



**VINÍCIUS RIBEIRO DE PAULA**

**CONCEPÇÃO, MODELAGEM 3D E ANÁLISE ESTRUTURAL  
DE UM SOBRADO RESIDENCIAL**

**LAVRAS-MG  
2022**

**VINÍCIUS RIBEIRO DE PAULA**

**CONCEPÇÃO, MODELAGEM 3D E ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM SOBRADO  
RESIDENCIAL**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Ígor José Mendes Lemes

Orientador

**LAVRAS-MG**

**2022**

**VINÍCIUS RIBEIRO DE PAULA**

**CONCEPÇÃO, MODELAGEM 3D E ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM SOBRADO  
RESIDENCIAL**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 14 de setembro de 2022.

Prof. Dr. Igor José Mendes Lemes

Prof. Dr. Wisner Coimbra de Paula

Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes



Prof. Dr. Igor José Mendes Lemes

Orientador

**LAVRAS-MG**

**2022**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por ter iluminado meu caminho e abençoado toda a minha trajetória, não só no TCC, mas desde o início da faculdade.

Agradeço a Universidade Federal de Lavras por ter contribuído enormemente com a minha formação profissional, pela qualidade do ensino, pela infraestrutura oferecida, por ter me ensinado valores e por proporcionar experiências das quais jamais me esquecerei.

Aos meus pais, Edailson e Rosa, a minha irmã Vanessa, por todo apoio, carinho, paciência e compreensão. Obrigado por estarem sempre ao meu lado. Sem vocês não teria conseguido. Essa conquista também é de vocês!

À minha namorada Giovanna, que não mediu esforços para me ajudar, aconselhar e apoiar, e que esteve comigo nos momentos mais difíceis. Obrigado pela paciência, sem você também não teria conseguido.

Obrigado a todos os amigos que eu fiz durante essa jornada da minha vida que de certa forma contribuíram para o meu crescimento e conquistas. Agradeço por ter feito parte do NECiv (Núcleo de Estudos em Engenharia Civil) durante 3 anos, onde fiz meus melhores amigos e pude adquirir novas experiências e aprendizados.

Agradeço a todos os professores que contribuíram para minha formação acadêmica e profissional, especialmente ao professor Ígor Lemes por ter aceitado o convite para ser meu orientador e ter disponibilizado tempo e conhecimento para que este trabalho fosse desenvolvido.

**MUITO OBRIGADO!!!**

## RESUMO

Para a elaboração de todo o projeto estrutural é necessário analisar o comportamento da estrutura e projetá-la de tal forma que ela traga, além de sua funcionalidade, um orçamento enxuto com custos reduzidos, conforto, segurança e estabilidade para o usuário. A evolução dos modelos de análise estrutural dos edifícios vem se aprimorando rapidamente ao longo do tempo e a tendência é que cada vez mais a estrutura seja analisada de forma global considerando a interação de todos os elementos. Os *softwares* apresentam atualmente soluções rápidas e eficazes entregando resultados que dificilmente seriam obtidos em processos manuais. Portanto, este trabalho tem o objetivo de aprimorar o conhecimento em estruturas de concreto armado e desenvolver as habilidades no *software*. Foi apresentada a elaboração de um projeto estrutural de um sobrado situado na cidade de Lavras-MG utilizando o *software* AltoQI Eberick<sup>®</sup>. A princípio foi apresentada uma concepção estrutural inicial para análise de estabilidade, em seguida foram estudados todos os erros e avisos informados pelo programa, e por último, foram adotadas as soluções ideais para cada caso com foco na estabilidade e redução de custos da estrutura. Além disso, também foi possível gerar todas as pranchas executivas do projeto e apresentar uma modelagem 3D que auxilia na visualização espacial da edificação. Após a comparação entre os pórticos espaciais na situação inicial e final, fica visível a diminuição dos deslocamentos e melhoria da estabilidade global da estrutura.

**Palavras chave:** Concepção estrutural, projeto estrutural, concreto armado, sobrado residencial, Eberick.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	5
2	REFERENCIAL TEÓRICO .....	7
2.1	Normas utilizadas .....	7
2.2	Domínios de deformação .....	7
2.3	Modelo de treliça para avaliação das solicitações tangenciais .....	8
2.4	Lajes .....	10
2.5	Vigas .....	12
2.6	Pilares .....	13
2.7	Ensaio SPT .....	16
2.8	Fundações por sapatas .....	18
2.9	Vento .....	20
2.10	Fluxo de cargas nas estruturas .....	21
2.11	Combinação de ações .....	22
2.12	Tipos de vinculações .....	23
3	MATERIAIS E MÉTODOS .....	26
3.1	Projeto arquitetônico .....	26
3.2	O programa AltoQI Eberick .....	28
3.3	Configurações adotadas .....	28
3.3.1	Divisão dos pavimentos .....	28
3.3.2	Materiais e Durabilidade .....	29
3.3.3	Carregamentos nas lajes .....	29
3.3.4	Carregamentos em vigas devido a alvenaria .....	30
3.3.5	Verificações no ELS .....	30
3.4	Ensaio SPT .....	30
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	33
4.1	Concepção estrutural .....	33
4.1.1	Posicionamento dos pilares .....	33
4.1.2	Posicionamento de vigas e lajes .....	35
4.1.3	Concepção inicial .....	35
4.1.4	Posição dos furos de sondagem .....	36
4.2	Modelagem .....	36
4.2.1	Lançamento da estrutura .....	36
4.2.2	Primeira análise .....	37

4.2.3	Erros encontrados e soluções adotadas.....	38
4.2.4	Cálculo da tensão admissível do solo.....	39
4.3	Concepção final .....	42
4.4	Maquete eletrônica.....	45
5	CONCLUSÃO .....	47
6	REFERÊNCIAS .....	48

## 1 INTRODUÇÃO

A concepção estrutural de uma edificação é uma importante etapa de um projeto estrutural, pois implica em determinar os elementos a serem utilizados e definir suas posições de modo a criar um sistema estrutural eficiente, durável, seguro e econômico. Além disso, é importante que a concepção estrutural esteja sempre compatibilizada com as condições impostas pelos projetos arquitetônico, elétrico e hidráulico provocando o mínimo de interferências possíveis.

A análise estrutural se baseia na interpretação dos caminhos das ações de modo a prever o comportamento da estrutura. Para se obter um bom comportamento é recomendável distribuir de forma equilibrada os esforços solicitantes de tal maneira que a estrutura fique estável. Além disso, visa-se garantir a transferência de cargas entre os elementos até que as mesmas sejam descarregadas na fundação e, por fim, no solo.

De modo a facilitar a visualização e execução *in loco* tem-se a modelagem 3D do projeto, sendo possível extrair todo o detalhamento de fôrmas e armaduras dos elementos estruturais, além de suas medidas.

Atualmente, é cada vez mais comum encontrar patologias provenientes de erros de projeto ou execução que poderiam ser evitados se todos os procedimentos e normas técnicas fossem seguidos. Tais erros podem colocar em risco a confiabilidade da estrutura de uma edificação. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que preservem a sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço, durante todo o período correspondente à sua vida útil.

Segundo Barboza (2008), a evolução dos modelos de análise estrutural foi tão grande de tal forma que o computador se tornou um equipamento imprescindível no projeto de edifícios. Com isso, a análise do comportamento global da estrutura é viabilizada, possibilitando também a consideração da interação dos diversos elementos, até mesmo com o solo. Seguindo essa tendência, a NBR 6118 (ABNT, 2014) e os programas computacionais comerciais para projeto de estruturas em concreto armado, vêm introduzindo teorias cada vez mais complexas e refinadas de análise e dimensionamento.

Desta forma, este trabalho tem o objetivo de elaborar o projeto estrutural de um sobrado residencial em concreto armado com o auxílio do *software* AltoQI Eberick visando atender o projeto arquitetônico. O projeto será realizado de modo a garantir a resistência e a segurança da estrutura, o conforto dos usuários, a estética dos ambientes, e por fim, a economia e a eficiência na utilização dos materiais. Para isso, é necessário ter um entendimento dos processos



executivos e vivenciar problemas práticos para que no momento da entrega do projeto seja apresentado um dimensionamento estrutural otimizado da edificação. A motivação da escolha deste tema foi a necessidade de desenvolver as habilidades técnicas e práticas na idealização de um projeto estrutural em concreto armado como forma de obter uma melhor preparação profissional para o mercado de trabalho.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Normas utilizadas

As normas utilizadas para o desenvolvimento do presente projeto foram:

- NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto: para aplicação dos conceitos de pré-dimensionamento e recomendações de projeto.
- NBR 6120 (ABNT, 2019) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: para aplicar as cargas atuantes dependendo do tipo de material e do tipo de utilização da edificação.
- NBR 6122 (ABNT, 2019) - Projeto e execução de fundações: para dimensionamento de fundações.
- NBR 6123 (ABNT, 1988) - Forças devidas ao vento em edificações: para determinar as ações do vento na edificação.
- NBR 6484 (ABNT, 2020) - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT: para obter e definir as características e capacidade de suporte do solo em questão.
- NBR 8036 (ABNT, 1983) - Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios: para determinar a quantidade de furos de sondagem na área do terreno.
- NBR 8681 (ABNT, 2004) - Ações e segurança nas estruturas: para fazer as verificações de segurança e definir e estabelecer os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas em projeto.

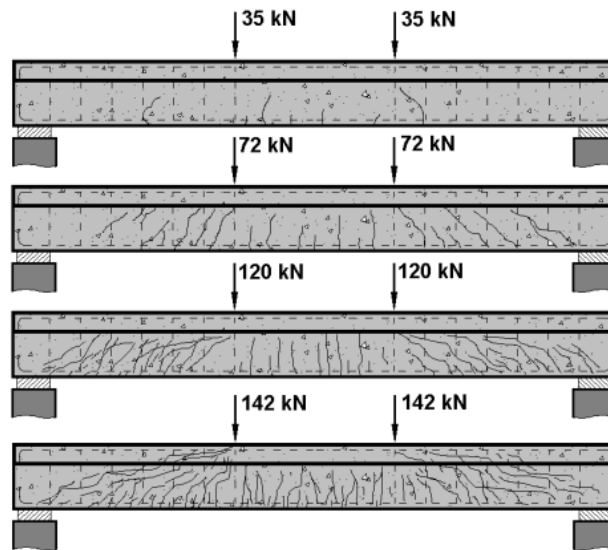
### 2.2 Domínios de deformação

As configurações possíveis do diagrama de deformações correspondentes ao estado limite último para uma seção submetida a solicitações normais sugerem a delimitação de regiões, chamadas domínios de deformações.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve três modos de ruptura para o concreto armado avaliado no estado limite último. O primeiro é a ruptura por deformação plástica excessiva no aço, representada pelos domínios 1 e 2. O segundo modo de ruptura é por encurtamento-limite do concreto, representado pelos domínios 3, 4, 4a e 5. Por fim, uma condição em que os dois primeiros modos de ruptura acontecem simultaneamente pode ser destacada, o que ocorre no limite entre os domínios 2 e 3. Estas formas de ruínas podem ser verificadas quando a

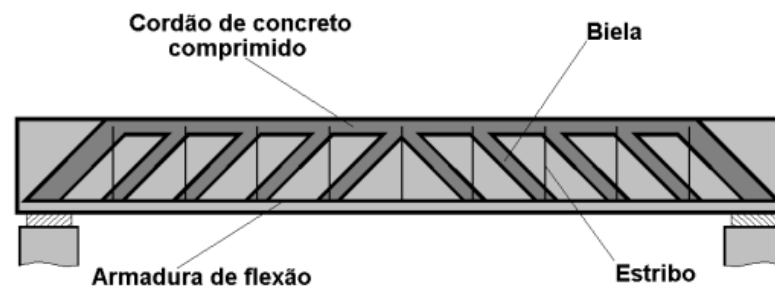


Figura 2 - Evolução da fissuração de uma viga



Fonte: Pinheiro (2010)

Figura 3 - Analogia de treliça Ritter-Morsch



Fonte: Pinheiro (2010)

Conforme apresentado na Figura 3, a biela é o elemento diagonal que representa o espaço entre as fissuras que estará submetida a um estado duplo de tensões, sendo compressão na sua direção longitudinal e tração na sua direção transversal; o cordão comprimido representa a parte superior da viga a qual estará submetida à esforços de compressão; os estribos são os montantes (armaduras transversais); e a armadura de flexão está localizada na parte inferior sendo necessária para combater os esforços de tração devido ao momento fletor. A união de todos estes elementos define a formação da treliça representativa do modelo de Ritter-Morsch.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) fornece dois modelos de cálculo para a verificação das vigas quanto ao cisalhamento. Tem-se o Modelo de Cálculo I, no qual o ângulo  $\theta$  de inclinação das bielas comprimidas é fixo com valor de  $45^\circ$ , e o Modelo de Cálculo II que é generalizado com o ângulo  $\theta$  de inclinação virando entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ . Ao final do procedimento de cálculo

escolhido, o resultado obtido será o dimensionamento da área de aço necessária para resistir as solicitações tangenciais de uma viga.

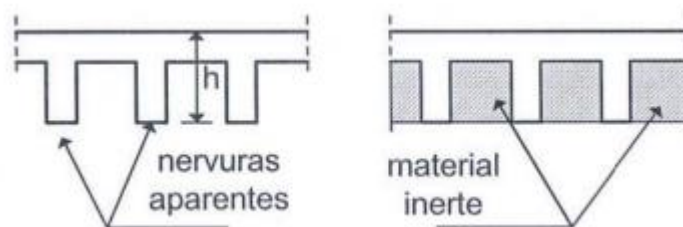
## 2.4 Lajes

As lajes, também conhecidas como placas, são elementos planos bidimensionais uma vez que sua largura e comprimento possuem dimensões bem maiores que sua espessura. Estes elementos estruturais recebem as cargas provenientes do uso e ocupação da edificação, carregamentos permanentes e acidentais, e distribuem normalmente nas vigas ou em alguns casos, diretamente nos pilares (BASTOS, 2014).

Existem alguns tipos de lajes de concreto armado, dentre os mais conhecidos estão as lajes nervuradas e maciças.

Nas lajes nervuradas, suas nervuras são colocadas armaduras longitudinais de tração, eliminando a parte do concreto que ficaria na região tracionada, reduzindo seu peso próprio. O material inerte colocado entre as nervuras possui baixo peso específico, servindo somente para deixar a parte inferior da laje plana, não tendo função estrutural (ARAÚJO, 2010). Na Figura 4 é possível observar a seção transversal genérica de uma laje nervurada.

Figura 4 - Seção de uma laje nervurada.



Fonte: Araújo (2010).

As lajes pré-fabricadas unidirecionais são constituídas por nervuras principais longitudinais dispostas em uma única direção, podendo ser empregadas algumas nervuras transversais perpendiculares às nervuras principais. Este tipo de laje é mais adequado para atender pequenos e médios vãos e cargas não muito elevadas, e são utilizadas principalmente em construções residenciais e comerciais de pequeno e médio porte (casas, sobrados, pequenos edifícios).

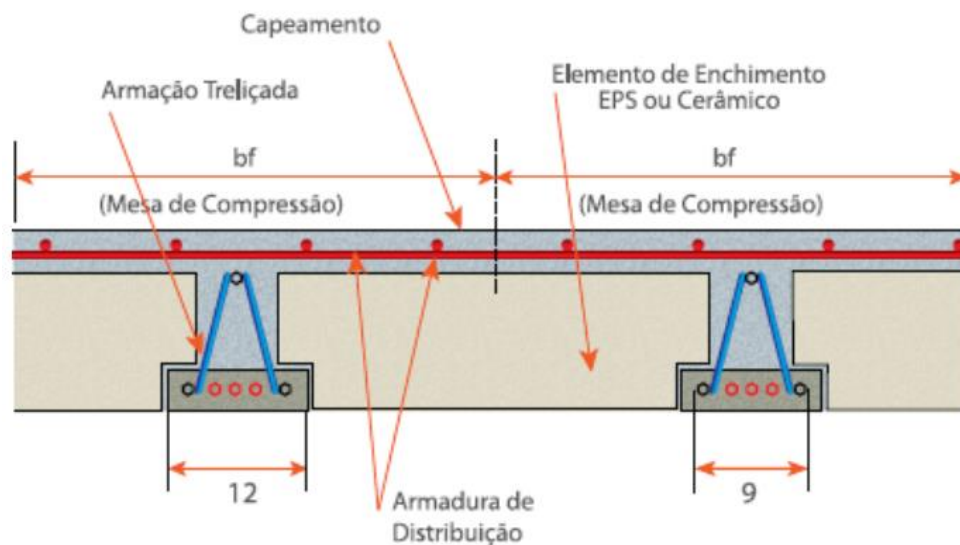
As normas que regulamentam a construção e execução das lajes pré-fabricadas são as seguintes:

- NBR 14859-1 (ABNT, 2016)

- NBR 14859-2 (ABNT, 2016)
- NBR 14859-3 (ABNT, 2017)
- NBR 14859-5 (ABNT, 2022)
- NBR 14861 (ABNT, 2022)

O esquema de composição da laje pode ser observado na Figura 5.

Figura 5 - Laje treliçada.



Fonte: Manual técnico de lajes treliçadas (2010).

Basicamente as lajes treliçadas pré-fabricadas são compostas pelas vigotas que são apoiadas em uma única direção (geralmente na direção do menor vão), e podem ser de concreto armado, concreto protendido ou treliçadas com seção de concreto formando uma placa; pelos blocos que servem como preenchimento da laje e estes podem ser de concreto, cerâmica ou poliestireno expandido (EPS); uma malha de aço que será responsável pela distribuição de tensões na laje a fim de evitar trincas e fissurações; e, por fim, uma capa de concreto que será responsável por resistir os esforços de compressão e determinará a altura final da laje.

Assim como todos métodos construtivos, as lajes pré-fabricadas também possuem vantagens e desvantagens conforme apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Vantagens e desvantagens das lajes pré-moldadas.

VANTAGENS	DESVANTAGENS
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Não se gastam fôrmas: o conjunto vigota mais lajota faz o papel de fôrma para receber a concretagem;</li> <li>• É necessário pouco escoramento: suportada por escoras com até 1,5m de espaçamento;</li> <li>• Economia de tempo de obra: fácil e rápida montagem e não necessita de mão de obra especializada;</li> <li>• Redução de custos quando comparada com a laje maciça;</li> <li>• Organização: não gera resíduos;</li> <li>• Apresenta boa resistência: devido ao controle tecnológico que existe na fabricação das vigotas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pode apresentar dificuldades na execução das instalações prediais;</li> <li>• Deslocamentos transversais maiores quando comparada com as lajes maciças;</li> <li>• Possível dificuldade para execução em coberturas com angulações.</li> </ul>

Fonte: Archdaily (2022).

## 2.5 Vigas

Segundo NBR 6118 (ABNT,2014), vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante e não podem apresentar uma largura menor do que 12 cm. Portanto, os esforços predominantes são: momento fletor e força cortante. Além disso, em algumas situações as vigas também irão sofrer esforços de torção, como em lajes em balanço que se apoiam em vigas; viga sobre viga; e vigas-balcão, que são aquelas que mudam de direção ou possuem um formato curvo.

Bastos (2014) determinou que os engenheiros e arquitetos preferem que as vigas fiquem embutidas nas paredes de vedação, para não serem perceptíveis visualmente. Para que isso ocorra, a largura das vigas deve ser escolhida de acordo com a espessura final da parede, que vai depender do tipo de alvenaria a ser utilizada e da espessura da argamassa de revestimento dos dois lados da parede. Já a altura das vigas depende de vários fatores, os mais importantes

são: o vão, o carregamento e a resistência do concreto. Esta altura deve garantir a resistência mecânica e baixa deformabilidade da peça.

Para efeitos de pré-dimensionamento, pode-se estimar a altura das vigas através das Equações 1, 2 e 3.

$$\text{Para tramos internos:} \quad h_{est} = \frac{l_0}{12} \quad (1)$$

$$\text{Para tramos externos ou vigas biapoiadas:} \quad h_{est} = \frac{l_0}{10} \quad (2)$$

$$\text{Para balanços:} \quad h_{est} = \frac{l_0}{5} \quad (3)$$

Onde

$l_0$  é o comprimento do vão em cm;

$h_{est}$  é a altura estimada da viga em cm.

As vigas são comumente dimensionadas nos domínios de deformação 2 e 3.

Num tabuleiro de edifício, não é recomendável utilizar muitos valores diferentes para altura das vigas, de modo a facilitar e otimizar os trabalhos de cimbramento. Usualmente, adotam-se, no máximo, duas alturas diferentes. Tal procedimento pode, eventualmente, gerar a necessidade de armadura dupla em alguns trechos das vigas. Os tramos mais críticos, em termos de vãos excessivos ou de grandes carregamentos, devem ter suas flechas verificadas posteriormente (PINHEIRO, 2010).

