios com os resultados obtidos. Por exemplo, a Tabela 12 mostra como será a seção do pilar P1 em todos os seus lances.

Tabela 12 – Armadura Longitudinal e Transversal do P1

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal	
		Formato	A (cm ²)	n	Ø (mm)	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{Tras}	Ø (mm)	C/ (cm)
L4	Cobertura	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0
L3	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0
L2	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0
L1	Térreo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0

Analisando a Tabela 12, percebe-se que a área de aço adotada é próxima à área mínima, que nesse caso é igual 4,0 cm² (0,004*área de concreto). Dessa forma, como o pré-dimensionamento foi feito de acordo as seções adotadas no exemplo do livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado de José Milton de Araújo (2009), que possui mais pavimentos que o edifício estudado, modificou-se a seção desse pilar para 20x30 cm, possibilitando economia de materiais na construção do edifício. Essa modificação também foi feita nos pilares P2, P3, P4, P5, P6, P15, P16, P17, P18, P19 e P20, nos quais essa observação também foi feita. Os pilares P9, P10, P11 e P13 também foram reduzidos e suas seções passaram a ser 20x50 cm.

Feito um novo processamento do edifício, encontra-se na Tabela 13 a nova área de aço do pilar P1.

Tabela 13 - Armadura Longitudinal e Transversal do P1

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal	
		Formato	A (cm ²)	n	Ø (mm)	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{Tras}	Ø (mm)	c/ (cm)
L4	Cobertura	20x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0
L3	Tipo	20x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0
L2	Tipo	20x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0
L1	Térreo	20x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0

Como o edifício desse trabalho não é idêntico ao do livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado de José Milton de Araújo (2009) e as seções foram modificadas não é possível fazer a comparação dos resultados obtidos para os pilares. Por exemplo, para o pilar P1, o esforço normal de cálculo do edifício do livro Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado do Milton Araújo (2009) no lance 1 é 755 kN e para o edifício do TQS, para o mesmo pilar e mesmo lance, o esforço normal é 23,84 tf ($\cong 238,4kN$). Essa diferença ocorre pela diferença do número de pilares e peso próprio dos elementos de diferentes dimensões.

A Figura 33 mostra o detalhamento de todos os lances do pilar P1.

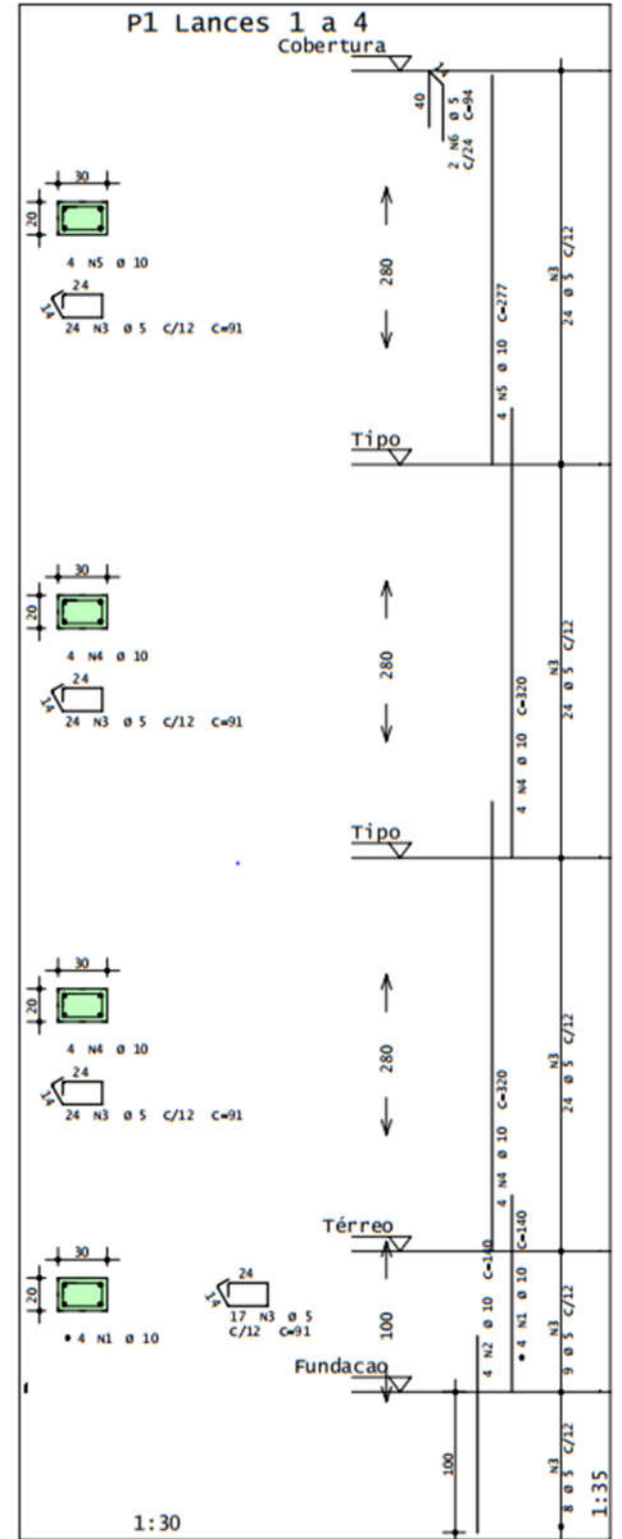


Figura 33 – Detalhamento do pilar P1

O Anexo C mostra as tabelas com as armaduras de todos os pilares.

4.4 Consumo de materiais

A Tabela 14 mostra o consumo de concreto e formas por pavimento e a Tabela 15 o consumo de aço.