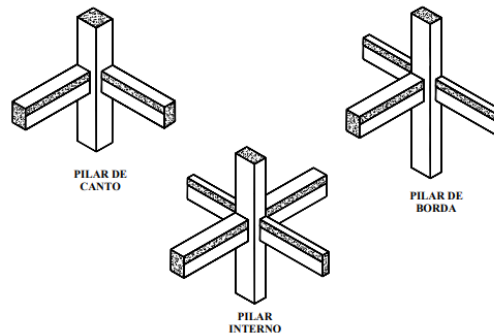
## 2.6 Pilares

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Os pilares podem ser classificados quanto às solicitações iniciais e/ou posições na planta de forma, conforme ilustrado na Figura 6, em: pilar de canto; pilar de borda ou extremidade; pilar interno ou de centro. Estes elementos também são classificados de acordo com o seu índice de esbeltez ( $\lambda$ ) em: esbelto, medianamente esbelto, médio ou curto.



Figura 6 - Classificação dos pilares quanto à solicitação inicial.



Fonte: Pinheiro (2010).

Barboza (2008) definiu que os pilares são os elementos mais importantes da edificação, pelo seu papel de transmitir todas as ações verticais (oriundas das lajes e das vigas) e todas as ações horizontais até o solo, além de serem os grandes responsáveis pela estabilidade global.

O dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que compreendem as forças normais ( $N_d$ ), os momentos fletores ( $M_{dx}$  e  $M_{dy}$ ), o momento torçor ( $T_d$ ) e as forças cortantes ( $V_{dx}$  e  $V_{dy}$ ) no caso de ação horizontal.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o item 13.2.3 determina que os pilares devem ter dimensão mínima de 19 cm, podendo ter dimensões de até 14 cm se forem multiplicados os esforços pelo coeficiente adicional  $\gamma_n$ , com valores indicados no Quadro 2 variando de acordo com a seção do pilar, mas em nenhum caso a área da seção transversal do pilar poderá ser inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Quadro 2 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede

<b>b</b> cm	≥ 19	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

*b* é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

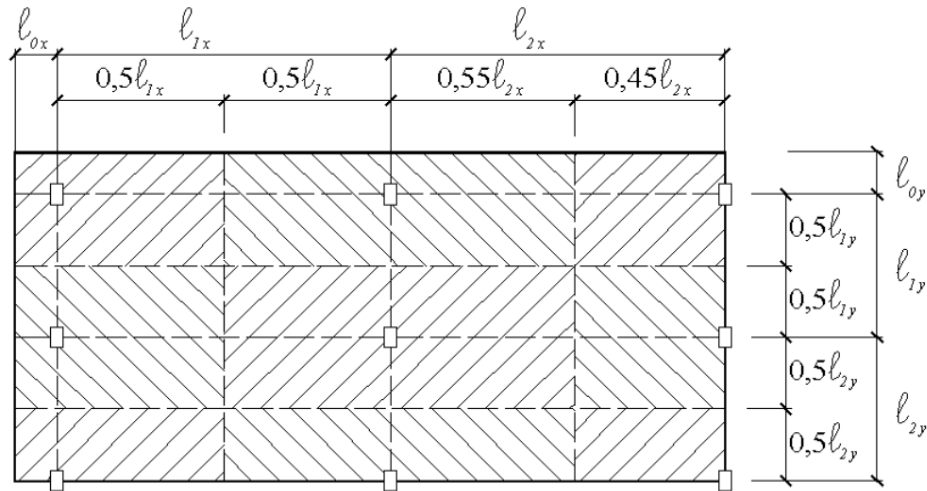
NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

O pré-dimensionamento dos pilares acontece por meio de uma estimativa de sua carga através do processo das áreas de influência. Segundo Pinheiro (2010), este processo consiste

em dividir a área total do pavimento em áreas relativas a cada pilar e, a partir disso, avaliar a carga que cada um deles absorverá, conforme Figura 7.

Figura 7 - Área de influência dos pilares.



Fonte: Pinheiro (2010).

As dimensões ilustradas na Figura 7 podem ser definidas como segue:

- $0,45\ell$ : pilar de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;
- $0,55\ell$ : complementos dos vãos do caso anterior;
- $0,50\ell$ : pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão.

Depois de calculada a área de influência e o esforço normal  $N_d$  em que o pilar está submetido, utilizam-se as Equações 4 e 5 para estimar a área da seção transversal do mesmo.

Para pilares intermediários:

$$A_p = \frac{N_d}{0,5f_{ck} + 0,4} \quad (4)$$

Para pilares de canto ou extremidade:

$$A_p = \frac{1,5N_d}{0,5f_{ck} + 0,4} \quad (5)$$

Onde

$N_d$  é a carga atuante de cálculo em kN;

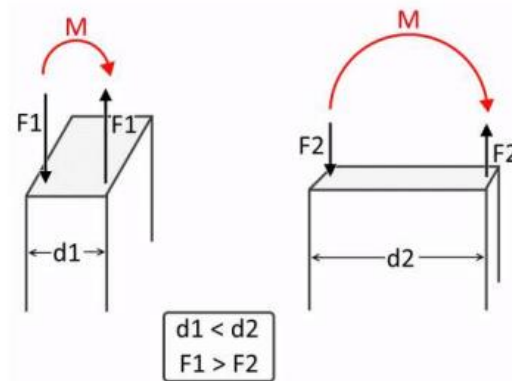
$f_{ck}$  é a resistência característica a compressão do concreto kN/cm<sup>2</sup>;

$A_p$  é a área estimada da seção transversal do pilar em cm<sup>2</sup>.

Os pilares são comumente dimensionados nos domínios 4, 4a e 5, pois sofrem predominantemente esforços de compressão.

Quando um momento de alta magnitude solicita o eixo de menor inércia do pilar, a área de aço calculada tende a apresentar valores elevados se comparado com este mesmo momento sendo aplicado na direção oposta, atuando no eixo de maior inércia. Isso acontece porque o braço de alavanca seria menor na primeira situação e isso faz com que a força necessária para atingir o equilíbrio seja maior, como detalhado na Figura 8.

Figura 8 - Forças aplicadas ao pilar.



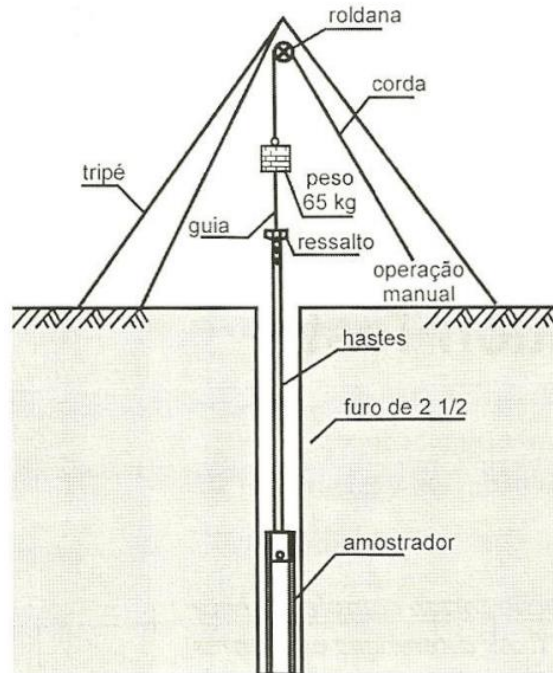
Fonte: AltoQI (2022).

Portanto, sempre que possível, é interessante orientar o pilar de tal forma que seu eixo de maior inércia esteja paralelo a direção onde ocorre o maior momento fletor. Essa concepção gera uma otimização de projeto e economia no consumo de aço para a estrutura.

## 2.7 Ensaio SPT

A sondagem a percussão, também chamada de SPT, é um dos tipos de sondagens mais utilizados quando se trata de investigação do subsolo, e ela tem o objetivo de auxiliar no dimensionamento de fundações. Este ensaio fornece informações sobre os tipos de solo e suas camadas existentes no terreno em estudo. Através dos resultados é possível identificar a capacidade de carga suportada pelo solo, o nível d'água (se houver) e suas características mineralógicas.

Figura 9 - Representação do ensaio SPT.



Fonte: Schnaid (2000).

Segundo NBR 6484 (ABNT, 2020), os solos podem ser classificados de acordo com o Quadro 3 através do índice de resistência a penetração representado pela letra N tendo sua unidade expressa em centímetros.

A quantidade de furos de sondagem a serem realizados varia de acordo com a área de projeção em planta no terreno. Conforme determinado pela NBR 8036 (ABNT, 1983), o número de furos em função da área em planta do terreno é apresentado na Tabela 1.

Quadro 3 - Classificação dos solos

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação <sup>1)</sup>
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

<sup>1)</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2001).

Tabela 1 - Quantidade de furos de sondagem em um terreno de acordo com a sua área.

<b>ÁREA DA PROJEÇÃO EM PLANTA (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Nº MÍNIMO DE FUROS</b>
< 200	2
200 - 400	3
400 - 600	4
600 - 800	5
800 - 1000	6
1000 - 1200	7
1200 - 1600	8
1600 - 2000	9
2000 - 2400	10
> 2400	A critério do projetista

Fonte: NBR 8036 (ABNT, 1983).

## 2.8 Fundações por sapatas

As sapatas são elementos estruturais de fundação rasa executadas em concreto armado que são responsáveis por transferir as cargas dos pilares para o solo através de sua base (ALBUQUERQUE, 2020).

Ao considerar todos os elementos isolados de fundação direta de uma obra, a capacidade de carga varia devido a variabilidade do solo. Para cada região representativa haverá um SPT que apresenta as características de cada camada de solo.

Segundo Albuquerque (2020), a tensão admissível de um solo é obtida dividindo-se a capacidade de carga ( $\sigma_r$ ) por um fator de segurança ( $FS$ ) adequado a cada caso, indicado na Equação 6. Os fatores de segurança em relação à ruptura, no caso de fundações rasas, situam-se geralmente entre 3 e 2.

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_r}{FS} \quad (6)$$

Para determinação da tensão admissível em fundações por sapatas, a NBR 6122 (ABNT, 2019) prescreve a utilização e interpretação de um ou mais dos três seguintes procedimentos:

- Métodos teóricos (Terzaghi, Vesic, Skempton, Meyerhof, Brinch Hansen, e outros);
- Métodos semiempíricos (Relacionam resultados de ensaios, tais como SPT e CPT com as tensões admissíveis);
- Prova de Carga.

Para se obter a tensão admissível em fundação direta por sapatas em função do índice de resistência à penetração do SPT basta aplicar-se o método semiempírico proposto por Hachich *et al.* (1996), expresso na Equação 7.

$$\sigma_{adm} = 20N_{spt} + q \text{ (kPa)} \text{ com } 5 \leq N_{spt} \leq 20 \quad (7)$$

Onde

$q$  é a sobrecarga em kPa;

$N_{spt}$  é o valor médio do SPT no bulbo de tensões;

$\sigma_{adm}$  é a tensão admissível do solo em kPa.

A parcela de sobrecarga  $q$  é obtida através da Equação (8).

$$q = \gamma h \quad (8)$$

Onde

$\gamma$  é o peso específico do solo em kN/m<sup>3</sup>;

$h$  é a profundidade de embutimento da sapata em metros.

Por fim, é necessário calcular a força  $P$  atuante na sapata em função da variação da profundidade do bulbo de tensões. Para tal, utiliza-se a Equação 9.

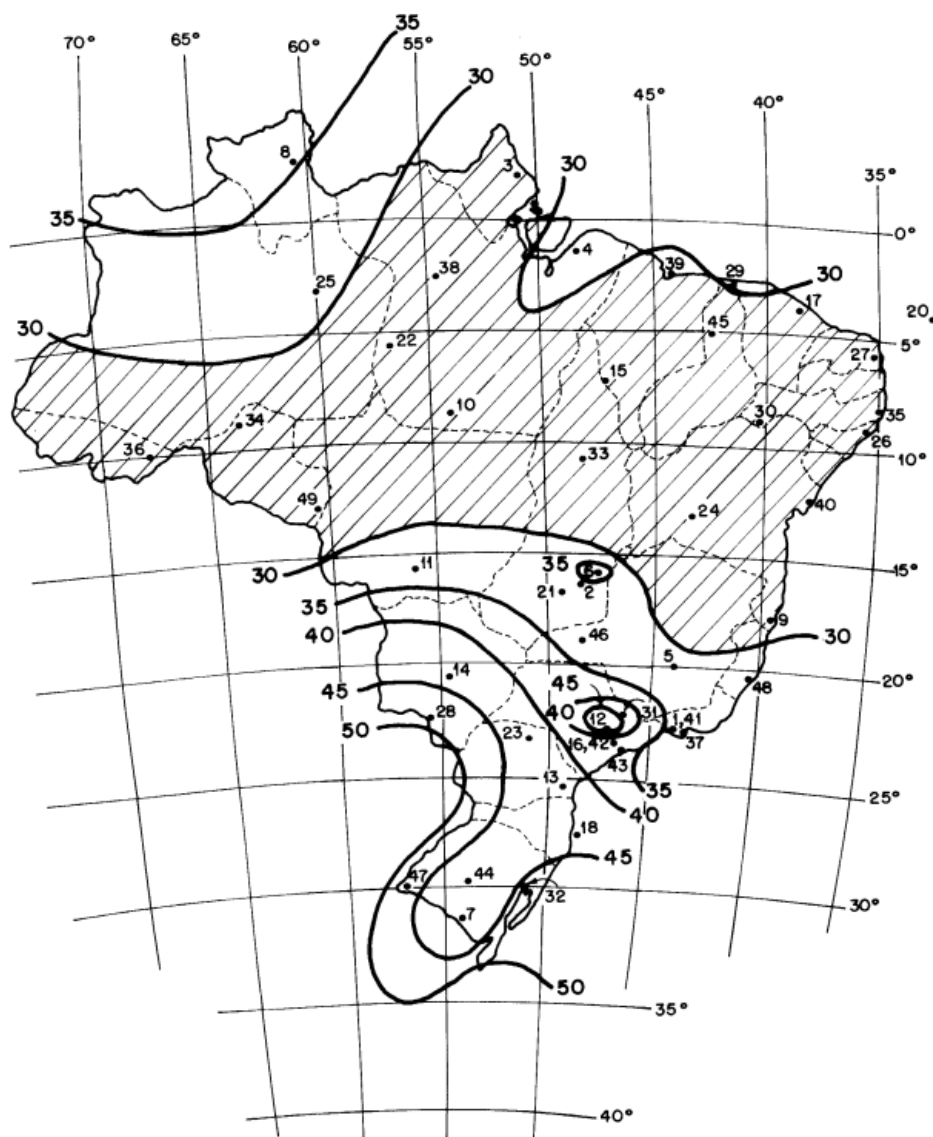
$$P = \sigma_{adm} B^2 \quad (9)$$

Através da Equação 9, é possível gerar um gráfico que mostra a relação entre a força  $P$  e a menor dimensão da sapata  $B$ . Após a análise deste gráfico, obtém-se a equação da curva em que a tensão admissível é definida pelo parâmetro  $a$  da equação de 2º grau.

## 2.9 Vento

O cálculo de esforços provocados pelo vento é feito levando em consideração o mapa de isopletas ilustrado na Figura 10 conforme NBR 6123 (ABNT,1988). É preciso analisar geograficamente onde se encontra a edificação em estudo para poder definir a velocidade básica do vento mediante configurações das curvas das isopletas.

Figura 10 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

A velocidade básica do vento  $V_0$  é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

Além da velocidade básica, outros fatores que influenciam a ação dos ventos em edificações, são: ângulo de incidência, coeficiente de arrasto, fator topográfico ( $S_1$ ), fator de rugosidade do terreno ( $S_2$ ) e fator probabilístico ( $S_3$ ). Após a determinação dos valores de todas estas variáveis conforme prescrições da NBR 6123 (ABNT, 1988), é possível calcular a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) através da Equação 10.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (10)$$

Com a velocidade característica calculada, pode-se determinar a pressão dinâmica do vento definida pela Equação 11.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (11)$$

Onde

$V_k$  é a velocidade característica ou pode ser também chamada de velocidade de projeto em m/s;

$q$  é a pressão dinâmica do vento em N/m<sup>2</sup>.

## 2.10 Fluxo de cargas nas estruturas

As cargas de uma edificação sempre vão buscar o trajeto mais curto para chegar até o seu destino final, o solo. O sistema estrutural de um edifício pode ser submetido a esforços nas direções horizontais e verticais.

As ações verticais englobam o peso próprio dos elementos estruturais, pesos de paredes e revestimentos, pesos de contrapiso e forro, além de outras ações permanentes; e também existem as ações variáveis que dependem do tipo de utilização da edificação. As ações horizontais são oriundas de possíveis abalos sísmicos, ação do vento e empuxo hidrostático ou do solo.

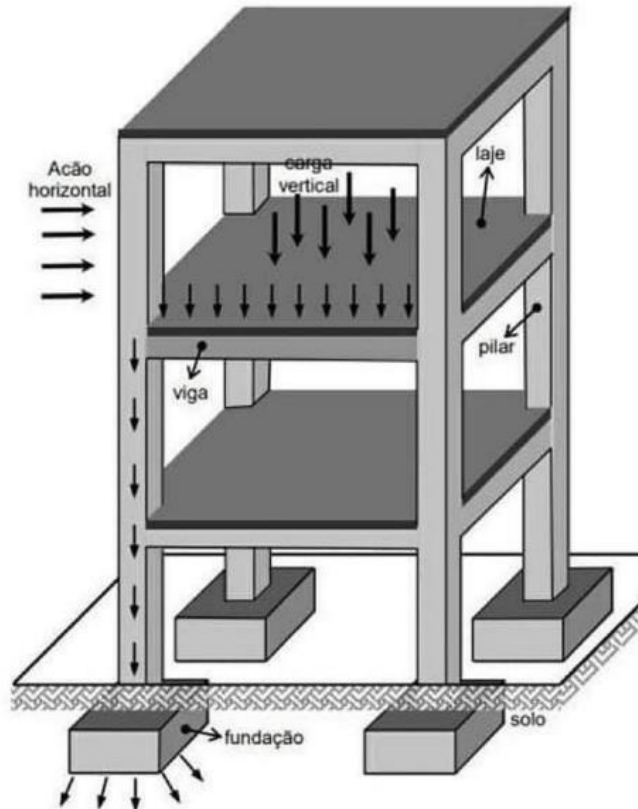
O percurso das ações verticais se inicia nas lajes as quais transmitem suas cargas para as vigas por meio das reações de apoio. As vigas suportam seus pesos próprios, as reações provenientes das lajes, peso de paredes e, ainda, ações de outros elementos que nelas se apoiam. Em geral as vigas trabalham à flexão e ao cisalhamento e transmitem as ações para os elementos verticais – pilares e paredes estruturais – através das respectivas reações. Os pilares e as paredes estruturais recebem as reações das vigas que nelas se apoiam, as quais, juntamente com o peso



próprio desses elementos verticais, são transferidas para os pavimentos inferiores e, finalmente, para o solo, através dos respectivos elementos de fundação (PINHEIRO, 2010).

O fluxo de cargas nas estruturas pode ser observado na Figura 11.

Figura 11 - Fluxo de carga na estrutura.



Fonte: Freitas (2016).

## 2.11 Combinação de ações

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004), as ações em uma estrutura são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais. As ações permanentes atuam ao longo de toda a vida útil da estrutura e podem ser o peso próprio da estrutura, peso dos revestimentos, entre outros. Já as ações variáveis ocorrem ocasionalmente e referem-se ao uso da edificação, como o peso das pessoas, móveis, veículos, entre outros. Por fim, as ações excepcionais são aquelas que possuem duração extremamente curta e com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, como explosões, incêndios, terremotos, entre outros.

Durante o período de vida da construção podem ocorrer os seguintes tipos de carregamentos últimos: carregamento normal, carregamento especial ou de construção e carregamento excepcional. Um tipo de carregamento é especificado pelo conjunto das ações

que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura, durante um período de tempo preestabelecido. No caso do carregamento normal, devem ser consideradas as verificações de estados limites últimos e de serviço; para carregamentos especiais, verifica-se o estado limite último; por fim, o carregamento excepcional, realiza-se verificação de estados limites últimos e para determinados tipos de construção, para as quais não possam ser tomadas, ainda na fase de concepção estrutural, medidas que anulem ou atenuem os efeitos (NBR 8681, 2004).

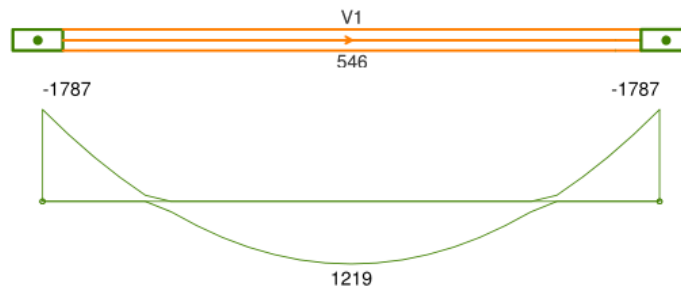
Ao fazer a verificação da segurança da estrutura relativa aos estados limites, para cada tipo de carregamento deve-se utilizar as combinações que gerem os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura. As combinações de ações são realizadas para o estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS). Com relação a combinação de serviço das ações ( $F_{d,ser}$ ) se dá por meio de três combinações de serviço de ações, sendo a combinação quase permanente de serviço, combinação frequente de serviço e combinação rara de serviço. Todas essas combinações envolvem coeficientes de ponderação das ações, fatores de combinação e/ou fatores de redução (PARIZOTTO, 2017).

## 2.12 Tipos de vinculações

Os modelos estruturais adotados variam conforme vinculações adotadas. Dentre eles estão os engastes, os nós semirrígidos e as rótulas. De acordo com o manual do Eberick, os engastes são as conexões mais rígidas, os nós semirrígidos são aqueles que permitem a redução do grau de engastamento e as rótulas que são vínculos com a função de eliminar a transmissão do momento fletor. Quando é feito o lançamento da estrutura no *software* as conexões entre vigas e pilares são automaticamente engastadas, portanto cabe ao projetista determinar qual tipo de vinculação será utilizada.

A vinculação engastada garante que não haja rotações relativas entre a viga e o pilar no nó de apoio, ou seja, ambos os elementos apresentarão a mesma rotação naquele determinado ponto, o que faz com que haja transferência de momentos da viga para o pilar. A principal vantagem deste tipo de ligação é a rigidez que ela apresenta, porém, em contrapartida, o aumento da rigidez pode proporcionar um acréscimo na quantidade de aço da estrutura. A Figura 12 mostra o comportamento de uma viga bi-engastada.

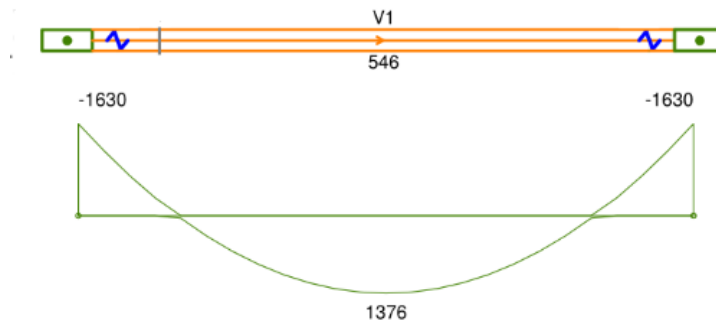
Figura 12 - Vinculação engastada.



Fonte: AltoQI (2022).

Já uma vinculação semirrígida não garante a total rigidez da ligação, isso alivia os esforços que seriam transferidos para os pilares, entretanto a viga ficará um pouco mais solicitada. Quando se compara a Figura 12 com a Figura 13, percebe-se uma pequena redução do momento fletor nas extremidades que pode não ser tão significativa para o dimensionamento da viga, mas para o dimensionamento do pilar faz total diferença. Quanto menor for o momento fletor solicitante do pilar, menor será a sua taxa de armadura.

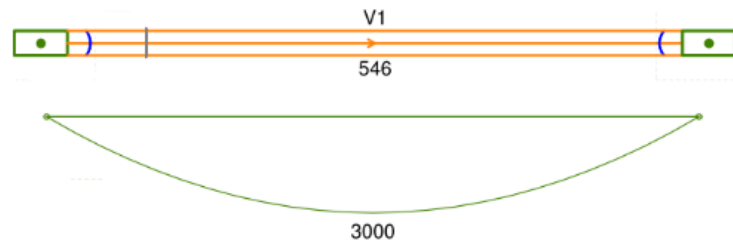
Figura 13 - Vinculação semirrígida.



Fonte: AltoQI (2022).

Dentre os três tipos de vinculação, a rotulada é a mais flexível. Observando a Figura 14 percebe-se que a viga não transmite momento fletor para os pilares. No entanto, ao liberar a rotação em seus apoios, a viga terá um deslocamento maior quando comparado com as situações anteriores. Além disso, ao adotar essa solução, a estabilidade global da estrutura pode ser afetada, visto que as rótulas diminuem a rigidez da conexão entre os elementos.

Figura 14 - Vinculação rotulada.



Fonte: AltoQI (2022).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Projeto arquitetônico

O projeto arquitetônico consiste num sobrado localizado no condomínio Mont Serrat na cidade de Lavras-MG. Este sobrado é composto por pavimento térreo e primeiro pavimento, conforme o projeto arquitetônico apresentado na Figura 15, onde tem-se:

- No pavimento térreo: garagem com vaga para 1 carro, sala de estar, lavabo, área de iluminação, cozinha conjugada com sala de jantar e área gourmet nos fundos.
- No 1º pavimento: 1 banheiro social, 2 dormitórios, 1 dormitório suíte com closet e varanda.
- A escada que interliga os dois pavimentos contém 3 lances e seus 2 patamares são no formato leque.

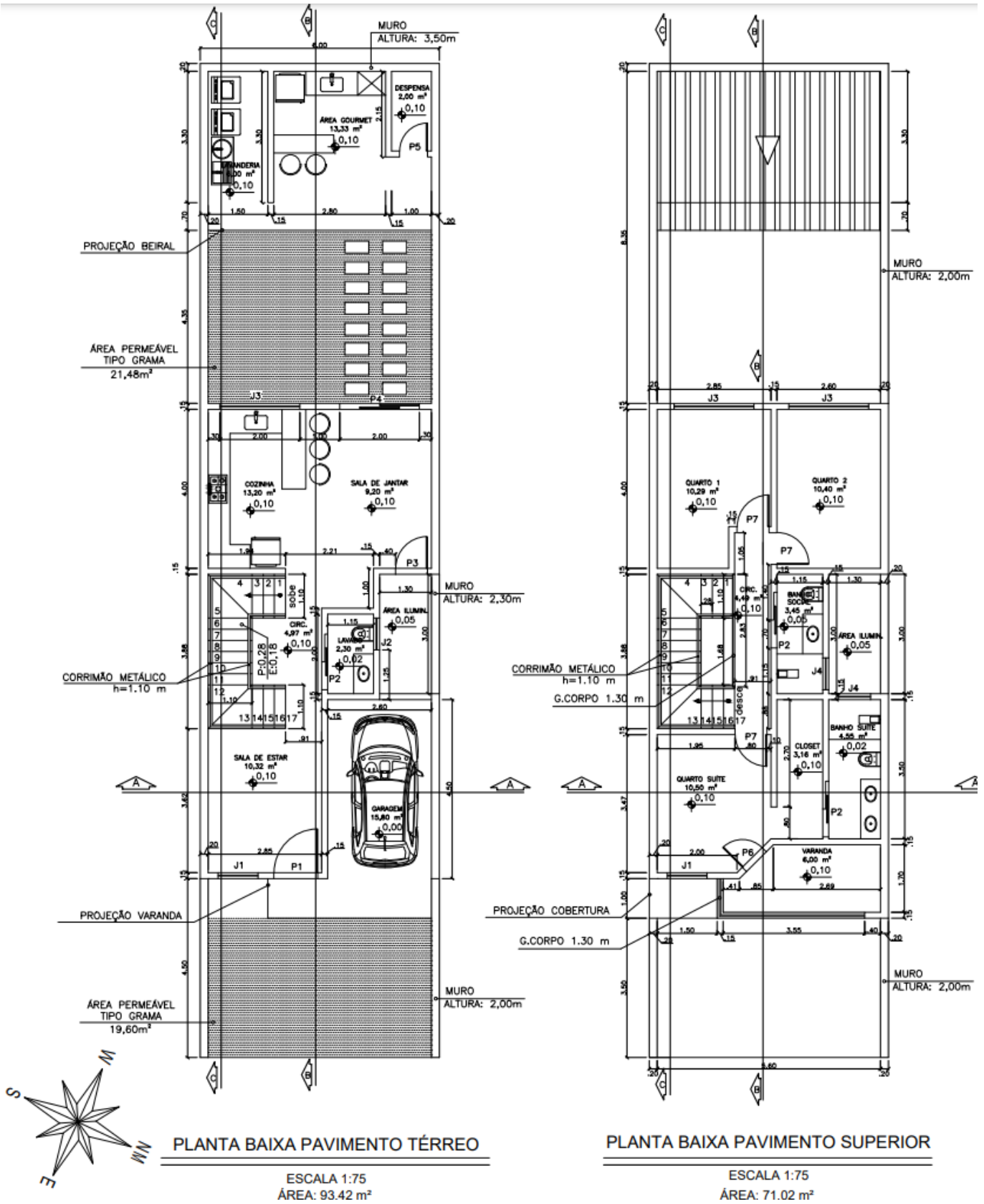
O Quadro 4 apresenta de forma resumida algumas características e informações sobre a edificação para que se tenha uma ideia do porte da casa a ser construída e também para efeitos de aprovação do projeto em prefeitura. Os cortes, a planta de situação e demais informações do projeto arquitetônico podem ser encontrados no Anexo 1.

Quadro 4 - Quadro de áreas da edificação.

QUADRO DE ÁREAS			
LOTE 19/QUADRA 04 - 12mX25m		300 m <sup>2</sup>	
OBRA	ÁREA m <sup>2</sup>	ÁREAS CONSIDERADAS	
		TO	CA
PAVIMENTO TÉRREO:	92,50 m <sup>2</sup>	92,50 m <sup>2</sup>	92,50 m <sup>2</sup>
PAVIMENTO SUPERIOR:	73,20 m <sup>2</sup>	-	73,20 m <sup>2</sup>
TOTAL A CONSTRUIR:	165,70 m <sup>2</sup>	92,50 m <sup>2</sup>	165,70 m <sup>2</sup>
ÁREA PERMEÁVEL:	41,08 m <sup>2</sup>	-	
TO: 30,83%	CA: 0,5523	TP: 13,69%	

Fonte: Fabrício de Oliveira (2020).

Figura 15 - Plantas baixas dos pavimentos térreo e superior



Fonte: Fabrício de Oliveira (2020).

### 3.2 O programa AltoQI Eberick

O AltoQi Eberick v. 14.292 Flex é destinado ao projeto de edificações em concreto armado. Possui um sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos. Estes são vigas, pilares, lajes, escadas, reservatórios, blocos sobre estacas, sapatas, muro, laje de fundação (radier), viga pré-moldadas e pilares pré-moldados (nem todos os recursos estão disponíveis em todas as versões). Destaca-se por sua produtividade na elaboração dos projetos e no estudo de diferentes soluções para um mesmo projeto (ALTOQI, 2022).

A estrutura da edificação é definida através de pavimentos, que representam os diferentes níveis existentes no projeto arquitetônico. O lançamento dos elementos é feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses no cálculo do modelo. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D e os resultados são fornecidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha. O detalhamento dos elementos segue as práticas usuais do mercado brasileiro e pode ser organizado em pranchas para posterior plotagem (ALTOQI, 2022).

### 3.3 Configurações adotadas

#### 3.3.1 Divisão dos pavimentos

As alturas dos pavimentos foram definidas conforme projeto arquitetônico e são apresentadas na Figura 16.

Figura 16 - Altura e nível dos pavimentos.

Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)
Cobertura	315.00	630.00
1º Pavimento	315.00	315.00
Térreo	100.00	0.00

Nível do solo (cm):  Localização...

Fonte: Autor (2022).

### 3.3.2 Materiais e Durabilidade

Para o presente projeto foi adotado concreto C25 feito com o cimento CP-II. Pelo fato de a edificação ser construída em zona urbana, será adotada a classe de agressividade II (moderada), conforme a Tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT,2014). O cobrimento nominal ( $\Delta c$ ) dos elementos estruturais foi estabelecido de acordo com a Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT,2014) em conformidade com a respectiva classe ambiental adotada.

As bitolas mínimas de aço longitudinal foram estabelecidas como 10mm para pilares, 8mm para vigas e 5mm para as lajes. Para as bitolas de aço transversais foi estabelecido o valor mínimo de 5mm.

### 3.3.3 Carregamentos nas lajes

Além de seu próprio peso, as lajes suportam eventuais cargas lineares de paredes (em casos onde a parede é apoiada diretamente sobre a laje), cargas de utilização que dependem do tipo ocupação do ambiente, cargas de contrapiso e revestimentos, e no último pavimento recebe o carregamento distribuído do telhado e da caixa d'água. O Quadro 5 resume as sobrecargas consideradas nas lajes.

Quadro 5 - Sobrecargas adotadas em lajes.

Material	Valor da sobrecarga
Alvenaria – plantibanda (h = 250cm; e = 14cm)	280 kgf/m
Alvenaria – parede (h = 300cm; e = 14cm)	336 kgf/m
Alvenaria – parede (h = 300cm; e = 19cm)	433,20 kgf/m
Caixa d'água (1000L)	1000 kgf/m <sup>2</sup>
Telha de fibrocimento	40 kgf/m <sup>2</sup>
Cargas acidentais	150 kgf/m <sup>2</sup>
Revestimento cerâmico	60 kgf/m <sup>2</sup>
Regularização de argamassa cimento + areia (e = 4cm)	84 kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor (2022).



### 3.3.4 Carregamentos em vigas devido a alvenaria

Além de seu peso próprio e das cargas provenientes das lajes, as vigas também suportam as cargas de paredes nas quais foram utilizados blocos cerâmicos vazados de vedação com espessura 19cm e 14cm. Estas dimensões foram propositalmente escolhidas visando atender o projeto arquitetônico no qual é determinado que as paredes externas que fazem divisa com o terreno vizinho tenham aproximadamente 20 cm acabadas e as paredes internas tenham cerca de 15 cm.

Portanto, as cargas lineares devido a alvenaria foram distribuídas em todas as vigas dos pavimentos térreo e 1º pavimento, e no pavimento cobertura foram distribuídas as cargas conforme a variação de altura das platibandas e já leva em consideração a carga da argamassa de reboco nas paredes. Os valores adotados são apresentados no Quadro 6.

Quadro 6 - Sobrecargas adotadas em vigas.

Material	Valor da sobrecarga
Alvenaria – plantibanda (h = 60cm; e = 14cm)	67,20 kgf/m
Alvenaria – plantibanda (h = 250cm; e = 14cm)	280 kgf/m
Alvenaria – parede (h = 300cm; e = 14cm)	336 kgf/m
Alvenaria – parede (h = 300cm; e = 19cm)	433,20 kgf/m

Fonte: Autor (2022).

### 3.3.5 Verificações no ELS

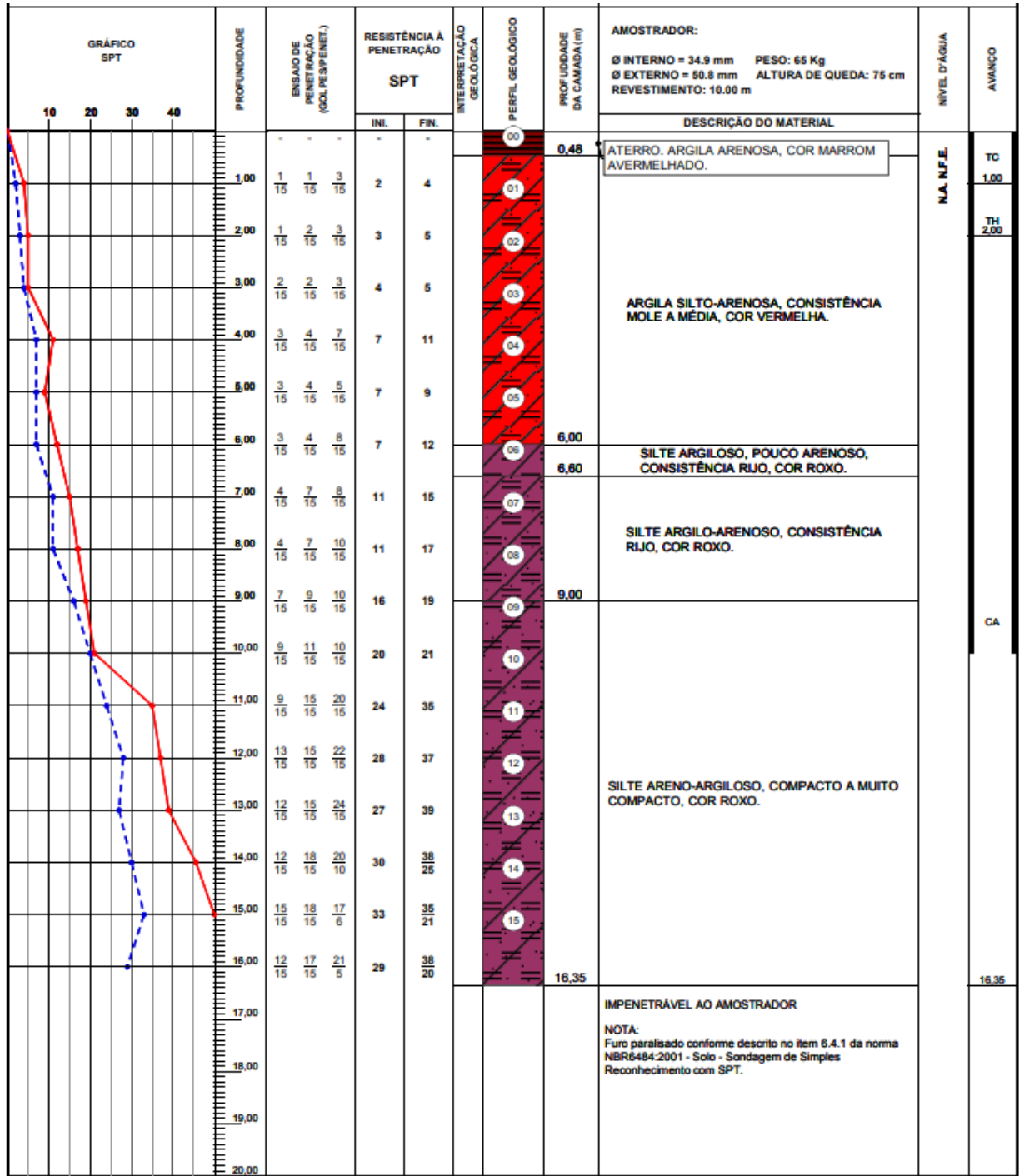
Os limites de deslocamento máximo adotados foram de  $L/250$  para flechas em vigas e lajes de forma a atender a análise de aceitabilidade sensorial, onde  $L$  é o comprimento do vão da viga ou da laje em questão. E para aplicação de contra flechas em vigas, o limite adotado foi de  $L/350$ . Todos estes limites foram configurados dentro do *software* em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

## 3.4 Ensaio SPT

Para realizar o dimensionamento das fundações foram utilizados os laudos de sondagem SPT feitos no terreno onde será construído o sobrado. Conforme prescrição da NBR 8036

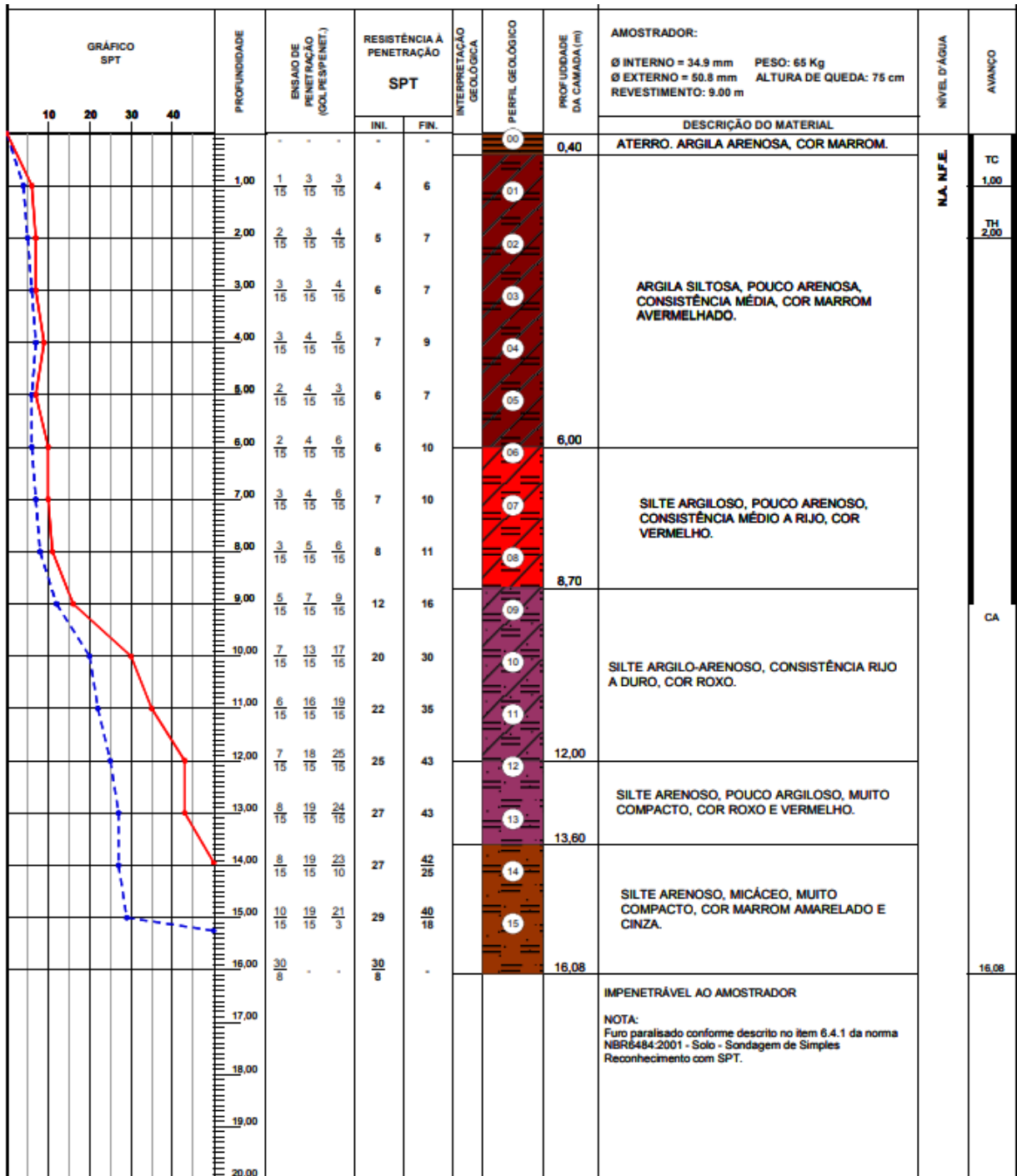
(ABNT, 1983), foram feitos dois furos que apresentaram os diagnósticos de inspeção ilustrados na Figura 17 e na Figura 18.