Tabela 14 – Consumo de concreto e formas por pavimento do edifício

Pavimento	Concreto (m3)					Fôrmas (m2)				
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros
Teto casa de máquinas	2.4	1.2	2.0	0.0	0.0	32.2	17.5	20.3	0.0	0.0
Cobertura	4.1	11.1	14.4	0.0	0.0	63.8	135.9	144.4	0.0	0.0
Tipo	8.3	22.1	28.9	0.0	0.0	127.7	270.2	288.8	0.0	0.0
Térreo	1.5	7.0	0.0	0.0	0.0	22.8	90.1	0.0	0.0	0.0
Fundacao	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sapatas/Blocos	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	16.3	41.4	45.4	0.0	0.0	246.5	513.7	453.5	0.0	0.0

Tabela 15 - Consumo aço por pavimento do edifício

Pasta	Aço (kg)				
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros
Teto casa de máquinas	139.6	271.2	181.8	0.0	0.0
Cobertura	265.2	1487.7	883.5	0.0	0.0
Tipo	552.1	3070.4	1874.5	0.0	0.0
Térreo	227.1	739.2	0.0	0.0	0.0
TOTAL	1184.0	5568.5	2939.8	0.0	0.0

Os valores correspondentes às fundações foram zero pois o dimensionamento desses elementos não foi feito. Analisando os dados de consumo de materiais percebe-se que as lajes consumiram o maior volume de concreto do edifício e as vigas tiveram maior consumo de aço e formas.

5 CONCLUSÃO

Neste TCC, partindo-se do projeto arquitetônico de um edifício de 5 pavimentos, procedeu-se ao dimensionamento completo da correspondente estrutura em concreto armado, que se compõe de vigas, pilares e lajes. No processo de dimensionamento da estrutura, usou-se o programa comercial TQS. Valores de referência do dimensionamento foram tomados com base no dimensionamento de um edifício similar arquitetonicamente realizado por Araújo (2009).

Percebe-se que o uso de softwares no desenvolvimento de projetos estruturais facilita enormemente o trabalho dos engenheiros, pois possibilitam o estabelecimento de diversos modelos de forma rápida e fácil, dos quais pode-se escolher as soluções mais convenientes para o projeto em questão do ponto de vista de economia e segurança. O processo computacional de dimensionamento permite incluir detalhes do sistema estrutural quais jamais poderiam ser levados em consideração por um processo manual.

No entanto, reforça-se a ideia de que é preciso saber interpretar os resultados obtidos de forma a assegurar um edifício seguro e econômico, o que se reflete na redução do volume total de concreto e peso de aço usado na construção.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 6118 - **Projeto de estruturas de concreto** - Procedimento, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014.

ABNT NBR 6120 – **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1980 (Errata 2000).

ABNT NBR 6123 – **Forças devidas ao vento em edificações**, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988 (Errata 2013).

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado (Vol. 1)**. Rio Grande: Dunas, 2010.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado (Vol. 3)**. Rio Grande: Dunas, 2010.

ARAÚJO, J. M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. Rio Grande: Dunas, 2009. 2.ed.

CARVALHO, R., & FILHO, J. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014**. (4. ed., Ed.) São Carlos: EdUFSCar, 2014.

FIGUEIREDO, Álefe Freitas. **Processo para dimensionamento de elementos lineares em concreto armado com seções de forma geométrica qualquer sob flexão composta normal - Implementação em programa computacional para a análise e dimensionamento de estruturas planas**. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

MAGA, T. **Análise não-linear física e geométrica de sistemas aporticados com elementos de rigidez variável em concreto armado**, Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

MAGA, T. **Desenvolvimento de programa computacional com módulos integrados de análise e dimensionamento de estruturas em concreto armado**

planas (2D) com seções quaisquer, Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

MARTHA, L. F. **Análise de Estruturas**. 1. ed. [s.l.] CAMPUS, 2010.

SORIANO, H. L. **Análise de Estruturas - Formulação Matricial e Implementação Computacional**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda, 2005.

TQS 21 Ampliando Fronteiras. **TQS**. Disponível em: <<http://www1.tqs.com.br/v21>>
Acesso em: 21 de julho de 2019.

ANEXO A – TABELA DE FERROS DAS LAJES

Tabela de Ferros - Pavimento Tipo
=====

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL
USO NÃO PERMITIDO EM PROJETOS COMERCIAIS

Planta EDI-TIP-LAJ-051 21/07/19 14:13:38

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Tipo - Armadura negativa principal					(X2)	
	50A	1	6.3	78	270	21060
	50A	2	6.3	114	162	18468
	50A	3	6.3	18	140	2520
	50A	4	6.3	12	280	3360
	50A	5	6.3	28	210	5880
	50A	6	6.3	8	325	2600
	50A	7	6.3	6	315	1890
	50A	8	6.3	40	115	4600
	50A	9	6.3	108	150	16200
	50A	10	6.3	94	205	19270
	50A	11	6.3	40	250	10000
	50A	12	10	24	162	3888
	50A	13	8	26	155	4030
	50A	14	10	10	265	2650
	50A	15	6.3	8	260	2080
	50A	16	6.3	52	95	4940
	50A	17	6.3	4	235	940
	50A	18	10	10	260	2600
	50A	19	6.3	38	255	9690
	50A	20	6.3	4	185	740
	50A	21	6.3	14	285	3990
	50A	22	6.3	28	195	5460
	60A	23	5	68	1140	77520

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	775	119
50A	6.3	1337	328
50A	8	40	16
50A	10	91	56

Peso Total	60A =	119 kg
Peso Total	50A =	400 kg

Resumo de aço por elemento			
ELEM		PESO (kg)	PESO (kg+10%)

Tipo - Armadura negativa principal		519	571

2

Planta EDI-TIP-LAJ-052 21/07/19 14:13:41

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)

Tipo - Armadura de punção (X2)						
Tipo - Armadura negativa secundaria (X2)						
	50A	1	6.3	60	310	18600
	50A	2	6.3	28	437	12236
	50A	3	6.3	12	195	2340
	50A	4	6.3	68	185	12580
	50A	5	6.3	6	190	1140
	50A	6	6.3	6	475	2850
	50A	7	6.3	48	110	5280
	50A	8	6.3	50	210	10500
	50A	9	6.3	6	145	870
	50A	10	6.3	312	100	31200
	50A	11	6.3	110	180	19800
	50A	12	6.3	6	240	1440
	50A	13	6.3	12	170	2040
	50A	14	6.3	6	235	1410
	50A	15	6.3	46	220	10120
	50A	16	6.3	28	281	7868
	50A	17	8	4	282	1128
	50A	18	8	4	281	1124
	50A	19	6.3	10	95	950
	50A	20	6.3	10	205	2050