Figura 17 - Ensaio SPT, furo F01.



Fonte: Setef - Fundações e Sondagens (2022).

Figura 18 - Ensaio SPT, furo F02.



Fonte: Setef - Fundações e Sondagens (2022).

Os resultados dos furos F01 e F02 serão utilizados para calcular a tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ) que servirá como parâmetro para dimensionamento das sapatas de fundação.

A locação destes furos no terreno será apresentada posteriormente na seção 4.1.4 deste trabalho.

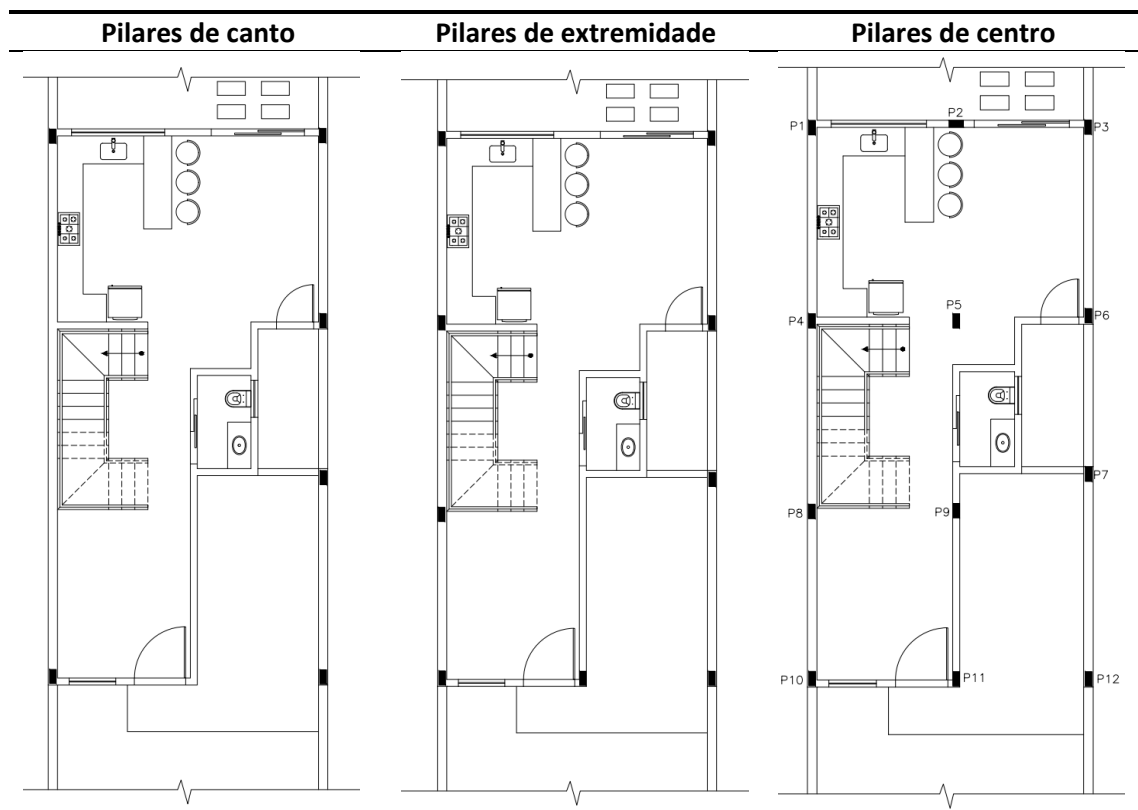
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Concepção estrutural

#### 4.1.1 Posicionamento dos pilares

Os primeiros pilares a serem posicionados foram os pilares de canto, logo em seguida foram posicionados os pilares de extremidade, e, por último, os pilares de centro, conforme sequência da Figura 19.

Figura 19 - Disposição dos pilares de canto, extremidade e centro.



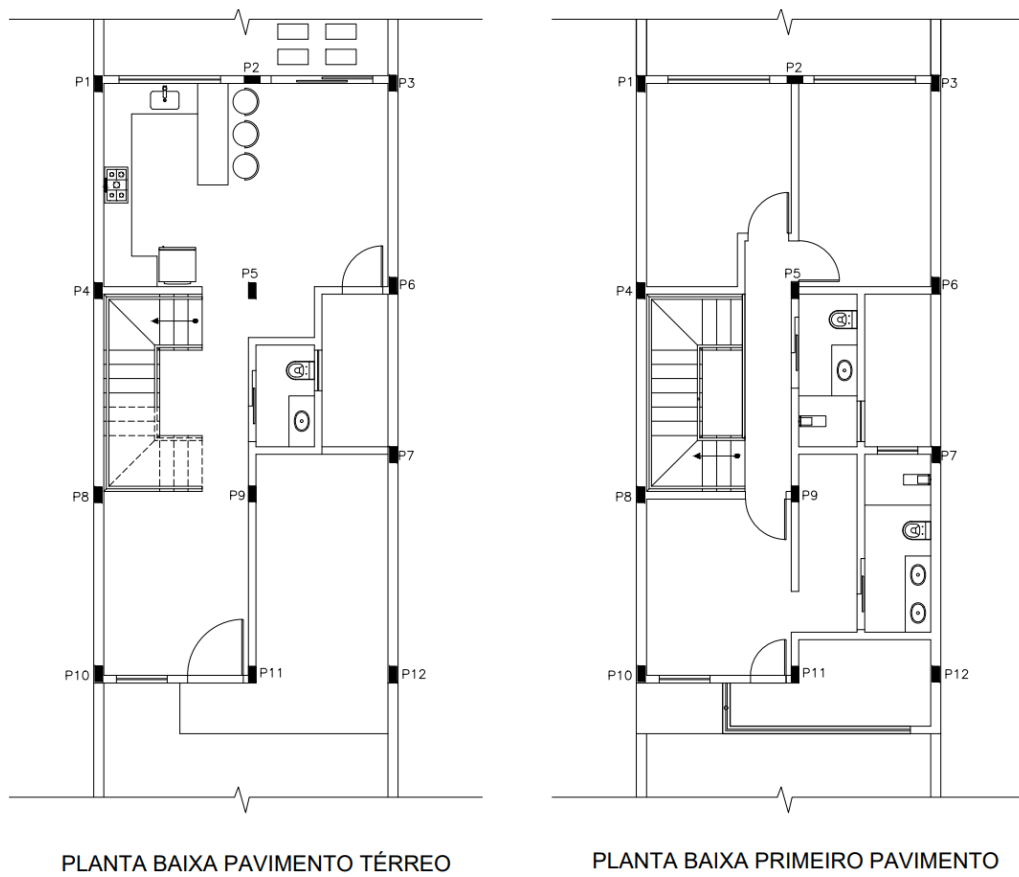
Fonte: Autor (2022).

Os pilares foram posicionados de tal forma que a medida dos vãos entre eles fosse de 2,5 m a 5,0 m.

Depois de ter lançado os pilares utilizando o pavimento térreo como referência, é necessário verificar se as prumadas destes pilares não interferirão na arquitetura do pavimento superior. É importante ressaltar que o posicionamento dos pilares demonstrado na Figura 19 e na Figura 20 são apenas premissas iniciais consideradas pelo autor como situação ideal, que tem o objetivo de formar pórticos de maneira a contribuir com a estabilidade global da edificação.

Observando de forma antecipada, já fica nítido que o P5 será removido ou realocado, pois o mesmo não está em conformidade com a arquitetura. Se, por acaso, houver interferência da prumada de um pilar do nível térreo para o primeiro pavimento, seria necessário criar uma viga de transição, onde o pilar em questão morreria no nível do primeiro pavimento e a partir deste mesmo nível surgiria uma outra prumada tendo seu nó inicial em uma viga. É recomendável evitar essas situações sempre que possível, pois quando criada uma viga de transição, os esforços concentrados naquele ponto são elevados o que provoca um aumento na taxa de armadura e conseqüentemente gera um acréscimo significativo no orçamento disponível para a obra.

Figura 20 - Disposição dos pilares.



Fonte: Autor (2022).

Outra recomendação sugerida é alinhar, sempre que possível, a direção do eixo de maior inércia do pilar paralelamente ao maior vão da viga, onde na maioria das vezes encontra-se o maior momento fletor.

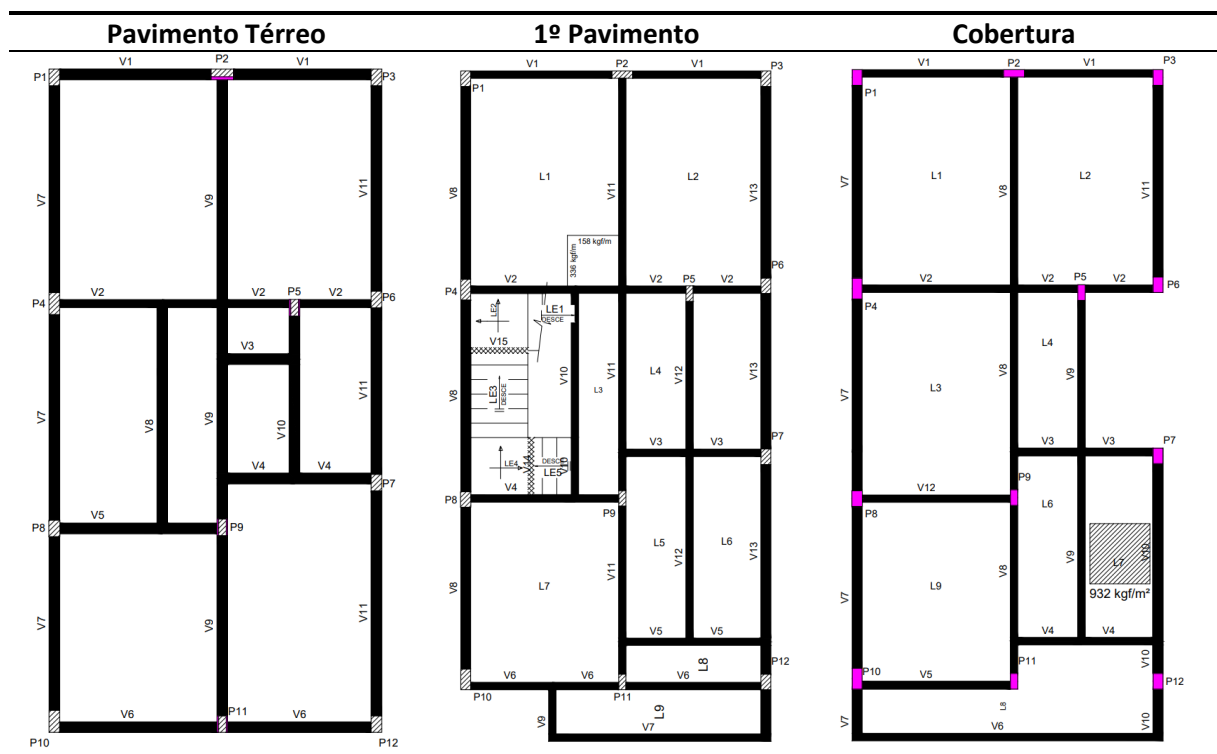
#### 4.1.2 Posicionamento de vigas e lajes

A próxima etapa de concepção do projeto segue com o posicionamento das vigas nos pavimentos. Além das vigas que se conectam com os pilares formando os pórticos, outras vigas também foram necessárias para o funcionamento da estrutura. Essas vigas possuem a função de dividir um plano de laje com grandes dimensões ou de servir como suporte para apoiar uma parede evitando que a mesma se apoie diretamente sobre a laje.

#### 4.1.3 Concepção inicial

Seguindo as premissas citadas anteriormente, nas seções 4.1.1 e 4.1.2 é possível visualizar na Figura 21 as posições que foram inicialmente adotadas para os pilares, vigas e lajes como concepção inicial do projeto.

Figura 21 - Concepção inicial do projeto

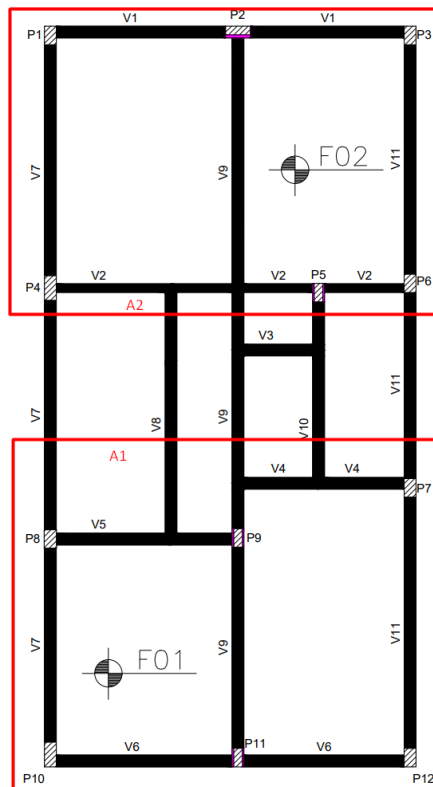


Fonte: Autor (2022).

#### 4.1.4 Posição dos furos de sondagem

Na Figura 22 é possível localizar os pontos onde foram feitos os furos de sondagem conforme previstos na NBR 8036 (ABNT, 1983). Eles foram dispostos de forma alternada no terreno para tentar obter uma maior representatividade na abrangência das características do solo.

Figura 22 - Locação dos furos de sondagem e áreas de influência.



Fonte: Autor (2022).

## 4.2 Modelagem

### 4.2.1 Lançamento da estrutura

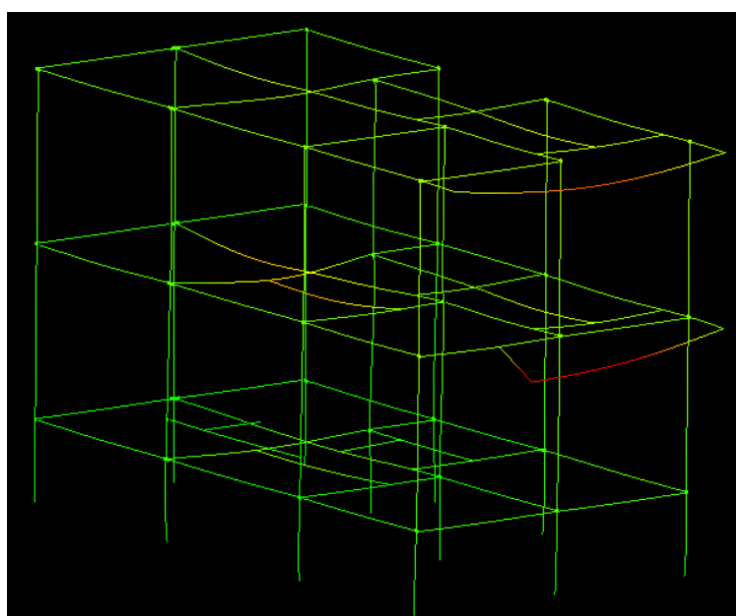
Para o lançamento inicial dos elementos no Eberick<sup>®</sup> foram adotadas lajes pré-fabricadas com treliças de especificação TR 12645 a qual resultará em uma altura final da laje igual a 14 cm. Os pilares que se situam na divisa foram lançados inicialmente com seção de 19x30 cm em sua prumada inteira e os pilares que não fazem divisa com o terreno vizinho foram lançados com seção de 19x30 cm da fundação até o nível térreo, e nos lances superiores a seção adotada foi de 14x30 cm. Já as vigas baldrame que se encontram no pavimento térreo

foram lançadas com seção de 19x30 cm e as outras vigas nos demais pavimentos foram lançadas com 14x30 cm. Essas medidas foram determinadas de forma proposital para que houvesse um melhor encaixe de eixos entre vigas e pilares de tal forma a inibir pontos de excentricidades e eventuais esforços que poderiam ser evitados. Estas dimensões também levam em conta a espessura dos blocos de alvenaria adotados de forma a facilitar a marcação das fiadas durante a fase de execução da alvenaria e também alinhar as faces dos blocos com as faces das vigas de forma a otimizar o procedimento executivo.

#### 4.2.2 Primeira análise

No primeiro processamento foram calculados os esforços solicitantes e deslocamentos da estrutura bem como as dimensões prévias dos pilares, das vigas e das lajes. Na Figura 23 é possível observar os deslocamentos através do pórtico unifilar.

Figura 23 - Pórtico unifilar de deslocamentos (situação inicial).



Fonte: Autor (2022).

Na Figura 23 é visto que os maiores deslocamentos se encontram na parte central, exatamente de onde foi retirado o pilar P5 que foi apresentado anteriormente na Figura 20, e nas vigas em balanço localizadas na fachada principal da edificação.

As vigas da região central do 1º pavimento são aquelas que possuem maior vão, com isso não passaram pelo dimensionamento do estado limite último com a seção transversal de 14x30cm, conforme foi adotado inicialmente. Além disso, as vigas em balanço da varanda apresentaram grandes deslocamentos e não passaram pelo dimensionamento no estado limite



de serviço. Portanto, para solucionar estes problemas, foi necessário aumentar suas respectivas seções transversais de tal maneira que estes elementos ganhassem mais rigidez e fossem reduzidos os seus deslocamentos.

#### 4.2.3 Erros encontrados e soluções adotadas

Na Tabela 2 são mostrados os elementos que foram dimensionados com sucesso e outros que possuem erros ou avisos que necessitam de correção.

Tabela 2 - Status iniciais dos elementos

<b>Elementos de concreto</b>				
<b>Pavimento</b>	<b>Elementos</b>	<b>Com sucesso</b>	<b>Com avisos</b>	<b>Com erros</b>
Cobertura	Vigas	5	7	0
	Lajes	8	0	0
	Pilares	12	0	0
1º Pavimento	Vigas	2	10	4
	Lajes	8	0	0
	Pilares	9	3	0
	Escadas	0	5	0
Térreo	Vigas	9	2	0
	Sapatas	12	0	0
	Pilares	9	3	0

Fonte: Autor (2022).