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	1433	351
50A	8	23	9

Peso Total 50A = 360 kg

Resumo de aço por elemento			
ELEM		PESO (kg)	PESO (kg+10%)

Tipo - Armadura de punção		0	0
Tipo - Armadura negativa secundaria		360	396

3

Planta EDI-TIP-LAJ-053 21/07/19 14:13:43

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)

Tipo - Armadura positiva secundaria					(X2)	
50A	1		6.3	252	306	77112
50A	2		6.3	36	433	15588
50A	3		6.3	236	440	103840
50A	4		6.3	38	277	10526
50A	5		6.3	36	310	11160
50A	6		6.3	36	281	10116

RESUMO DE AÇO				
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)	

50A	6.3	2283	559	
Peso Total		50A =	559 kg	

Resumo de aço por elemento			
ELEM		PESO (kg)	PESO (kg+10%)

Tipo - Armadura positiva secundaria		559	615

Planta EDI-TIP-LAJ-054 21/07/19 14:13:44

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Tipo - Armadura positiva principal					(X2)	
	50A	1	6.3	248	157	38936
	50A	2	6.3	140	452	63280
	50A	3	6.3	56	400	22400
	50A	4	6.3	112	405	45360
	50A	5	6.3	26	306	7956

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	1779	436
Peso Total		50A =	436 kg

Resumo de aço por elemento			
ELEM		PESO (kg)	PESO (kg+10%)
Tipo - Armadura positiva principal		436	480

Tabela de Ferros - Cobertura

=====

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL
USO NÃO PERMITIDO EM PROJETOS COMERCIAIS

Planta EDI-COB-LAJ-046 21/07/19 14:11:15

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
------	-----	-----	-------------	-------	-----------------------------	---------------

Cobertura - Armadura negativa principal

50A	1	6.3	3	280	840
50A	2	6.3	80	162	12960
50A	3	6.3	21	155	3255
50A	4	6.3	28	200	5600
50A	5	6.3	20	275	5500
50A	6	6.3	8	290	2320
50A	7	6.3	3	325	975
50A	8	6.3	17	100	1700
50A	9	6.3	34	135	4590
50A	10	6.3	42	225	9450
50A	11	6.3	34	235	7990
50A	12	6.3	28	140	3920
50A	13	6.3	13	95	1235
50A	14	6.3	4	340	1360
50A	15	6.3	16	285	4560
60A	16	5	33	1140	37620

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)

60A	5	376	58
50A	6.3	663	162

Peso Total	60A =	58 kg
Peso Total	50A =	162 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)

Cobertura - Armadura negativa principal	220	242
---	-----	-----

Planta EDI-COB-LAJ-047 21/07/19 14:11:17

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Cobertura - Armadura de punção						
Cobertura - Armadura negativa secundaria						
	50A	1	6.3	34	310	10540
	50A	2	6.3	14	437	6118
	50A	3	6.3	107	195	20865
	50A	4	6.3	3	175	525
	50A	5	6.3	3	180	540
	50A	6	6.3	3	475	1425
	50A	7	6.3	14	110	1540
	50A	8	6.3	4	135	540
	50A	9	6.3	146	100	14600
	50A	10	6.3	15	115	1725
	50A	11	6.3	3	205	615
	50A	12	6.3	33	185	6105
	50A	13	6.3	2	250	500
	50A	14	10	2	215	430
	50A	15	6.3	2	255	510
	50A	16	6.3	6	170	1020
	50A	17	6.3	4	150	600
	50A	18	6.3	9	281	2529
	50A	19	6.3	9	282	2538

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	728	178
50A	10	4	3
Peso Total		50A =	181 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
Cobertura - Armadura de punção	0	0
Cobertura - Armadura negativa secundaria	181	199

Planta EDI-COB-LAJ-048 21/07/19 14:11:19

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Cobertura - Armadura positiva secundaria						
	50A	1	6.3	126	306	38556
	50A	2	6.3	18	433	7794
	50A	3	6.3	108	440	47520
	50A	4	6.3	28	277	7756
	50A	5	6.3	18	310	5580
	50A	6	6.3	9	281	2529
	50A	7	6.3	9	282	2538

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	1123	275
Peso Total		50A =	275 kg

Resumo de aço por elemento			
ELEM		PESO (kg)	PESO (kg+10%)
Cobertura - Armadura positiva secundaria		275	303

Planta EDI-COB-LAJ-049 21/07/19 14:11:20

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Cobertura - Armadura positiva principal						
	50A	1	6.3	124	157	19468
	50A	2	6.3	70	452	31640
	50A	3	6.3	28	400	11200
	50A	4	6.3	42	405	17010
	50A	5	6.3	17	306	5202

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	845	207
Peso Total		50A =	207 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
Cobertura - Armadura positiva principal	207	228

Tabela de Ferros - Teto Da Casa de Máquinas

=====

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL
USO NÃO PERMITIDO EM PROJETOS COMERCIAIS

Planta EDI-TET-LAJ-044 21/07/19 14:08:36

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)

Teto casa de máquinas - Armadura negativa principal						
	50A	1	6.3	29	100	2900
	50A	2	6.3	23	225	5175
	50A	3	6.3	2	310	620
	60A	4	5	4	1140	4560
Teto casa de máquinas - Armadura negativa secundaria						
	50A	1	6.3	4	110	440
	50A	2	6.3	2	125	250
	50A	3	6.3	101	95	9595
	50A	4	8	2	100	200
	50A	5	6.3	2	120	240
Teto casa de máquinas - Armadura positiva principal						
	50A	1	6.3	17	405	6885
	50A	2	6.3	21	457	9597
Teto casa de máquinas - Armadura positiva secundaria						
	50A	1	10	29	287	8323
	50A	2	8	31	287	8897

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)

60A	5	46	7
50A	6.3	357	87
50A	8	91	36
50A	10	83	51
Peso Total		60A =	7 kg
Peso Total		50A =	175 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)

Teto casa de máquinas - Armadura negativ	28	31
Teto casa de máquinas - Armadura negativ	27	29

Teto casa de máquinas - Armadura positiv	40	44
Teto casa de máquinas - Armadura positiv	86	95

ANEXO B – TABELA DE FERROS DE VIGAS

Tabela de Ferros - Térreo

=====

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL
USO NÃO PERMITIDO EM PROJETOS COMERCIAIS

Planta EDI-TÉR-VIG-038 21/07/19 14:00:11

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V101	50A	1	8	2	880	1760
	50A	2	8	2	810	1620
	60A	3	5	51	91	4641
V102	50A	1	8	2	1020	2040
	50A	2	8	2	810	1620
	60A	3	5	2	155	310
	60A	4	5	61	91	5551
V105	60A	1	5	2	230	460
	50A	2	10	3	155	465
	50A	3	10	2	545	1090
	50A	4	10	2	150	300
	50A	5	10	2	450	900
	50A	6	8	2	360	720
	60A	7	5	50	91	4550
V110	60A	1	5	2	230	460
	50A	2	10	3	155	465
	50A	3	10	2	545	1090
	50A	4	10	2	150	300
	50A	5	10	2	450	900
	50A	6	8	2	360	720
	60A	7	5	50	91	4550
V112	50A	1	8	2	1015	2030
	50A	2	8	2	810	1620
	60A	3	5	2	155	310
	60A	4	5	61	91	5551
V113	50A	1	8	2	880	1760
	50A	2	8	2	810	1620
	60A	3	5	51	91	4641
V114	50A	1	8	4	540	2160

V119	50A	2	8	2	260	520
	50A	3	10	2	320	640
	50A	4	8	2	285	570
	50A	5	8	2	715	1430
	50A	6	8	2	245	490
	50A	7	8	2	720	1440
	60A	8	5	105	91	9555
V120	50A	1	8	2	315	630
	50A	2	8	2	265	530
	60A	3	5	17	79	1343
	50A	1	8	2	345	690
	50A	2	10	2	604	1208
	50A	3	8	2	895	1790
	50A	4	8	2	300	600
	50A	5	10	2	430	860
	50A	6	8	2	245	490
	50A	7	8	2	720	1440
	60A	8	5	105	91	9555

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	515	79
50A	8	283	112
50A	10	82	51
Peso Total		60A =	79 kg
Peso Total		50A =	162 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V101	20	23
V102	23	26
V105	28	30
V110	28	30
V112	23	26
V113	20	23
V114	45	49
V119	7	7
V120	47	52

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	5.3	4.8

Taxa de armadura (kg/m3) 45.8 50.3

2

Planta EDI-TÉR-VIG-039 21/07/19 14:00:13

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V103	50A	1	8	2	195	390
	50A	2	8	2	140	280
	60A	3	5	8	91	728
V104	50A	1	8	8	190	1520
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	117	2340
V106	50A	1	8	8	190	1520
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	117	2340
V107	50A	1	6.3	2	245	490
	50A	2	8	2	225	450
	60A	3	5	13	79	1027
V108	50A	1	8	8	190	1520
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	117	2340
V109	50A	1	8	8	190	1520
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	117	2340
V111	50A	1	10	4	170	680
	60A	2	5	2	150	300
	60A	3	5	8	91	728
V115	60A	1	5	2	305	610
	50A	2	8	2	265	530
	60A	3	5	17	79	1343
V116	60A	1	5	2	305	610
	50A	2	8	2	265	530
	60A	3	5	17	79	1343
V117	50A	1	8	2	770	1540
	50A	2	8	2	715	1430

V118	60A	3	5	46	91	4186
	50A	1	8	2	770	1540
	50A	2	8	2	715	1430
	60A	3	5	46	91	4186
V121	50A	1	8	2	205	410
	50A	2	8	2	150	300
	60A	3	5	9	91	819
V122	50A	1	8	2	205	410
	50A	2	8	2	150	300
	60A	3	5	9	91	819

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	288	44
50A	6.3	5	1
50A	8	156	62
50A	10	7	4
Peso Total		60A =	44 kg
Peso Total		50A =	67 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V103	4	4
V104	11	12
V106	11	12
V107	5	5
V108	11	12
V109	11	12
V111	6	6
V115	5	6
V116	5	6
V117	18	20
V118	18	20
V121	4	4
V122	4	4

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	2.4	2.2
Taxa de armadura (kg/m3)	47.3	51.5

Tabela de Ferros - Pavimento Tipo
=====

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL
USO NÃO PERMITIDO EM PROJETOS COMERCIAIS

Planta EDI-TIP-VIG-035 21/07/19 13:57:41

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V204	(X2)					
	50A	1	16	4	455	1820
	50A	2	10	4	785	3140
	50A	3	10	4	160	640
	50A	4	10	2	250	500
	60A	5	5	8	155	1240
	50A	6	10	4	815	3260
	50A	7	10	2	205	410
	50A	8	6.3	4	125	500
	60A	9	5	98	99	9702
V211	(X2)					
	50A	1	6.3	4	250	1000
	50A	2	8	4	225	900
	60A	3	5	26	79	2054
V222	(X2)					
	60A	1	5	4	220	880
	60A	2	5	4	275	1100
	50A	3	10	4	240	960
	50A	4	10	4	102	408
	50A	5	8	4	83	332
	50A	6	8	4	795	3180
	60A	7	5	98	79	7742
V224	(X2)					
	50A	1	10	12	210	2520
	50A	2	6.3	8	200	1600
	50A	3	12.5	8	330	2640
	50A	4	10	4	525	2100
	50A	5	10	10	190	1900
	50A	6	10	4	980	3920
	50A	7	10	2	185	370
	50A	8	10	4	240	960
	50A	9	10	4	745	2980
	60A	10	5	150	131	19650
	50A	11	6.3	20	132	2640
V229	(X2)					
	50A	1	10	12	210	2520
	50A	2	6.3	4	200	800
	50A	3	12.5	4	330	1320
	50A	4	10	4	575	2300