Com base na Tabela 2 que foi gerada pelo Eberick, apresenta-se o Quadro 7 que informa os erros e avisos encontrados nos elementos estruturais para que seja possível mapear e solucionar todos os problemas evidenciados pelo *software*.

Quadro 7 - Códigos e descrições dos erros e avisos do projeto.

Código	Descrição	Elementos
Aviso 101	Verificar flechas	Vigas e Lajes
Aviso 10	Pilar com bitola ou nº de barras menor que no lance acima	Pilares
Erro D16	Erro na armadura negativa	Vigas
Erro D11	Esforço de torção $T_{Sd}$ maior que $T_{Rd2}$	Vigas

Fonte: Autor (2022).

Após o mapeamento dos problemas, foram adotadas as seguintes soluções:

- Aviso 101 – este aviso é emitido quando algumas das verificações de flechas das vigas e/ou lajes não foram atendidas. Neste caso, a solução adotada foi alterar as alturas das vigas de 30 cm para 40 cm de forma a aumentar sua rigidez e reduzir o seu deslocamento.
- Aviso 10 – este aviso é apresentado quando um pilar é detalhado utilizando uma bitola de armadura menor do que a utilizada no lance superior de sua prumada. Para extinguir este aviso, basta uniformizar e otimizar a seção de aço do pilar em sua prumada.
- Erro D11 – este erro ocorre quando o valor de torção  $T_{sd}$ , definido no item 17.5.1.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), ultrapassa o limite de resistência  $T_{Rd2}$  calculada. A solução aplicada para este erro foi aumentar a altura da viga de 30 cm para 40 cm para aumentar sua rigidez.
- Erro D16 – este erro ocorre quando todas as bitolas longitudinais configuradas apresentam algum erro de dimensionamento. A área de aço necessária para combater os esforços atuantes era elevada de tal forma que a taxa máxima de armadura ultrapassou o limite determinado em norma. A solução adotada foi redimensionar a seção transversal da viga de 14 x 30 cm para 14 x 40 cm de forma que a condição prevista em norma fosse atendida.

#### 4.2.4 Cálculo da tensão admissível do solo

A tensão admissível do solo foi obtida utilizando o método semiempírico proposto por Hachich et al. (1996).

Para os furos de sondagem SPT F01 e F02 considerou-se profundidade de embutimento da sapata igual 1 metro e a faixa de variação de B é de 0,8 a 2 metros, onde B é a menor dimensão da sapata. Logo, obteve-se a faixa de variação do bulbo de tensões multiplicando o valor de B por 2.

Para o cálculo do  $\overline{N}_{spt}$  do furo F01 utilizou-se a faixa de variação do bulbo de tensões da seguinte maneira:

$$\overline{N}_{spt} = \frac{5 + 5 + 11 + 9 + 12}{5}$$

$$\overline{N}_{spt} = 8$$

A partir do  $\overline{N}_{spt}$  é possível determinar o peso específico do solo através do Quadro 8, ou seja, 17 kN/m<sup>3</sup>.

Quadro 8 - Peso específico de solos argilosos.

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972)

Após determinado o peso específico do solo através dos resultados do ensaio SPT, é calculada a parcela de sobrecarga ( $q$ ) como indicado na Equação 8.

$$q = 17 * 1$$

$$q = 17 \text{ kN/m}^2$$

Dentro da faixa de variação de B em que a profundidade do bulbo de tensões oscila, é necessário calcular-se um novo valor de  $N_{spt}$ , pois mais camadas podem influenciar no cálculo do mesmo.

Por exemplo, para o bulbo igual a 2,4 metros, o  $N_{spt}$  do F01 é calculado da seguinte maneira:

$$N_{spt} = \frac{5 + 5 + 11}{3}$$

$$N_{spt} = 7$$

Para o cálculo da tensão admissível dentro da faixa de variação da profundidade do bulbo de tensões, foi utilizada a Equação 7 proposta por Hachich.

$$\sigma_{adm} = 20 * 7 + 17$$

$$\sigma_{adm} = 157 \text{ kPa}$$

Com o valor da tensão admissível calculado, obtém-se a carga P atuante na sapata para uma dimensão hipotética B igual a 1,2 metro.

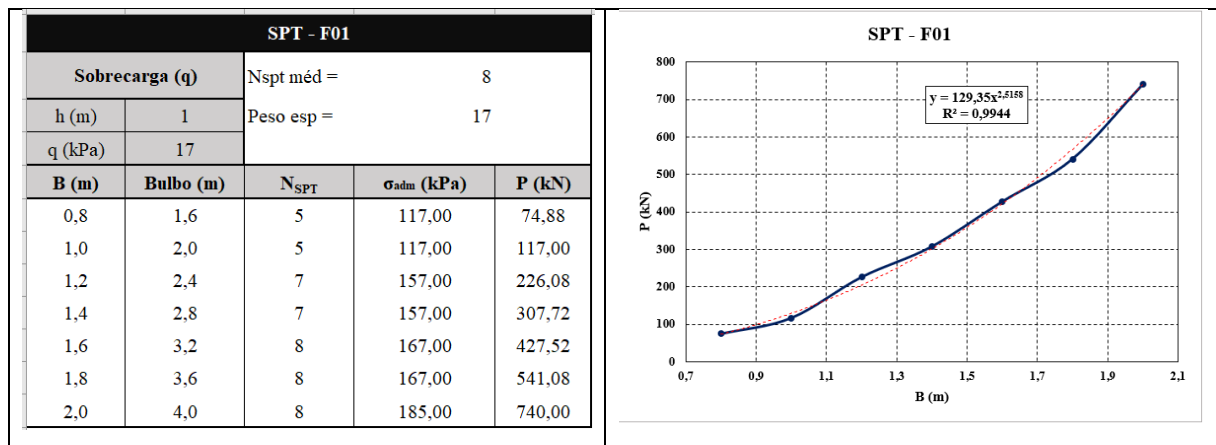
$$P = \sigma_{adm} B^2$$

$$P = 157 * (1,2)^2$$

$$P = 266,08 \text{ kN}$$

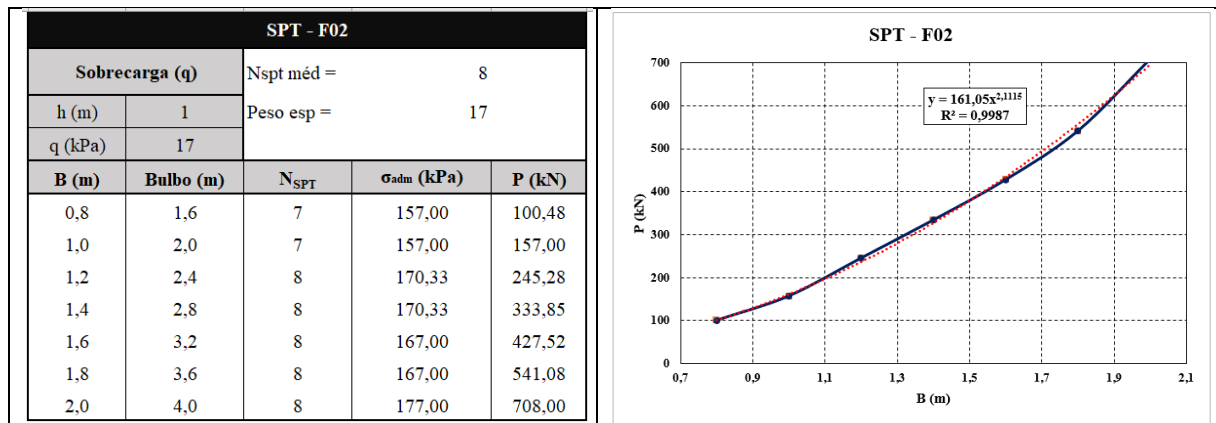
Ao fazer o mesmo procedimento de cálculo para todas as profundidades que englobam o bulbo de tensões, plotou-se o gráfico P (kN) x B (m) com o objetivo de obter a tensão admissível de cada um dos furos. Para o furo F01, a tensão admissível encontrada foi de 129,35 kPa e para o furo F02, a tensão admissível encontrada foi igual a 161,05 kPa, conforme resultados apresentados nos Quadros 9 e 10.

Quadro 9 - Resultado da tensão admissível do furo SPT - F01



Fonte: Autor (2022).

Quadro 10 - Resultado da tensão admissível do furo SPT - F02



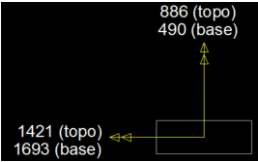
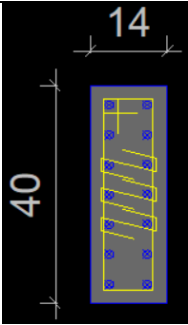
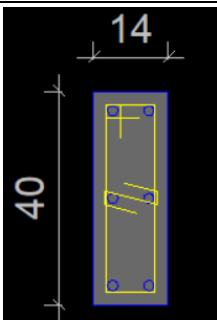
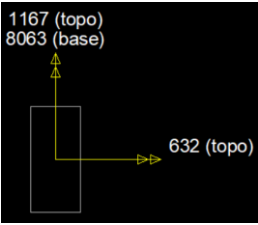
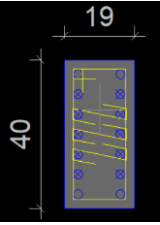
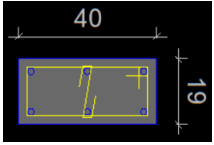
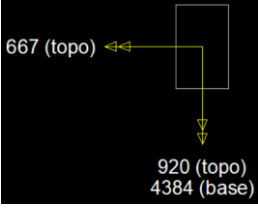
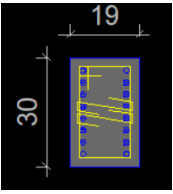
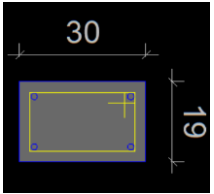
Fonte: Autor (2022).

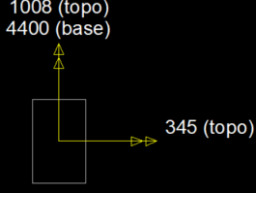
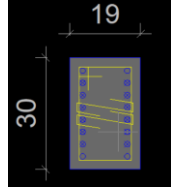
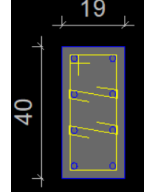
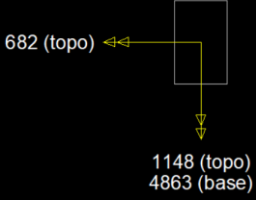
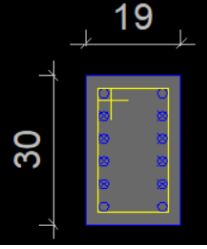
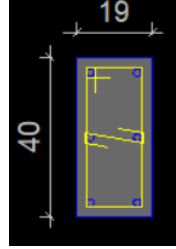
Portanto, foi adotada a menor tensão admissível dentre os dois valores calculados anteriormente, a favor da segurança. Este valor foi inserido como parâmetro de cálculo para o dimensionamento das sapatas no *software*.

### 4.3 Concepção final

Além dos erros e avisos discutidos anteriormente, foram analisados e otimizados o posicionamento, a orientação e o dimensionamento de alguns pilares a fim de tentar diminuir o consumo de aço dos mesmos. O Quadro 11 apresenta esta otimização.

Quadro 11 - Otimização de pilares.

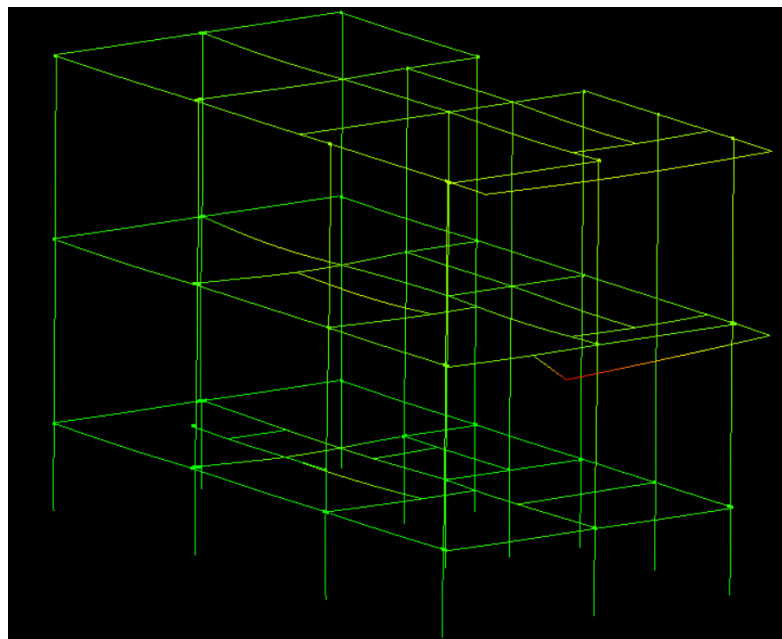
Identificação do pilar	Momentos solicitantes	Situação inicial	Situação final	Comentários
P2 (L3)		 <p>14 <math>\phi</math> 10 mm %As = 1,96 %</p>	 <p>6 <math>\phi</math> 12,5 mm %As = 1,31 %</p>	Inserção de uma vinculação semirrígida.
P4 (L1)		 <p>14 <math>\phi</math> 16 mm %As = 3,70 %</p>	 <p>6 <math>\phi</math> 12,5 mm %As = 0,97 %</p>	Mudança de orientação do pilar de forma a deixar o seu eixo de maior inércia paralelo ao maior momento fletor solicitante.
P9 (L1)		 <p>16 <math>\phi</math> 10 mm %As = 2,20 %</p>	 <p>4 <math>\phi</math> 10 mm %As = 0,55 %</p>	Mudança de orientação do pilar de forma a deixar o seu eixo de maior inércia paralelo ao maior momento fletor solicitante e inserção do P14 que provocou um alívio nos dois pilares adjacentes (P9 e P13).

P10 (L1)		 <p>16 <math>\phi</math> 10 mm %As = 2,20 %</p>	 <p>8 <math>\phi</math> 12,5 mm %As = 1,29 %</p>	Aumento da seção transversal do pilar e inserção de vinculação semirrígida.
P13 (L1)		 <p>12 <math>\phi</math> 12,5 mm %As = 2,58 %</p>	 <p>6 <math>\phi</math> 12,5 mm %As = 0,97 %</p>	Aumento da seção transversal do pilar e inserção do P14 que provocou um alívio nos dois pilares adjacentes (P9 e P13).

Fonte: Autor (2022).

Ao comparar a Figura 23 com a Figura 24, nota-se que, após o aumento da seção transversal das vigas nas regiões críticas, os deslocamentos diminuíram e todas as situações de erro foram corrigidas, vigas antes que não haviam sido aprovadas no ELU e ELS, agora passaram no dimensionamento e também contribuíram com o aumento da rigidez e diminuíram a deformabilidade da estrutura.

Figura 24 - Pórtico unifilar de deslocamentos (situação final).

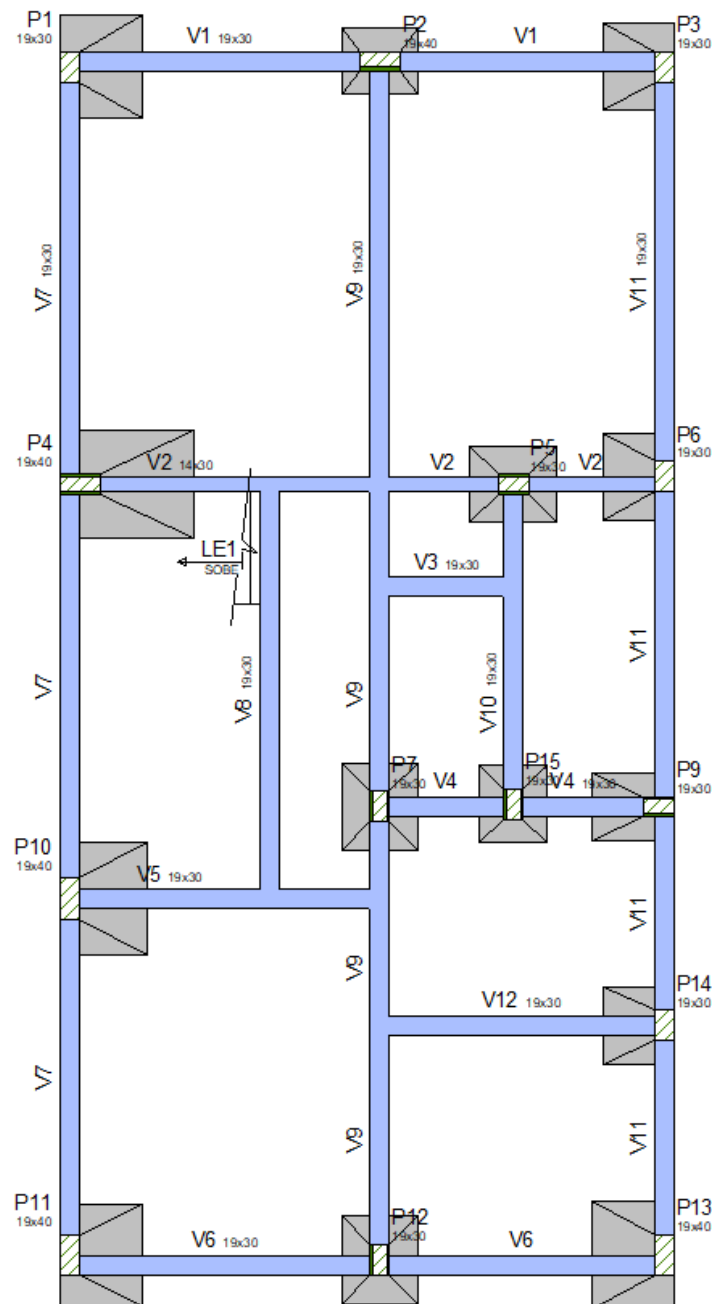


Fonte: Autor (2022).

As vigas com problemas de dimensionamento no 1º pavimento eram: V2, V6, V7, V9 e V11. Como a altura destas foram aumentadas de 30 cm para 40 cm, todas as demais vigas do 1º pavimento e da cobertura também tiveram suas alturas modificadas para 40 cm, conforme recomendação feita por Pinheiro (2010) de modo a facilitar e otimizar a estrutura, tanto na execução como no desempenho.

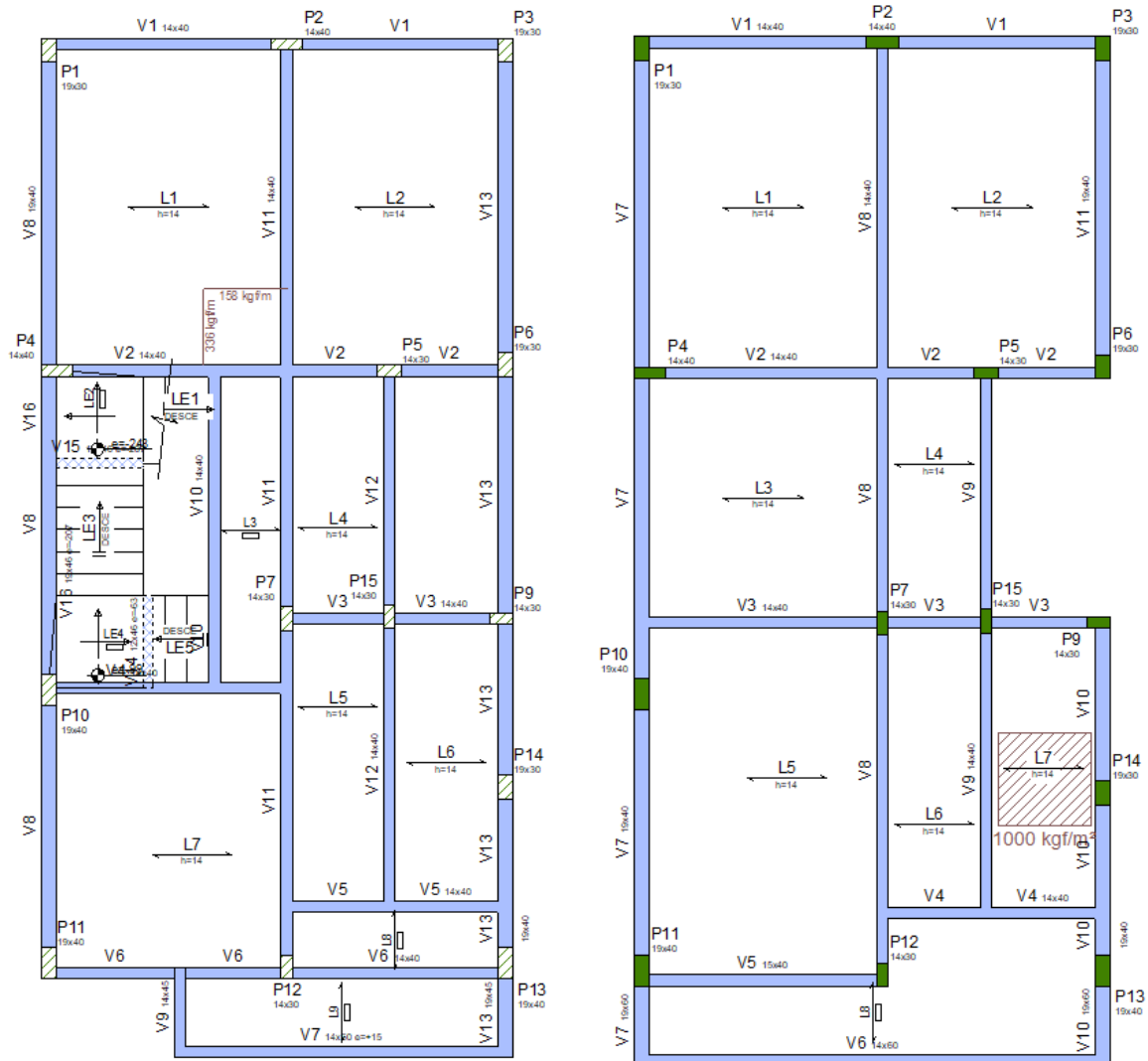
A concepção final do projeto é apresentada pela Figura 25 e Figura 26 e o restante das pranchas podem ser consultadas no apêndice A.