	50A	5	10	8	190	1520
	50A	6	10	6	225	1350
	50A	7	12.5	4	315	1260
	50A	8	10	4	980	3920
	50A	9	10	4	185	740
	50A	10	10	2	240	480
	50A	11	10	4	725	2900
	50A	12	10	2	280	560
	60A	13	5	162	131	21222
	50A	14	6.3	10	132	1320
V230	(X2)					
	60A	1	5	4	330	1320
	50A	2	10	4	330	1320
	60A	3	5	26	99	2574
V232	(X2)					
	50A	1	8	4	355	1420
	50A	2	8	4	327	1308
	60A	3	5	38	79	3002

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	705	109
50A	6.3	79	19
50A	8	71	28
50A	10	417	257
50A	12.5	52	50
50A	16	18	29
Peso Total		60A =	109 kg
Peso Total		50A =	384 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V204	96	105
V211	9	10
V222	37	41
V224	157	173
V229	163	180
V230	14	16
V232	15	17

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	9.4	8.5
Taxa de armadura (kg/m3)	52.4	57.7

Planta EDI-TIP-VIG-036 21/07/19 13:57:44

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V202	(X2)					
	50A	1	10	6	285	1710
	50A	2	10	4	470	1880
	50A	3	10	2	180	360
	50A	4	10	6	240	1440
	50A	5	10	4	820	3280
	50A	6	10	2	260	520
	50A	7	10	2	235	470
	60A	8	5	86	151	12986
	50A	9	8	12	453	5436
	50A	10	8	12	401	4812
V207	(X2)					
	50A	1	10	6	275	1650
	50A	2	12.5	4	610	2440
	50A	3	12.5	2	240	480
	50A	4	10	6	175	1050
	50A	5	10	4	852	3408
	50A	6	10	2	280	560
	50A	7	10	2	235	470
	60A	8	5	84	151	12684
	50A	9	8	12	478	5736
	50A	10	8	12	370	4440
V215	(X2)					
	50A	1	10	6	275	1650
	50A	2	12.5	4	610	2440
	50A	3	12.5	2	240	480
	50A	4	10	6	175	1050
	50A	5	10	4	840	3360
	50A	6	10	2	280	560
	50A	7	10	2	245	490
	60A	8	5	84	151	12684
	50A	9	8	12	478	5736
	50A	10	8	12	370	4440
V218	(X2)					
	50A	1	16	4	455	1820
	50A	2	10	4	470	1880
	50A	3	10	4	160	640
	50A	4	10	6	365	2190
	60A	5	5	8	155	1240
	50A	6	10	4	815	3260
	50A	7	10	2	205	410
	50A	8	6.3	4	125	500

V220	60A	9	5	98	99	9702
	(X2)					
	50A	1	10	6	285	1710
	50A	2	10	4	470	1880
	50A	3	10	2	180	360
	50A	4	10	6	240	1440
	50A	5	10	4	820	3280
	50A	6	10	2	260	520
	50A	7	10	2	235	470
	60A	8	5	86	151	12986
V223	50A	9	8	12	453	5436
	50A	10	8	12	401	4812
	(X2)					
	60A	1	5	4	275	1100
	50A	2	8	4	85	340
	50A	3	10	4	100	400
	60A	4	5	4	220	880
	50A	5	10	4	240	960
	50A	6	8	4	795	3180
	60A	7	5	98	79	7742
V231	(X2)					
	50A	1	8	4	355	1420
	50A	2	8	4	328	1312
V233	60A	3	5	38	79	3002
	(X2)					
	60A	1	5	4	330	1320
	50A	2	10	4	330	1320
	60A	3	5	26	99	2574

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	789	122
50A	6.3	5	1
50A	8	471	186
50A	10	446	275
50A	12.5	58	56
50A	16	18	29
Peso Total		60A =	122 kg
Peso Total		50A =	548 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V202	120	132

V207	132	145
V215	132	145
V218	98	108
V220	120	132
V223	37	41
V231	15	17
V233	14	16

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	10.4	9.5
Taxa de armadura (kg/m3)	64.5	70.7

3

Planta EDI-TIP-VIG-037 21/07/19 13:57:46

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V201	(X2)					
	50A	1	10	6	210	1260
	60A	2	5	4	167	668
	60A	3	5	14	99	1386
V203	(X2)					
	50A	1	10	6	210	1260
	60A	2	5	4	167	668
	60A	3	5	14	99	1386
V205	(X2)					
	50A	1	10	6	200	1200
	50A	2	12.5	4	110	440
	50A	3	8	4	185	740
	60A	4	5	14	99	1386
V206	(X2)					
	50A	1	10	6	200	1200
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	14	99	1386
V208	(X2)					
	50A	1	10	6	200	1200
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	14	99	1386
V209	(X2)					
	50A	1	8	6	190	1140
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	79	1580
V210	(X2)					
	50A	1	8	6	190	1140
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	79	1580
V212	(X2)					

	50A	1	8	6	190	1140
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	77	1540
V213	(X2)					
	50A	1	8	6	190	1140
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	20	79	1580
V214	(X2)					
	50A	1	10	6	200	1200
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	14	99	1386
V216	(X2)					
	50A	1	10	6	200	1200
	60A	2	5	4	170	680
	60A	3	5	14	99	1386
V217	(X2)					
	50A	1	10	4	210	840
	50A	2	10	4	145	580
	60A	3	5	12	99	1188
V219	(X2)					
	50A	1	10	6	210	1260
	60A	2	5	4	167	668
	60A	3	5	14	99	1386
V221	(X2)					
	50A	1	10	6	210	1260
	60A	2	5	4	167	668
	60A	3	5	14	99	1386
V225	(X2)					
	50A	1	10	4	355	1420
	50A	2	10	4	270	1080
	50A	3	10	2	220	440
	60A	4	5	20	139	2780
	50A	5	8	8	292	2336
V226	(X2)					
	50A	1	10	4	200	800
	60A	2	5	4	225	900
	50A	3	12.5	4	320	1280
	50A	4	12.5	2	185	370
	50A	5	10	4	150	600
	50A	6	10	4	720	2880
	50A	7	10	2	220	440
	60A	8	5	64	99	6336
V227	(X2)					
	60A	1	5	4	225	900
	50A	2	10	4	155	620
	50A	3	12.5	4	320	1280
	50A	4	12.5	2	185	370
	50A	5	10	4	195	780
	50A	6	10	4	720	2880
	50A	7	10	2	220	440
	60A	8	5	64	99	6336

V228	(X2)					
	50A	1	10	4	335	1340
	50A	2	10	4	270	1080
	60A	3	5	22	99	2178

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	475	73
50A	8	76	30
50A	10	273	168
50A	12.5	37	36
Peso Total		60A =	73 kg
Peso Total		50A =	234 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V201	11	12
V203	11	12
V205	17	18
V206	11	12
V208	11	12
V209	8	9
V210	8	9
V212	8	9
V213	8	9
V214	11	12
V216	11	12
V217	11	12
V219	11	12
V221	11	12
V225	32	35
V226	56	62
V227	56	62
V228	18	20

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	4.6	4.2
Taxa de armadura (kg/m3)	67.4	73.6

Tabela de Ferros - Cobertura

=====

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL
USO NÃO PERMITIDO EM PROJETOS COMERCIAIS

Planta EDI-COB-VIG-040 21/07/19 14:03:26

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V304						
	50A	1	10	2	840	1680
	50A	2	10	2	250	500
	50A	3	10	1	160	160
	50A	4	10	3	365	1095
	60A	5	5	4	155	620
	50A	6	10	2	815	1630
	50A	7	10	1	195	195
	60A	8	5	49	99	4851
V324						
	50A	1	10	6	210	1260
	50A	2	6.3	4	200	800
	50A	3	12.5	4	330	1320
	50A	4	10	2	525	1050
	50A	5	10	2	150	300
	50A	6	10	2	955	1910
	50A	7	10	2	195	390
	50A	8	10	2	240	480
	50A	9	10	2	745	1490
	60A	10	5	75	131	9825
	50A	11	6.3	10	132	1320
V325						
	50A	1	10	2	355	710
	50A	2	10	2	270	540
	50A	3	10	1	220	220
	60A	4	5	10	139	1390
	50A	5	8	4	292	1168
V328						
	50A	1	8	2	335	670
	50A	2	10	2	275	550
	60A	3	5	11	99	1089
V329						
	50A	1	10	3	210	630
	50A	2	6.3	4	200	800
	50A	3	12.5	2	330	660
	50A	4	10	2	525	1050
	50A	5	10	2	150	300
	50A	6	12.5	2	315	630
	50A	7	10	3	220	660

	50A	8	10	2	980	1960
	50A	9	10	1	195	195
	50A	10	10	1	240	240
	50A	11	10	2	745	1490
	50A	12	10	1	235	235
	50A	13	10	1	205	205
	60A	14	5	75	131	9825
	50A	15	6.3	10	132	1320
V331						
	50A	1	8	2	540	1080
	60A	2	5	2	275	550
	50A	3	8	2	795	1590
	60A	4	5	48	79	3792

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	319	49
50A	6.3	42	10
50A	8	45	18
50A	10	211	130
50A	12.5	26	25
Peso Total			
		60A =	49 kg
		50A =	184 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V304	41	45
V324	75	83
V325	16	17
V328	8	8
V329	76	83
V331	17	19

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	4.7	4.3
Taxa de armadura (kg/m3)	49.7	54.6

Planta EDI-COB-VIG-041 21/07/19 14:03:29

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V303	50A	1	10	3	210	630
	60A	2	5	2	167	334
	60A	3	5	7	99	693
V307	60A	1	5	2	220	440
	50A	2	10	3	175	525
	50A	3	12.5	2	440	880
	50A	4	12.5	1	240	240
	50A	5	10	3	195	585
	50A	6	10	2	490	980
	50A	7	10	2	305	610
	50A	8	10	2	345	690
	50A	9	10	1	215	215
	60A	10	5	42	151	6342
	50A	11	8	6	478	2868
	50A	12	8	6	370	2220
V308	50A	1	10	3	200	600
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	7	99	693
V310	50A	1	8	3	190	570
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	10	79	790
V311	50A	1	6.3	2	250	500
	50A	2	8	2	225	450
	60A	3	5	13	79	1027
V313	50A	1	8	3	190	570
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	10	79	790
V317	50A	1	8	2	82	164
	50A	2	10	2	178	356
	50A	3	10	2	145	290
	60A	4	5	6	99	594
V318	50A	1	10	2	840	1680
	50A	2	10	2	250	500

V319	50A	3	10	1	160	160
	50A	4	10	3	365	1095
	60A	5	5	4	155	620
	50A	6	10	2	815	1630
	50A	7	10	1	195	195
	60A	8	5	49	99	4851
V320	50A	1	10	3	210	630
	60A	2	5	2	167	334
	60A	3	5	7	99	693
V321	50A	1	10	3	305	915
	50A	2	10	2	470	940
	50A	3	10	1	180	180
	50A	4	10	3	260	780
	50A	5	10	2	820	1640
	50A	6	10	1	250	250
	50A	7	10	1	220	220
	60A	8	5	43	151	6493
	50A	9	8	6	453	2718
	50A	10	8	6	401	2406
V322	50A	1	10	3	210	630
	60A	2	5	2	167	334
	60A	3	5	7	99	693
V323	60A	1	5	2	220	440
	60A	2	5	2	275	550
	50A	3	10	2	240	480
	50A	4	10	2	135	270
	50A	5	8	2	795	1590
	60A	6	5	49	79	3871
V330	60A	1	5	2	275	550
	50A	2	10	2	135	270
	60A	3	5	2	220	440
	50A	4	10	2	240	480
	50A	5	8	2	795	1590
	60A	6	5	49	79	3871
	60A	1	5	2	275	550
	50A	2	8	2	540	1080
	50A	3	8	2	795	1590
	60A	4	5	48	79	3792

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT	COMPR	PESO
	(mm)	(m)	(kg)

60A	5	408	63
50A	6.3	5	1
50A	8	178	70
50A	10	184	114
50A	12.5	11	11
Peso Total		60A =	63 kg
Peso Total		50A =	196 kg

Resumo de aço por elemento			
ELEM		PESO (kg)	PESO (kg+10%)

V303		5	6
V307		64	70
V308		5	6
V310		4	4
V311		5	5
V313		4	4
V317		6	6
V318		41	45
V319		5	6
V320		61	67
V321		5	6
V322		18	20
V323		18	20
V330		17	19