Figura 25 - Concepção final: pavimento térreo.



Fonte: Autor (2022).

Figura 26 - Concepção final: 1º pavimento e cobertura, respectivamente.



Fonte: Autor (2022).

#### 4.4 Maquete eletrônica

Com a tecnologia de integração BIM (*Building Information Modeling*) que o Eberick<sup>®</sup> proporciona, e com o objetivo de facilitar na execução e na visualização do projeto tanto para o cliente quanto para quem será o responsável pela execução, foi possível apresentar maquete eletrônica do sobrado.

O profissional que utiliza esta tecnologia possui um diferencial de mercado já que a modelagem BIM traz mais inovação, integração e praticidade para o mundo da construção civil. A Figura 27 foi gerada pelo *software* e ilustra todos os elementos estruturais da edificação.



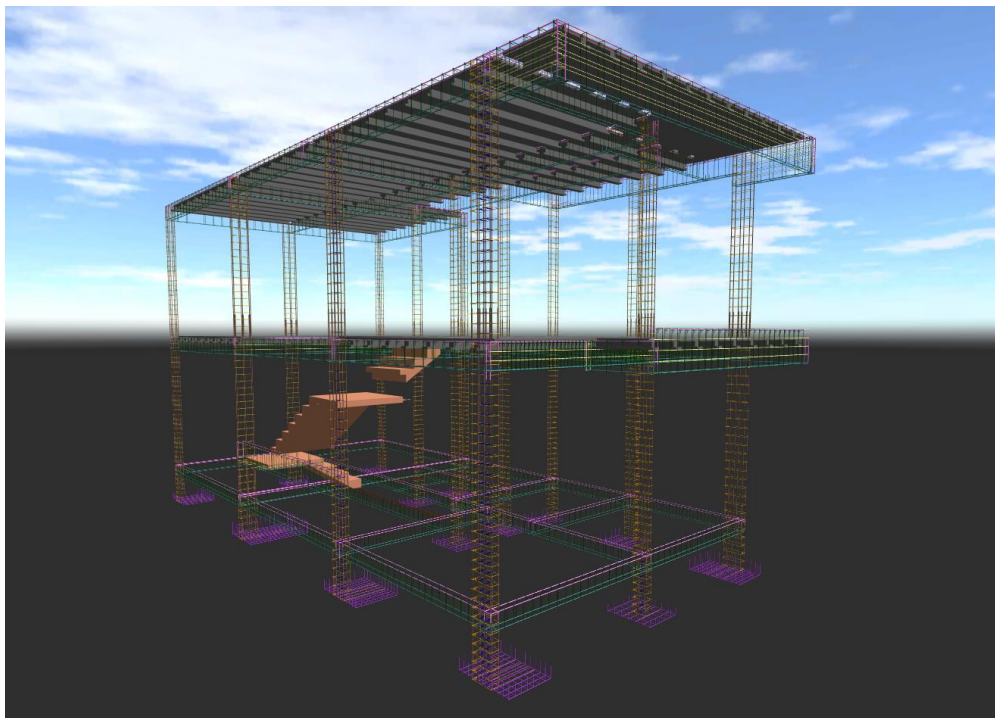
Figura 27 - Pórtico 3D da estrutura do sobrado.



Fonte: Autor (2022).

Além do pórtico 3D, o *software* também gera a disposição de toda a armação das barras de aço que serão utilizadas na construção do sobrado que podem ser observadas na Figura 28.

Figura 28 - Disposição das armaduras



Fonte: Autor (2022).

## 5 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou a sequência de etapas para elaboração de um projeto estrutural de um sobrado, e posteriormente a sua otimização. Além do estudo da superestrutura foi realizada uma análise da infraestrutura através de investigações geotécnicas.

Muitos clientes hoje em dia optam por executar a obra sem uma investigação adequada do subsolo e sem a instrução de um engenheiro, o que é totalmente incorreto. Este fato aponta para caminhos opostos: um deles é o superdimensionamento dos elementos de fundação gerando custos elevados e aumento do peso próprio da edificação; e o outro é a possibilidade de subdimensionamento da infraestrutura ocasionando problemas futuros.

Durante o desenvolvimento do projeto foram alteradas diversas vezes as seções dos elementos estruturais bem como os seus posicionamentos, a fim de atingir um modelo estrutural que fosse seguro, e ao mesmo tempo econômico de forma a atender todas as necessidades do usuário final. Vale ressaltar também que foi respeitada toda a arquitetura de projeto de forma a atender as características estéticas do sobrado.

A utilização de softwares como o AltoQI Eberick<sup>®</sup> facilita o trabalho dos engenheiros no desenvolvimento de projetos estruturais. No entanto, vale ressaltar que cabe ao engenheiro interpretar, conferir e analisar os resultados fornecidos pelo programa e escolher as soluções mais convenientes para cada ocasião, além disso o processo computacional de dimensionamento permite incluir metodologias e detalhes que jamais seriam obtidos em um processo manual.

Portanto, ao comparar as concepções inicial e final, fica claro que houve uma melhoria no desempenho da estrutura após as mudanças e soluções adotadas. Também é possível dizer que todas as estruturas podem ser otimizadas e não existe uma concepção certa, mas sim aquela que atende melhor a necessidade de cada edificação, desde que atenda as normas regulamentadoras e garanta a estabilidade global da estrutura.

Como sugestão para trabalhos futuros, seria interessante fazer os projetos elétrico e hidrossanitário do sobrado aprofundando ainda mais o conhecimento na tecnologia BIM (*Building Information Modeling*) e compatibilizá-los com o projeto estrutural, aproveitando uma das principais aplicações desta tecnologia. Atualmente a compatibilização de projetos é um problema enfrentado diariamente na execução de obras e esta tecnologia vem para amenizar todas as situações de incompatibilidade.

## 6 REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P.J.R. (2020). **Engenharia de fundações**. Grupo Editorial Nacional, Rio de Janeiro, 356p.

ALTOQI EBERICK - **Introdução sobre o software**. Disponível em: [https://help.altoqi.com.br/eberick/default.aspx#pageid=altoqi\\_eberick](https://help.altoqi.com.br/eberick/default.aspx#pageid=altoqi_eberick). Acesso em 21 de agosto de 2022.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Vol. 4. 3ª ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2010.

ARCHDAILY - **Tipos de lajes de Concreto: Vantagens e Desvantagens**. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/889035/tipos-de-lajes-de-concreto-vantagens-e-desvantagens>. Acesso em 20 de agosto de 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2004.

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Bauru, 2008.

BASTOS, P. S. S. **Notas de Aula – Estruturas de Concreto I**. São Paulo: UNESP, 2014a.

BASTOS, P. S. S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. São Paulo: UNESP, 2021.

BELGO. **Manual técnico de lajes treliçadas**. Brasil, 2010.

CARVALHO, R. C., FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4ªEd., São Carlos, EdUFSCar, 2017.

CINTRA, J. C. A. **Fundações diretas: Projeto geotécnico**/José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, José Henrique Albiero. São Paulo: Oficina dos textos, 2011.

LADEIRA, A. H. **Análise de estruturas de concreto armado via modelos de bielas e tirantes e técnicas de otimização topológica**. Ouro Preto, 2019.

OLIVEIRA, F. **Projeto Arquitetônico**. Lavras, 2020.

PARIZOTTO, L. **Concreto Armado**. Porto Alegre: Sagah Educação S.A., 2017.

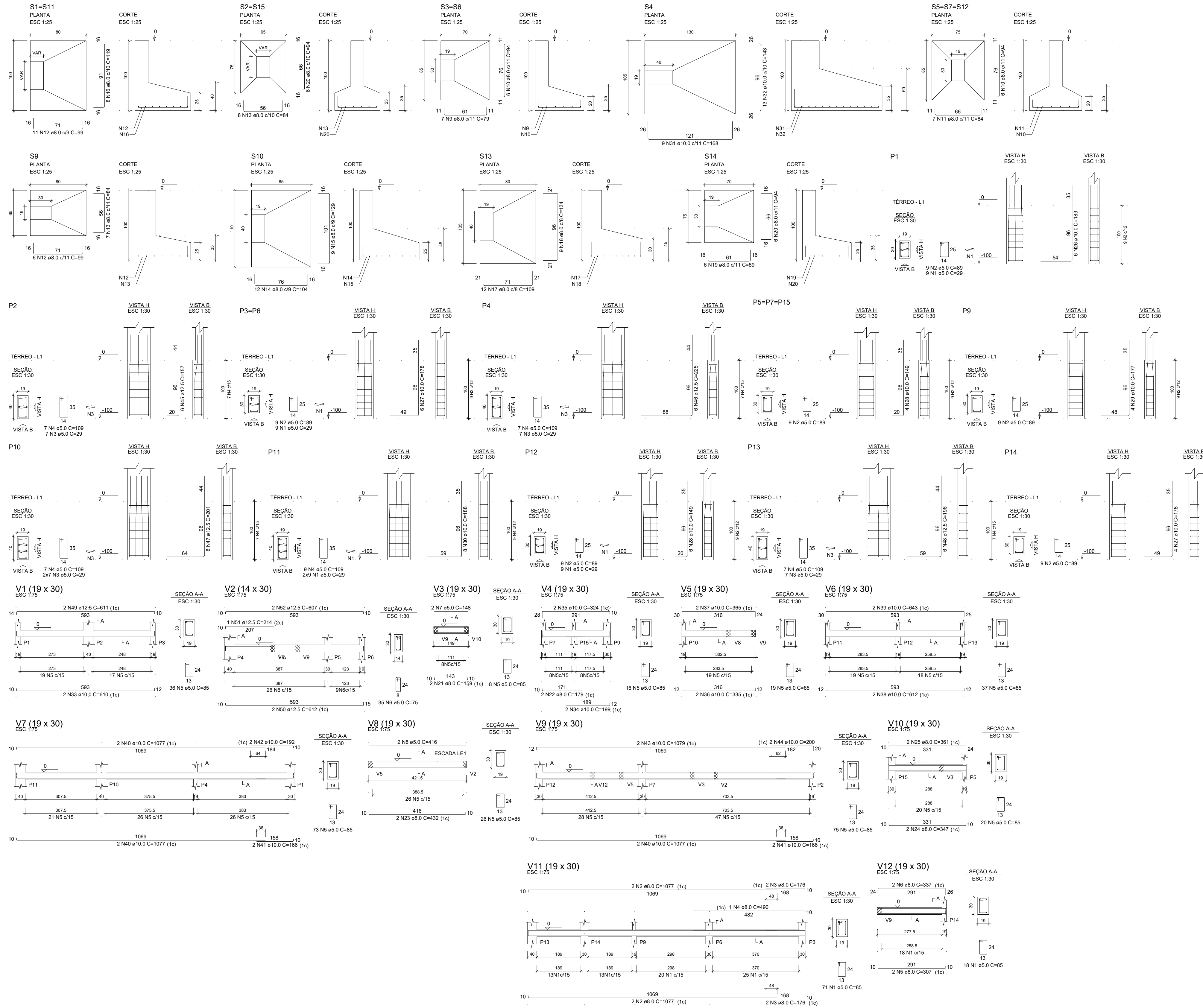
PINHEIRO, L.M.; MUZARDO, C.D.; SANTOS, S.P. (2010). **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2010.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 208 p.

SETEF - Fundações e Sondagens. **Ensaio de sondagem SPT**. Lavras, 2022.

# Apêndice A

## TÉRREO



RELAÇÃO DO AÇO

CAÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	5.0	54	29	1566
CA50	2	5.0	81	89	7209
CA50	3	5.0	35	29	1015
CA50	4	5.0	37	109	4033
CA50	5	5.0	310	85	26350
CA50	6	5.0	35	75	2625
CA50	7	5.0	2	143	286
CA50	8	5.0	2	416	832
CA50	9	5.0	14	75	1106
CA50	10	8.0	30	94	2820
CA50	11	8.0	21	84	1764
CA50	12	8.0	28	99	2772
CA50	13	8.0	23	84	1932
CA50	14	8.0	12	104	1248
CA50	15	8.0	9	129	1161
CA50	16	8.0	16	119	1904
CA50	17	8.0	12	109	1308
CA50	18	8.0	9	134	1206
CA50	19	8.0	6	89	534
CA50	20	8.0	16	94	1504
CA50	21	8.0	2	159	318
CA50	22	8.0	2	179	358
CA50	23	8.0	2	432	864
CA50	24	8.0	6	163	978
CA50	25	8.0	2	361	722
CA50	26	8.0	6	163	1098
CA50	27	10.0	16	178	2848
CA50	28	10.0	18	149	2682
CA50	29	10.0	4	177	708
CA50	30	10.0	8	188	1504
CA50	31	10.0	9	168	1512
CA50	32	10.0	13	143	1859
CA50	33	10.0	2	610	1220
CA50	34	10.0	2	199	398
CA50	35	10.0	2	324	648
CA50	36	10.0	2	335	670
CA50	37	10.0	2	365	730
CA50	38	10.0	2	612	1224
CA50	39	10.0	2	643	1286
CA50	40	10.0	6	1077	6462
CA50	41	10.0	4	166	664
CA50	42	10.0	2	192	384
CA50	43	10.0	2	1079	2158
CA50	44	10.0	2	209	400
CA50	45	12.5	6	157	942
CA50	46	12.5	6	225	1350
CA50	47	12.5	8	201	1608
CA50	48	12.5	6	198	1176
CA50	49	12.5	2	611	1222
CA50	50	12.5	2	612	1224
CA50	51	12.5	1	214	214
CA50	52	12.5	2	607	1214

RESUMO DO AÇO

CAÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	5.0	224	97.2
CA50	8.0	284.6	193
CA50	10.0	89.9	94.8
CA50	12.5	439.2	74.5
CA50	15.0	385.1	74.5

Volume de concreto (C-25) = 7.26 m³  
Área de forma = 72.42 m²

RELAÇÃO DO AÇO

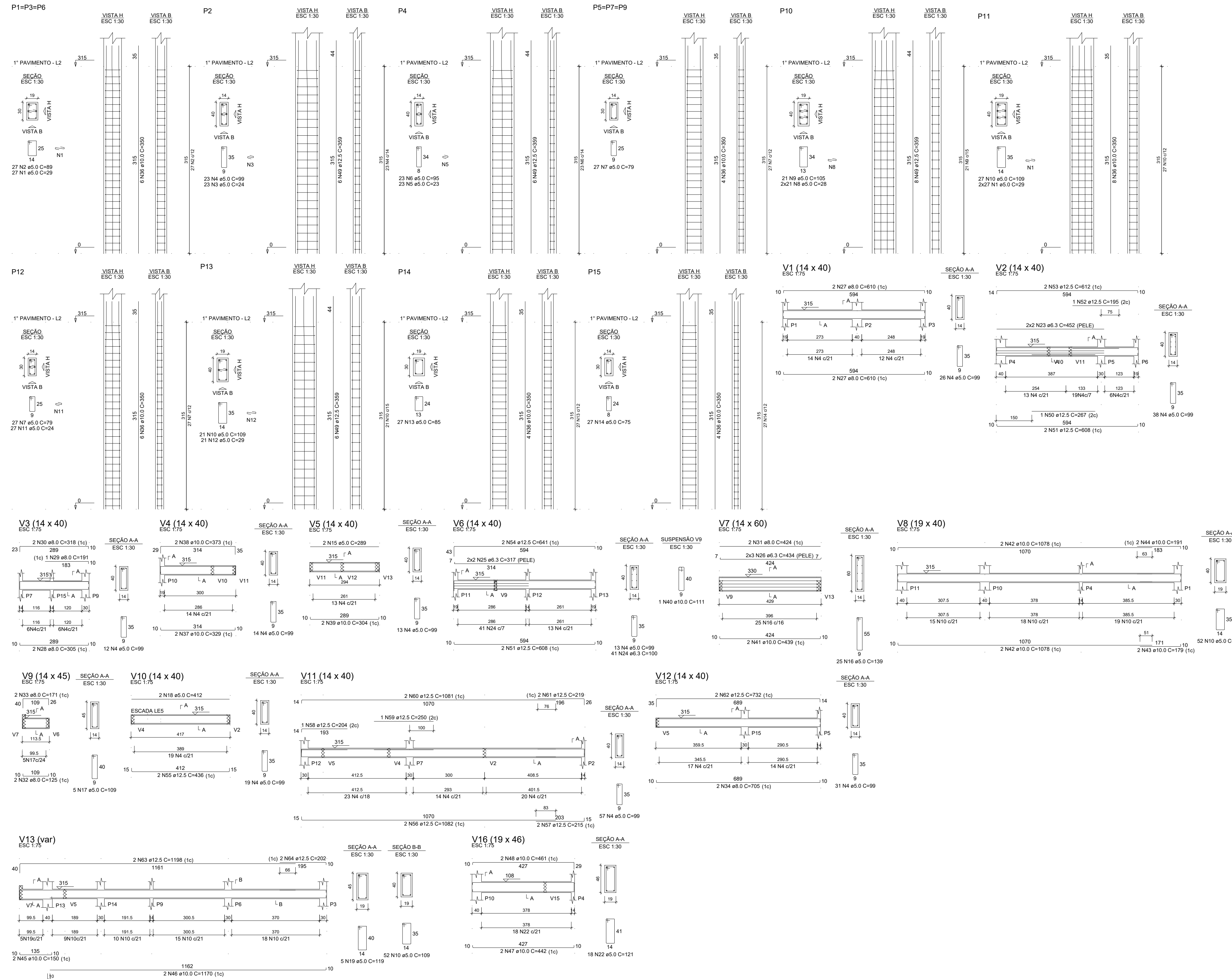
CAÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	5.0	85	85	7565
CA50	2	8.0	4	1077	4308
CA50	3	8.0	4	176	704
CA50	4	8.0	1	480	480
CA50	5	8.0	2	307	614
CA50	6	8.0	2	337	674

RESUMO DO AÇO

CAÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	5.0	67.9	29.5
CA50	8.0	75.7	12.8
CA50	10.0	291	29.5
CA50	12.5	18.1	12.8