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	4.2	3.8
Taxa de armadura (kg/m3)	61.8	67.7

Planta EDI-COB-VIG-042 21/07/19 14:03:31

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V301						
	50A	1	10	3	210	630
	60A	2	5	2	167	334
	60A	3	5	7	99	693
V302						
	50A	1	10	3	305	915
	50A	2	10	2	470	940
	50A	3	10	1	180	180
	50A	4	10	3	260	780
	50A	5	10	2	820	1640
	50A	6	10	1	250	250
	50A	7	10	1	215	215
	60A	8	5	43	151	6493
	50A	9	8	6	453	2718
	50A	10	8	6	401	2406
V305						
	50A	1	10	2	210	420
	50A	2	10	2	145	290
	60A	3	5	6	99	594
V306						
	50A	1	10	3	200	600
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	7	99	693
V309						
	50A	1	8	3	190	570
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	10	79	790
V312						
	50A	1	8	3	190	570
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	10	79	790
V314						
	50A	1	10	3	200	600
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	7	99	693
V315						
	60A	1	5	2	220	440
	50A	2	10	3	175	525
	50A	3	12.5	2	440	880
	50A	4	12.5	1	240	240
	50A	5	10	3	195	585

V316	50A	6	10	2	490	980
	50A	7	10	2	305	610
	50A	8	10	2	345	690
	50A	9	10	1	215	215
	60A	10	5	42	151	6342
	50A	11	8	6	478	2868
	50A	12	8	6	370	2220
	50A	1	10	3	200	600
	60A	2	5	2	170	340
	60A	3	5	7	99	693
	50A	1	8	2	185	370
	60A	2	5	2	225	450
V326	50A	3	10	2	325	650
	50A	4	10	1	155	155
	50A	5	10	2	150	300
	50A	6	10	2	720	1440
	50A	7	10	1	220	220
	60A	8	5	32	99	3168
	60A	1	5	2	225	450
	50A	2	10	2	155	310
	50A	3	10	2	325	650
	50A	4	10	1	155	155
	50A	5	8	2	185	370
	50A	6	10	2	720	1440
V327	50A	7	10	1	220	220
	60A	8	5	32	99	3168
	60A	1	5	2	225	450
	50A	2	10	2	155	310
	50A	3	10	2	325	650
	50A	4	10	1	155	155
	50A	5	8	2	185	370
	50A	6	10	2	720	1440
	50A	7	10	1	220	220
	60A	8	5	32	99	3168
	60A	1	5	2	225	450
	50A	2	10	2	155	310

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	275	42
50A	8	121	48
50A	10	172	106
50A	12.5	11	11
Peso Total		60A =	42 kg
Peso Total		50A =	165 kg

Resumo de aço por elemento		
ELEM	PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V301	5	6
V302	61	67

V305	5	6
V306	5	6
V309	4	4
V312	4	4
V314	5	6
V315	64	70
V316	5	6
V326	24	27
V327	24	27

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	3.3	3.0
Taxa de armadura (kg/m3)	62.3	68.0

Tabela de Ferros - Teto da Casa de Máquinas

=====

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL

USO NÃO PERMITIDO EM PROJETOS COMERCIAIS

Planta EDI-TET-VIG-043 21/07/19 14:05:05

ELEM	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V401						
	60A	1	5	2	255	510
	50A	2	8	2	140	280
	50A	3	16	2	405	810
	50A	4	8	2	225	450
	50A	5	10	2	470	940
	50A	6	10	1	235	235
	50A	7	10	2	345	690
	60A	8	5	35	99	3465
V402						
	60A	1	5	2	255	510
	50A	2	8	2	140	280
	50A	3	16	2	405	810
	50A	4	8	2	225	450
	50A	5	10	2	470	940
	50A	6	10	1	240	240
	50A	7	10	2	345	690
	60A	8	5	35	101	3535
V403						
	50A	1	10	2	340	680
	50A	2	10	2	210	420
	60A	3	5	9	101	909
V404						
	50A	1	8	2	335	670
	50A	2	10	2	288	576
	50A	3	10	1	185	185
	60A	4	5	11	99	1089
V405						
	60A	1	5	2	255	510
	50A	2	8	2	140	280
	50A	3	16	2	405	810
	50A	4	8	2	225	450
	50A	5	10	2	470	940
	50A	6	10	2	285	570
	50A	7	10	2	345	690
	60A	8	5	35	101	3535
V406						
	50A	1	10	2	340	680

50A	2	10	2	210	420
60A	3	5	9	101	909

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	150	23
50A	8	29	11
50A	10	89	55
50A	16	24	38
Peso Total		60A =	23 kg
Peso Total		50A =	105 kg

Resumo de aço por elemento			
ELEM		PESO (kg)	PESO (kg+10%)
V401		33	37
V402		33	37
V403		8	9
V404		9	10
V405		35	39
V406		8	9

	Eixo	Faces
Volume de concreto de VIGAS (m3)	1.9	1.7
Taxa de armadura (kg/m3)	67.7	77.1

ANEXO C – RELATÓRIO DE PILARES

As tabelas desse anexo correspondem aos dados do dimensionamento dos pilares feito pelo programa TQS.

Pilares / Pilar P1

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal							Armadura transversal		ν	Esbeltez		$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$c \text{ (cm)}$	2ª Ordem
			Formato	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	n	$\emptyset \text{ (mm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset \text{ (mm)}$	$c/ \text{ (cm)}$		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,05	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,13	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,20	47	31	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,21	15	10	25	3,0	-

λ_x : Índice de esbeltez em relação ao eixo x

λ_y : Índice de esbeltez em relação ao eixo y

A: Área bruta da seção transversal

c: Cobrimento utilizado no lance

f_{ck} : Resistência característica do concreto à compressão

ν : Força normal adimensional

$\emptyset$: Diâmetro das barras de armadura

ρ : Taxa geométrica de armadura

ρ_{Tras} : Taxa geométrica de armadura na região do traspasse

2ª Ordem – Método geral: visualizar os efeitos locais de 2ª ordem no editor rápido de armaduras.

2ª Ordem – Efeito localizado: visualizar os efeitos localizados no editor rápido de armaduras.

2ª Ordem – PP c/ κ aprox.: Pilar Padrão com κ aproximado.

2ª Ordem – PP c/ 1/r aprox.: Pilar Padrão com curvatura aproximada.

2ª Ordem – PP c/ N,M,1/r: Pilar Padrão acoplado a diagrama N,M,1/r .

Pilares / Pilar P2

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal							Armadura transversal		ν	Esbeltez		$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$c \text{ (cm)}$	2ª Ordem
			Formato	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	n	$\emptyset \text{ (mm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset \text{ (mm)}$	$c/ \text{ (cm)}$		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,06	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,16	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,27	48	31	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.		600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,28	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P3

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\varnothing$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\varnothing$ (mm)	c (cm)		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,05	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,12	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,19	47	31	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,20	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P4

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\varnothing$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\varnothing$ (mm)	c (cm)		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,12	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,31	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,50	47	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,52	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P5

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\varnothing$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\varnothing$ (mm)	c (cm)		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,10	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,29	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,48	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,50	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P6

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$c \text{ (cm)}$	2ª Ordem
		Formato	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	n	$\emptyset \text{ (mm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset \text{ (mm)}$	$c / \text{(cm)}$		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,09	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,25	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,41	47	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,43	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P7

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$c \text{ (cm)}$	2ª Ordem
		Formato	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	n	$\emptyset \text{ (mm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset \text{ (mm)}$	$c / \text{(cm)}$		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,03	48	48	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,07	48	48	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,11	48	48	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,12	15	15	25	3,0	-

Pilares / Pilar P8

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$c \text{ (cm)}$	2ª Ordem
		Formato	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	n	$\emptyset \text{ (mm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset \text{ (mm)}$	$c / \text{(cm)}$		λ_x	λ_y			
L5	Atico	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,07	61	18	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L4	Cobertura	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,17	48	14	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,25	48	14	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,34	48	13	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,37	15	4	25	3,0	-

Pilares / Pilar P9

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\emptyset$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset$ (mm)	c (cm)		λ_x	λ_y			
L5	Atico	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,05	62	25	25	3,0	-
L4	Cobertura	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,12	48	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,22	48	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,32	46	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,37	15	6	25	3,0	-

Pilares / Pilar P10

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\emptyset$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset$ (mm)	c (cm)		λ_x	λ_y			
L5	Atico	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,03	62	25	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L4	Cobertura	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,08	48	19	25	3,0	-
L3	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,17	48	19	25	3,0	-
L2	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,25	46	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,28	15	6	25	3,0	-

Pilares / Pilar P11

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\emptyset$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset$ (mm)	c (cm)		λ_x	λ_y			
L5	Atico	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,05	62	25	25	3,0	-
L4	Cobertura	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,12	48	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,22	48	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,31	46	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,35	15	6	25	3,0	-

Pilares / Pilar P12

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\emptyset$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset$ (mm)	c / (cm)		λ_x	λ_y			
L5	Atico	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,07	61	18	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L4	Cobertura	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,17	48	14	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,26	48	14	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,34	48	13	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 70.	1400	8	10,0	6,3	0,45	0,90	5,0	12,0	0,38	15	4	25	3,0	-

Pilares / Pilar P13

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\emptyset$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset$ (mm)	c / (cm)		λ_x	λ_y			
L5	Atico	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,04	62	25	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L4	Cobertura	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,09	48	19	25	3,0	-
L3	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,17	48	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,25	46	19	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 50.	1000	6	10,0	4,7	0,47	0,94	5,0	12,0	0,29	15	6	25	3,0	-

Pilares / Pilar P14

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\emptyset$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset$ (mm)	c / (cm)		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,04	48	48	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,08	48	48	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,11	48	62	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 20.	400	4	10,0	3,1	0,79	1,57	5,0	12,0	0,12	15	62	25	3,0	PP c/ κ aprox.

Pilares / Pilar P15

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		ν	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm ²)	n	$\emptyset$ (mm)	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{Tras}	$\emptyset$ (mm)	c / (cm)		λ_x	λ_y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,12	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,31	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.

L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,51	47	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,52	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P16

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		v	Esbeltez		f _{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm²)	n	Ø (mm)	A _s (cm²)	ρ	ρ _{Tras}	Ø (mm)	c/ (cm)		λ _x	λ _y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,10	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,30	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,49	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,50	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P17

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		v	Esbeltez		f _{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm²)	n	Ø (mm)	A _s (cm²)	ρ	ρ _{Tras}	Ø (mm)	c/ (cm)		λ _x	λ _y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,09	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,26	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,42	47	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,45	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P18

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal						Armadura transversal		v	Esbeltez		f _{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato	A (cm²)	n	Ø (mm)	A _s (cm²)	ρ	ρ _{Tras}	Ø (mm)	c/ (cm)		λ _x	λ _y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,05	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,13	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,20	47	31	25	3,0	PP c/ κ aprox.
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,21	15	10	25	3,0	-

Pilares / Pilar P19

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal							Armadura transversal		ν	Esbeltez		f _{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
			Formato	A _l (cm²)	n	Ø (mm)	A _s (cm²)	ρ	ρ _{Tras}	Ø (mm)	c/(cm)		λ _x	λ _y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,06	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.	
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,16	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.	
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,26	48	31	25	3,0	PP c/ κ aprox.	
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,28	15	10	25	3,0	-	

Pilares / Pilar P20

Lance	Pavimento	Seção	Armadura longitudinal							Armadura transversal		ν	Esbeltez		f _{ck} (MPa)	c _(cm)	2ª Ordem
			Formato	A _(cm²)	n	Ø (mm)	A _s (cm²)	ρ	ρ _{Tras}	Ø (mm)	c/(cm)		λ _x	λ _y			
L4	Cobertura	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,05	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.	
L3	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,12	48	32	25	3,0	PP c/ κ aprox.	
L2	Tipo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,19	47	31	25	3,0	PP c/ κ aprox.	
L1	Térreo	20.x 30.	600	4	10,0	3,1	0,52	1,05	5,0	12,0	0,19	15	10	25	3,0	-	