Volume de concreto (C-25) = 0.85 m³  
Área de forma = 11.79 m²

# 1º PAVIMENTO



RELAÇÃO DO AÇO

3xP1	P2	P4
3xP5	P10	P11
P12	P13	P14
V3	V1	V2
V5	V4	V5
V6	V7	V8
V9	V10	V11
V12	V13	V15
V16		

CAO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA80	1	5.0	135	29	3915
CA80	2	5.0	81	89	7239
CA80	3	5.0	23	24	552
CA80	4	5.0	246	86	24564
CA80	5	5.0	23	23	529
CA80	6	5.0	23	95	2185
CA80	7	5.0	108	79	8532
CA80	8	5.0	42	28	1176
CA80	9	5.0	21	105	2205
CA80	10	5.0	152	109	16568
CA80	11	5.0	27	24	648
CA80	12	5.0	21	29	609
CA80	13	5.0	27	85	2295
CA80	14	5.0	27	75	2025
CA80	15	5.0	2	289	578
CA80	16	5.0	25	139	3475
CA80	17	5.0	5	109	545
CA80	18	5.0	2	412	824
CA80	19	5.0	5	119	595
CA80	20	5.0	5	125	625
CA80	21	5.0	5	125	625
CA80	22	5.0	18	121	2178
CA80	23	6.3	4	452	1808
CA80	24	6.3	41	100	4100
CA80	25	6.3	4	317	1268
CA80	26	6.3	6	434	2604
CA80	27	6.0	4	610	2440
CA80	28	8.0	2	305	610
CA80	29	8.0	1	191	191
CA80	30	8.0	2	315	630
CA80	31	8.0	2	424	848
CA80	32	8.0	2	125	250
CA80	33	8.0	2	171	342
CA80	34	8.0	2	705	1410
CA80	35	8.0	2	133	266
CA80	36	10.0	52	350	18200
CA80	37	10.0	2	359	718
CA80	38	10.0	2	373	746
CA80	39	10.0	2	304	608
CA80	40	10.0	1	111	111
CA80	41	10.0	2	439	878
CA80	42	10.0	4	1078	4312
CA80	43	10.0	2	179	358
CA80	44	10.0	2	191	382
CA80	45	10.0	2	150	300
CA80	46	10.0	2	1170	2340
CA80	47	10.0	2	442	884
CA80	48	10.0	2	461	922
CA80	49	12.5	26	359	9334
CA80	50	12.5	1	267	267
CA80	51	12.5	4	608	2432
CA80	52	12.5	1	185	185
CA80	53	12.5	2	612	1224
CA80	54	12.5	2	841	1682
CA80	55	12.5	2	436	872
CA80	56	12.5	2	1082	2164
CA80	57	12.5	1	215	430
CA80	58	12.5	1	204	204
CA80	59	12.5	1	250	250
CA80	60	12.5	2	1081	2162
CA80	61	12.5	2	219	438
CA80	62	12.5	2	732	1464
CA80	63	12.5	2	1198	2396
CA80	64	12.5	2	292	584

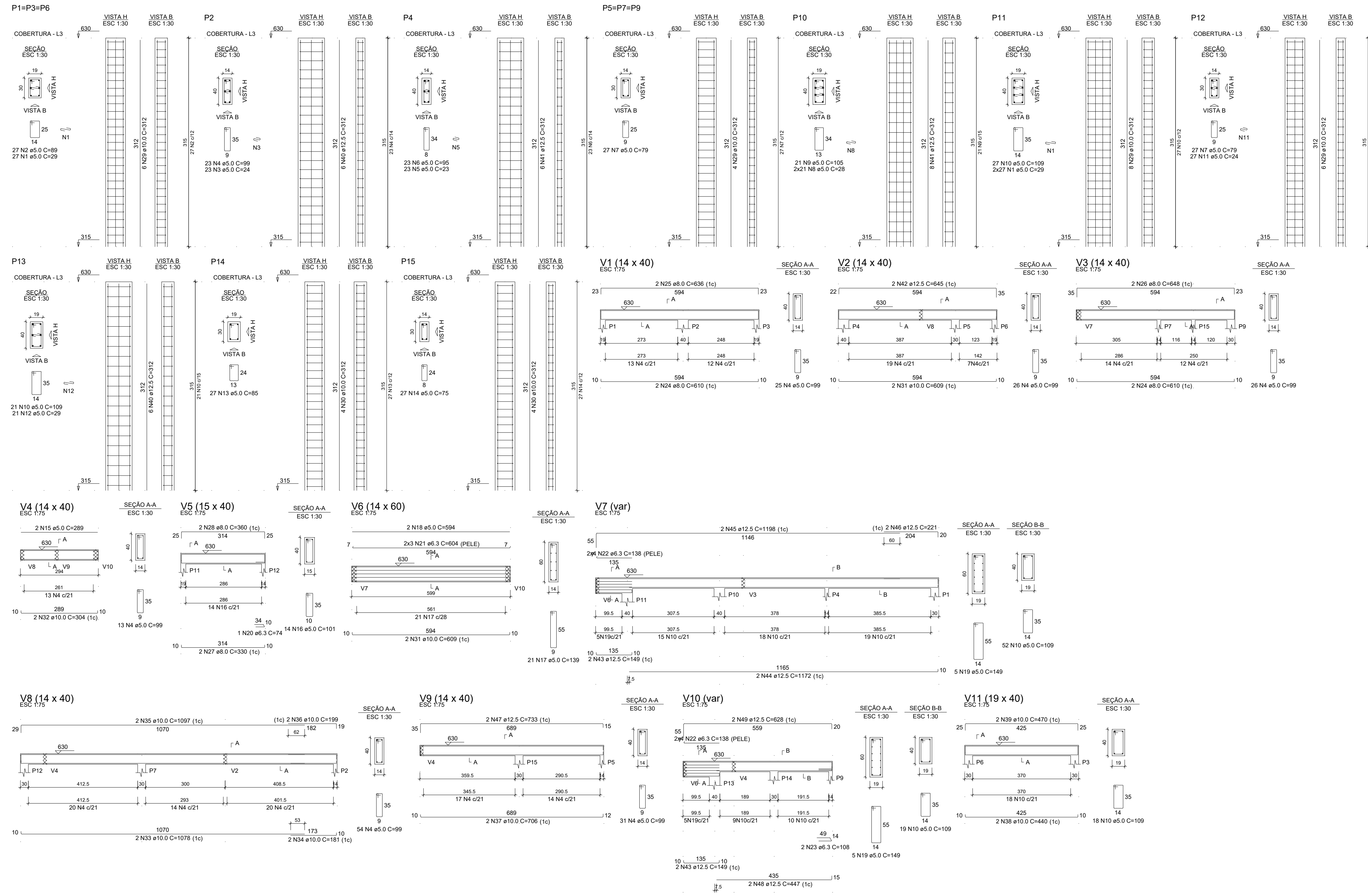
RESUMO DO AÇO

CAO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	97.8	26.3
CA50	8.0	69.9	30.4
CA50	10.0	307	282.2
CA50	12.5	252.2	270.4
CA80	5.0	817.8	138.7

PESO TOTAL (kg): CA50 535.3, CA80 138.7

Volume de concreto (C-25) = 8.04 m³  
Área de forma = 129.00 m²

# COBERTURA



RELAÇÃO DO AÇO

3xP1	P2	P4			
3xP5	P10	P11			
P12	P13	P14			
P15	V1	V2			
V3	V4	V5			
V6	V7	V8			
V9	V10	V11			
CA60	1	5.0	135	29	3915
	2	5.0	81	89	7209
	3	5.0	23	24	852
	4	5.0	198	99	19602
	5	5.0	23	23	529
	6	5.0	23	95	2185
	7	5.0	108	79	8532
	8	5.0	42	28	1176
	9	5.0	21	105	2205
	10	5.0	137	109	14833
	11	5.0	27	24	648
	12	5.0	21	29	609
	13	5.0	27	85	2295
	14	5.0	27	75	2025
	15	5.0	2	289	578
	16	5.0	14	101	1414
	17	5.0	21	139	2919
	18	5.0	2	584	1168
	19	5.0	10	149	1490
	20	6.3	1	74	74
	21	6.3	6	604	3624
	22	6.3	16	138	2208
	23	6.3	2	108	216
	24	8.0	4	610	2440
	25	8.0	2	636	1272
	26	8.0	2	648	1296
	27	8.0	2	330	660
	28	8.0	2	360	720
	29	10.0	44	312	13728
	30	10.0	8	312	2496
	31	10.0	4	609	2436
	32	10.0	2	304	608
	33	10.0	2	1078	2156
	34	10.0	2	181	362
	35	10.0	2	1097	2194
	36	10.0	2	199	398
	37	10.0	2	706	1412
	38	10.0	2	440	880
	39	10.0	2	470	940
	40	12.5	12	312	3744
	41	12.5	14	312	4368
	42	12.5	2	645	1290
	43	12.5	4	149	596
	44	12.5	2	1172	2344
	45	12.5	2	1198	2396
	46	12.5	2	221	442
	47	12.5	2	733	1466
	48	12.5	2	447	894
	49	12.5	2	628	1256

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	61.2	16.5
	8.0	63.9	27.7
	10.0	276.1	187.2
	12.5	188	199.2
CA60	5.0	740	125.5

PESO TOTAL (kg)

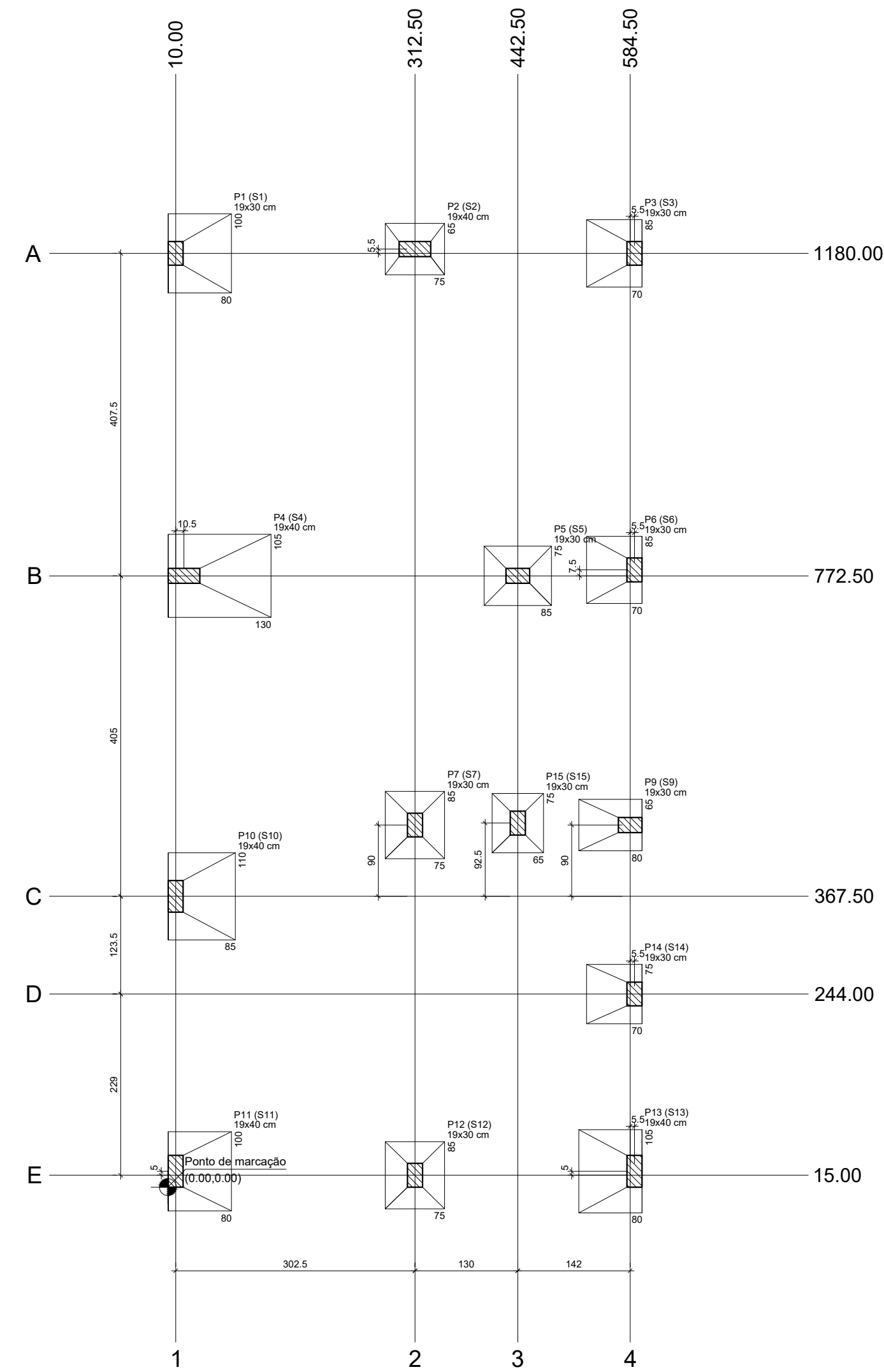
CA50	430.6
CA60	125.5

Volume de concreto (C-25) = 7.20 m³

Área de forma = 116.24 m²



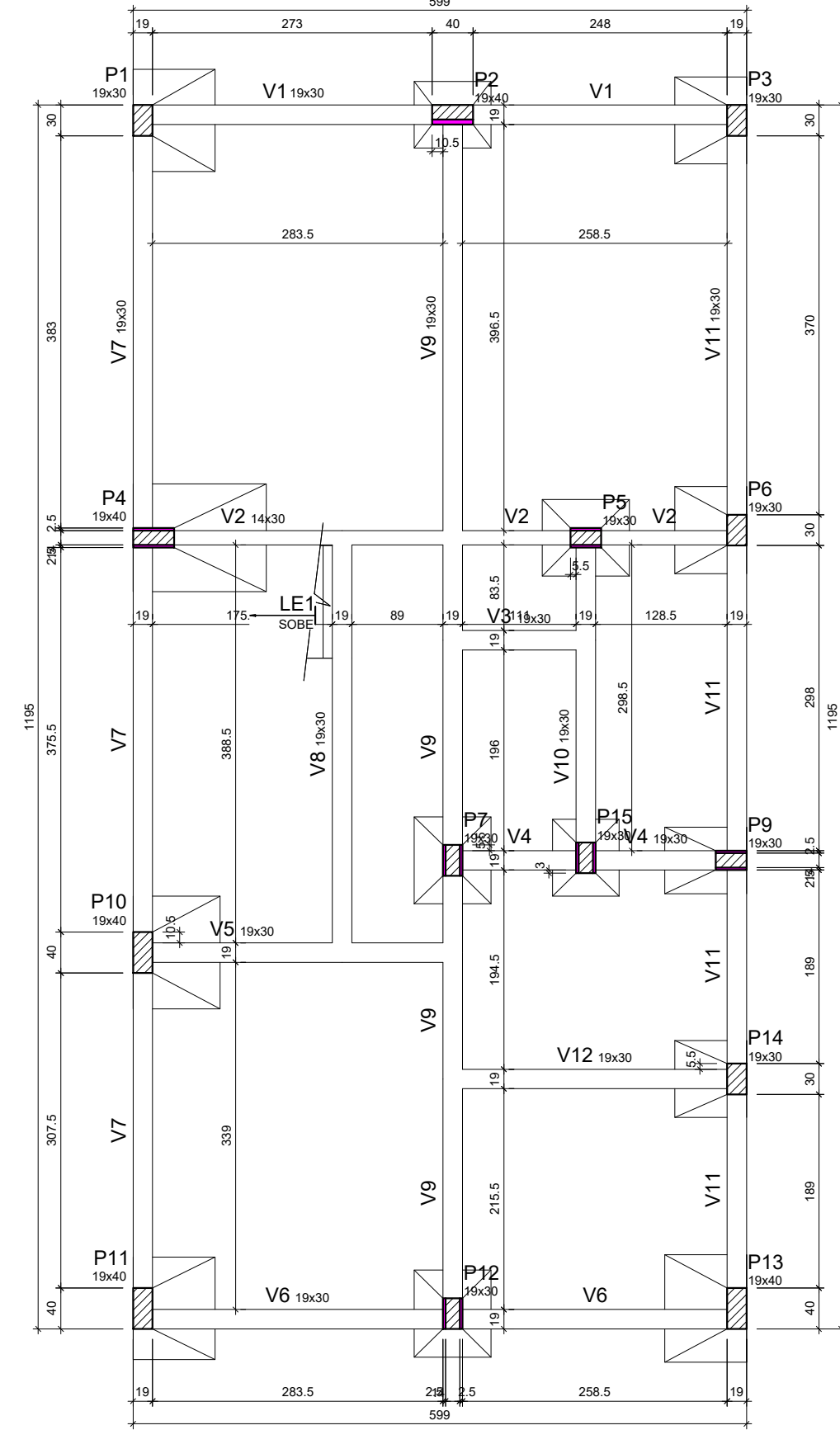
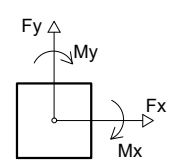
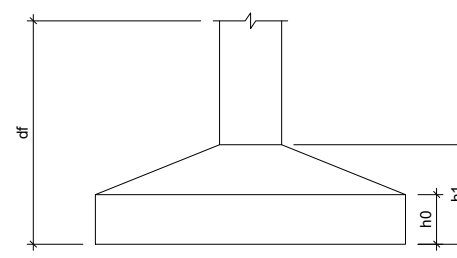
# LOCAÇÃO DOS PILARES FORMA DO TÉRREO



Planta de localização  
escala 1:50

Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Pilar				Fundação									
						Mx Máximo (kgf m)		My Máximo (kgf m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)		Nome	Lado B (cm)	Lado H (cm)	h1/h2	d1	
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo						
P1	19x30	10.00	1180.00	8.0	6.5	0	0	1900	0	1.2	0.0	0.3	0.0	51	80	100	25	40	100
P2	19x40	312.50	1185.50	11.5	10.0	0	0	0	0	0.3	-1.0	0.2	0.0	52	65	75	25	35	100
P3	19x30	584.50	1180.00	8.0	6.5	0	0	1900	0	1.2	0.0	0.3	0.0	53	70	80	25	35	100
P4	19x40	20.00	772.50	19.3	16.5	0	0	5100	-1400	0.0	0.0	0.1	-0.3	54	130	105	35	60	100
P5	19x30	442.50	772.50	14.9	11.6	0	0	0	0	0.2	-0.7	0.3	0.0	55	75	85	20	35	100
P6	19x30	580.00	780.00	8.3	4.6	0	0	-1900	0.0	-1.5	0.2	-0.1	56	70	85	20	35	100	
P7	19x30	312.50	457.50	15.9	12.1	0	0	0	0	0.2	-0.5	0.2	0.0	57	75	85	20	35	100
P8	19x30	584.50	457.50	7.4	2.7	0	0	-1900	0.0	-1.2	0.1	-0.1	58	80	85	20	35	100	
P9	19x40	10.00	367.50	13.5	11.7	0	0	2900	0	2.0	0.0	0.2	-0.5	59	85	110	25	45	100
P10	19x40	10.00	20.00	11.2	9.2	0	0	2200	0	1.8	0.0	0.1	-0.3	60	100	100	25	40	100
P11	19x40	312.50	15.00	15.0	12.7	0	0	0	0	0.4	-0.4	0.0	-0.2	61	75	85	20	35	100
P12	19x40	580.00	20.00	12.1	9.9	0	0	-2300	0.0	-1.9	0.1	-0.1	62	80	105	30	45	100	
P13	19x30	580.00	244.00	7.7	6.2	0	0	-1300	0.0	-1.0	0.3	-0.2	63	70	75	25	35	100	
P14	19x30	442.50	460.00	11.4	8.7	0	0	0	0	0.4	-0.0	0.0	-0.4	64	65	75	25	35	100
P15	19x30	442.50	460.00	11.4	8.7	0	0	0	0	0.4	-0.0	0.0	-0.4	65	65	75	25	35	100

Os esforços indicados nesta tabela são os valores máximos obtidos pela envoltória de todas as combinações definidas para as fundações. Para análises complementares, deve-se consultar o relatório de esforços na fundação, que apresenta os valores calculados para cada combinação.

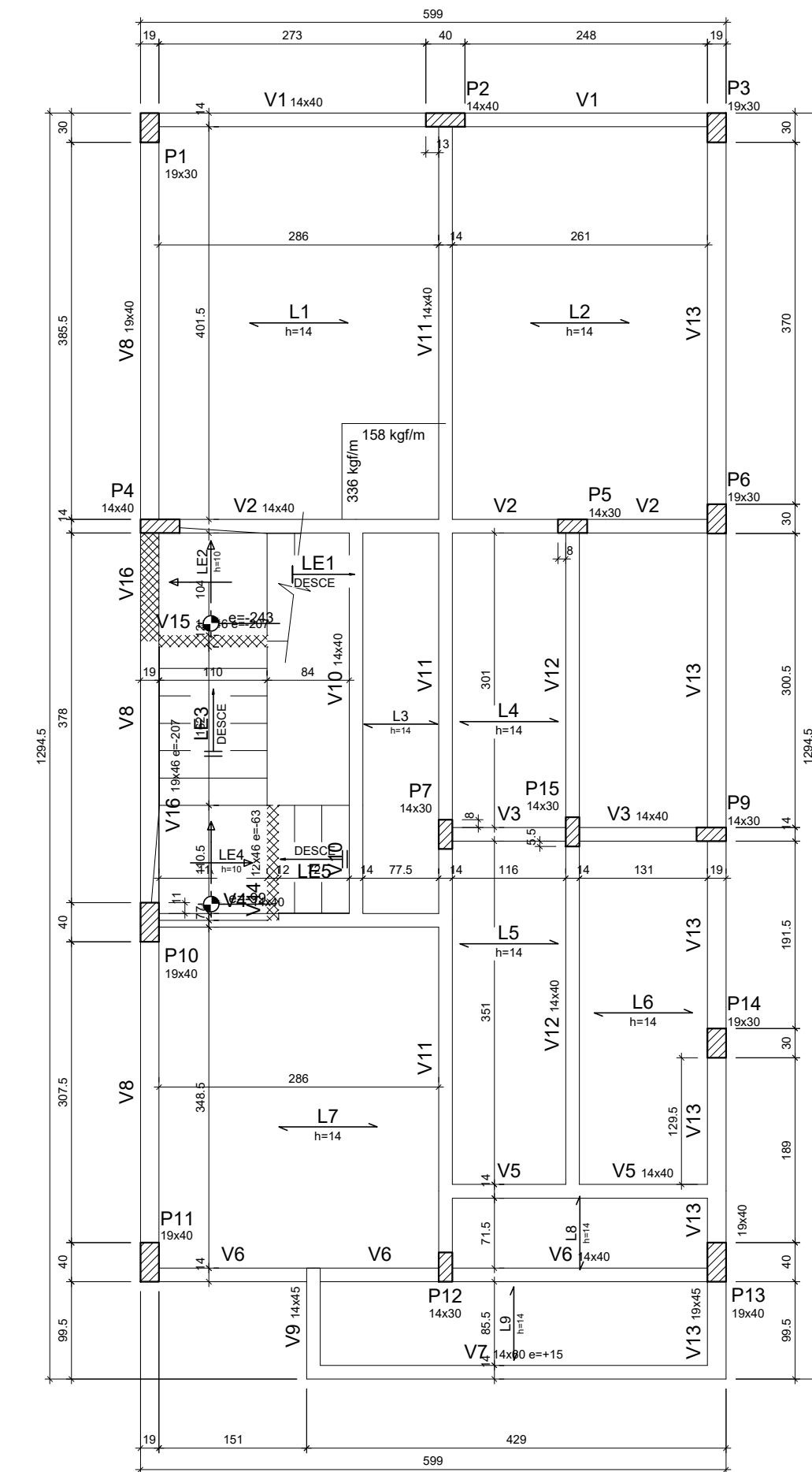


Forma do pavimento Térreo  
escala 1:50

Características dos materiais	
fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm³)
250	241500

Legenda dos pilares	
	Pilar que passa
	Pilar com mudança de seção

Legenda das vigas e paredes	
	Viga



Forma do pavimento 1º Pavimento  
escala 1:50

Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Sobrecarga (kgf/m²)			Localizada
					Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Accidental	
L1	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	sim
L2	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	-
L3	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	-
L4	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	-
L5	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	-
L6	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	-
L7	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	-
L8	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	150	-
L9	Trelçada 1D	14	0	315	148	154	300	-
LE1	Maciça	10	-243	72	611	171	300	-
LE2	Maciça	10	-243	72	290	154	300	-
LE3	Maciça	10	-99	216	579	171	300	-
LE4	Maciça	10	-99	216	250	154	300	-
LE5	Maciça	10	0	315	674	171	300	-

Área de lajes			
Tipo	Altura (cm)	Bloco de Enchimento	Área (m²)
Maciça	10	-	5.83
Trelçada 1D	14	B10/40/49	52.36

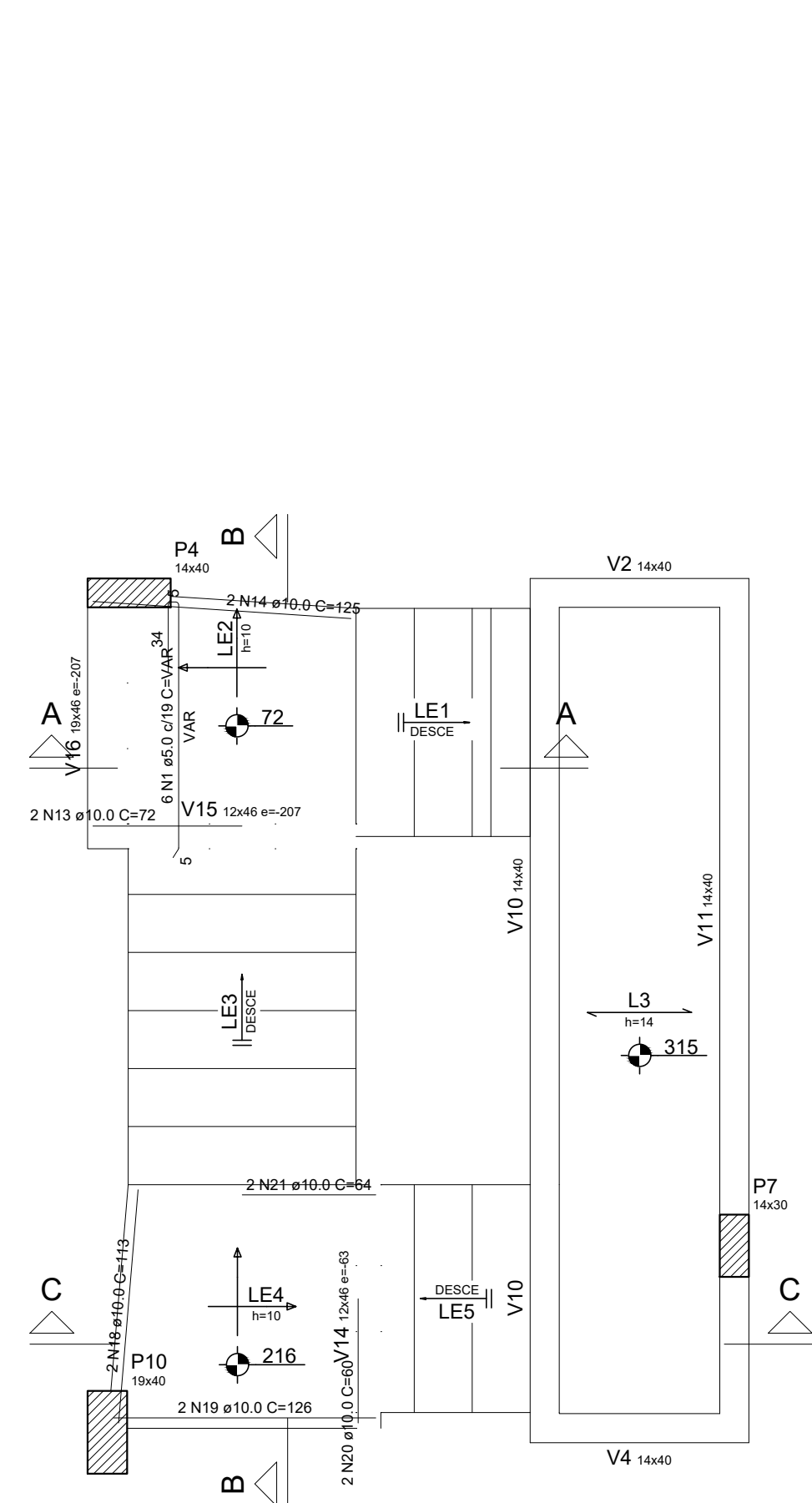
Características dos materiais	
fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm³)
250	241500

Legenda dos pilares	
	Pilar que passa

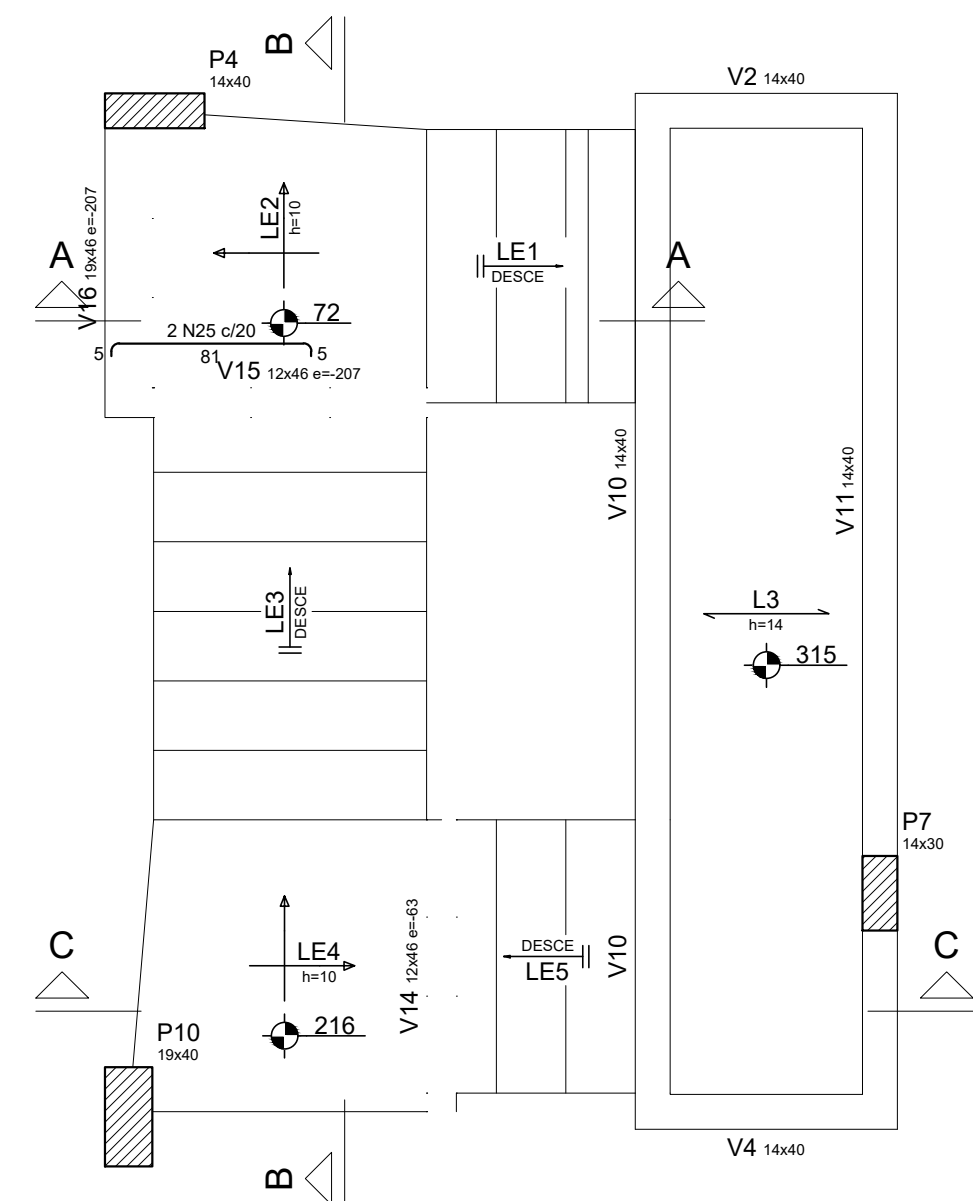
Legenda das vigas e paredes	
	Viga
	Viga chata ou invertida



# FORMA COBERTURA ESCADAS



Armação positiva da escada E1  
ESC 1:25



Armação negativa da escada E1  
ESC 1:25

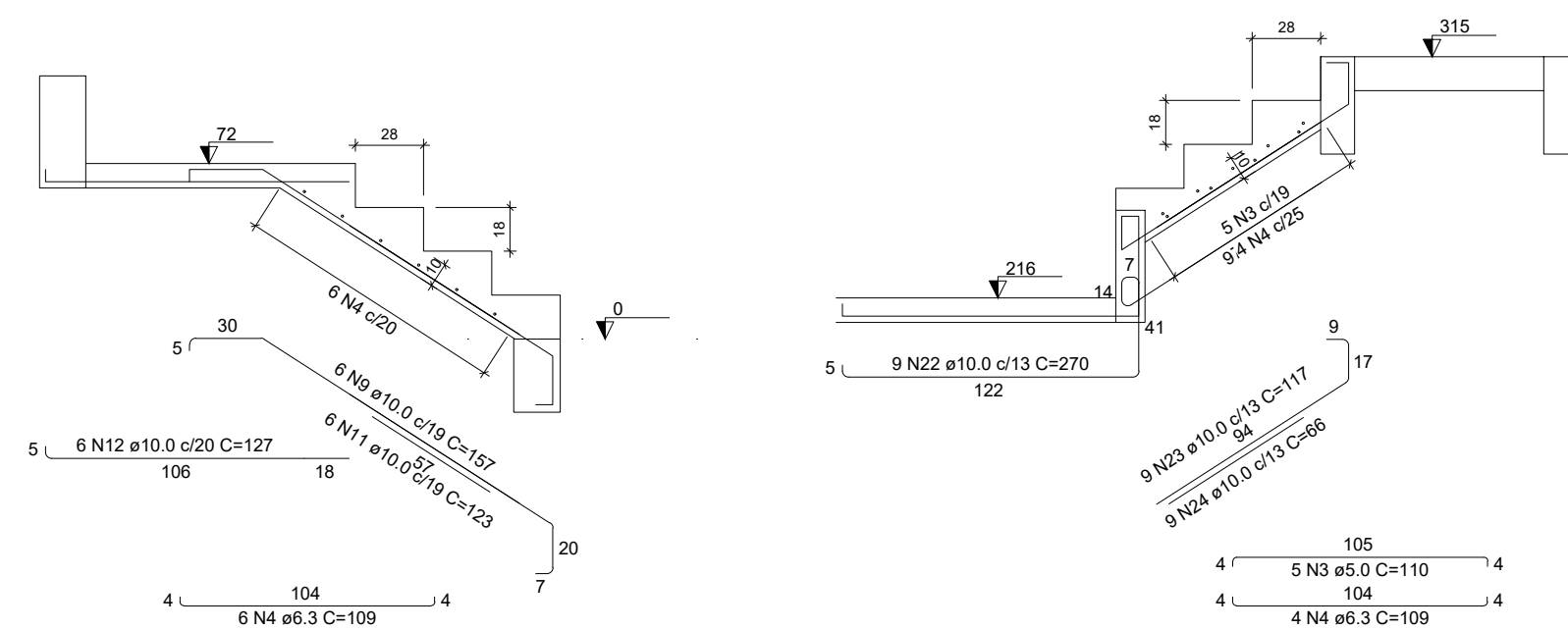
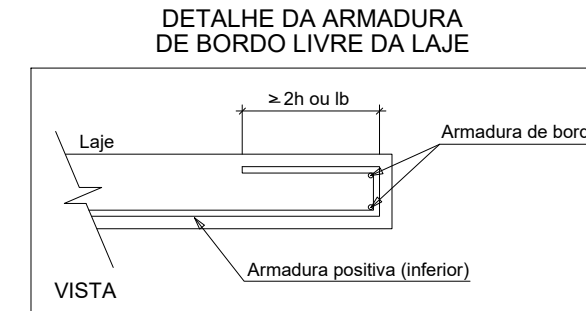
RELAÇÃO DO AÇO

LE1 LE4	LE2 LE5	LE3			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	6	VAR	VAR
	2	5.0	12	110	1320
	3	5.0	5	110	550
CA50	4	6.3	10	109	1090
	5	6.3	6	132	792
	6	6.3	6	173	1038
	7	6.3	6	81	486
	8	6.0	6	115	690
	9	10.0	6	157	942
	10	10.0	6	57	342
	11	10.0	6	123	738
	12	10.0	6	127	762
	13	10.0	2	72	144
	14	10.0	2	125	250
	15	10.0	6	202	1212
	16	10.0	6	173	1038
	17	10.0	6	119	714
	18	10.0	2	113	226
	19	10.0	2	126	252
	20	10.0	2	60	120
	21	10.0	2	84	128
	22	10.0	9	270	2430
	23	10.0	9	117	1053
	24	10.0	9	86	594
	25	12.5	2	85	170
	26	12.5	7	338	2366

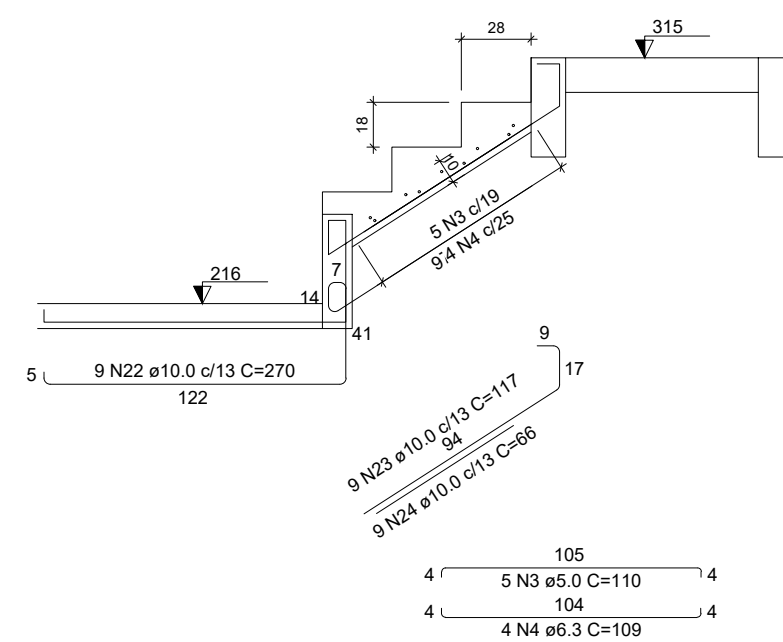
RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C. TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	34.1	9.2
	8.0	6.9	3
	10.0	109.5	74.2
	12.5	29.4	26.9
CA60	5.0	28.3	4.8
<b>PESO TOTAL (kg)</b>			<b>113.3</b>
CA50			4.5
CA60			4.8

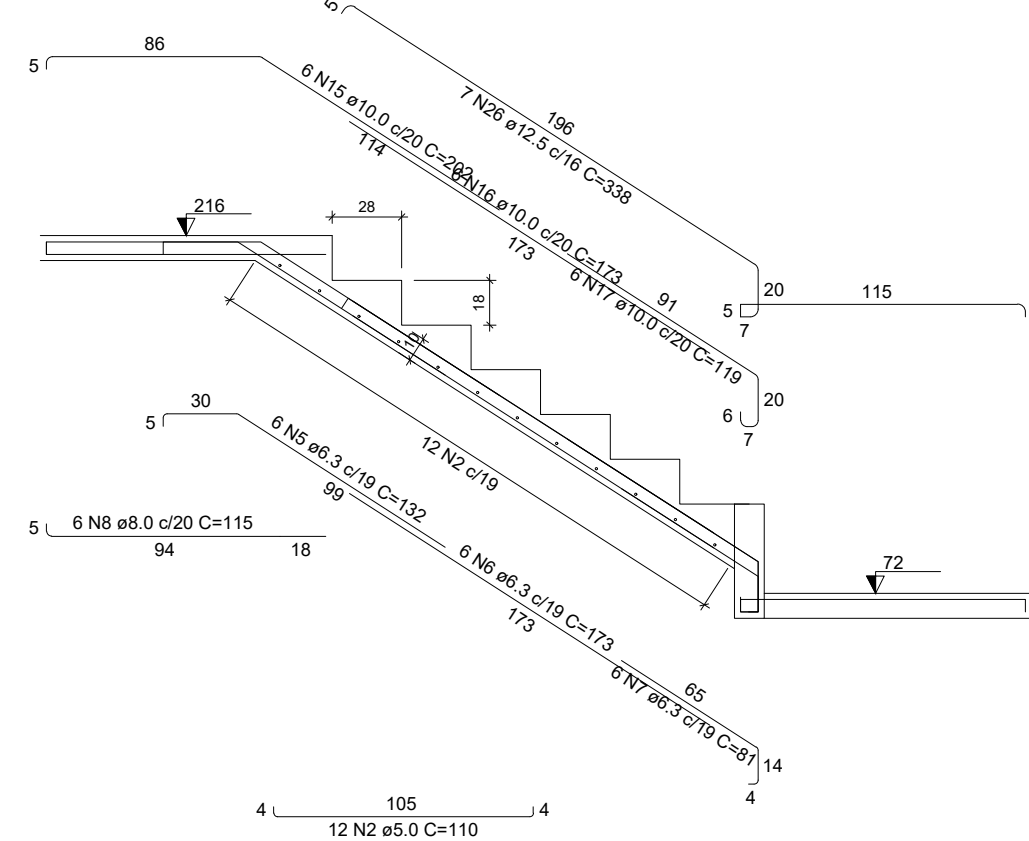
Volume de concreto (C-25) = 1.03 m<sup>3</sup>  
Área de forma = 12.51 m<sup>2</sup>



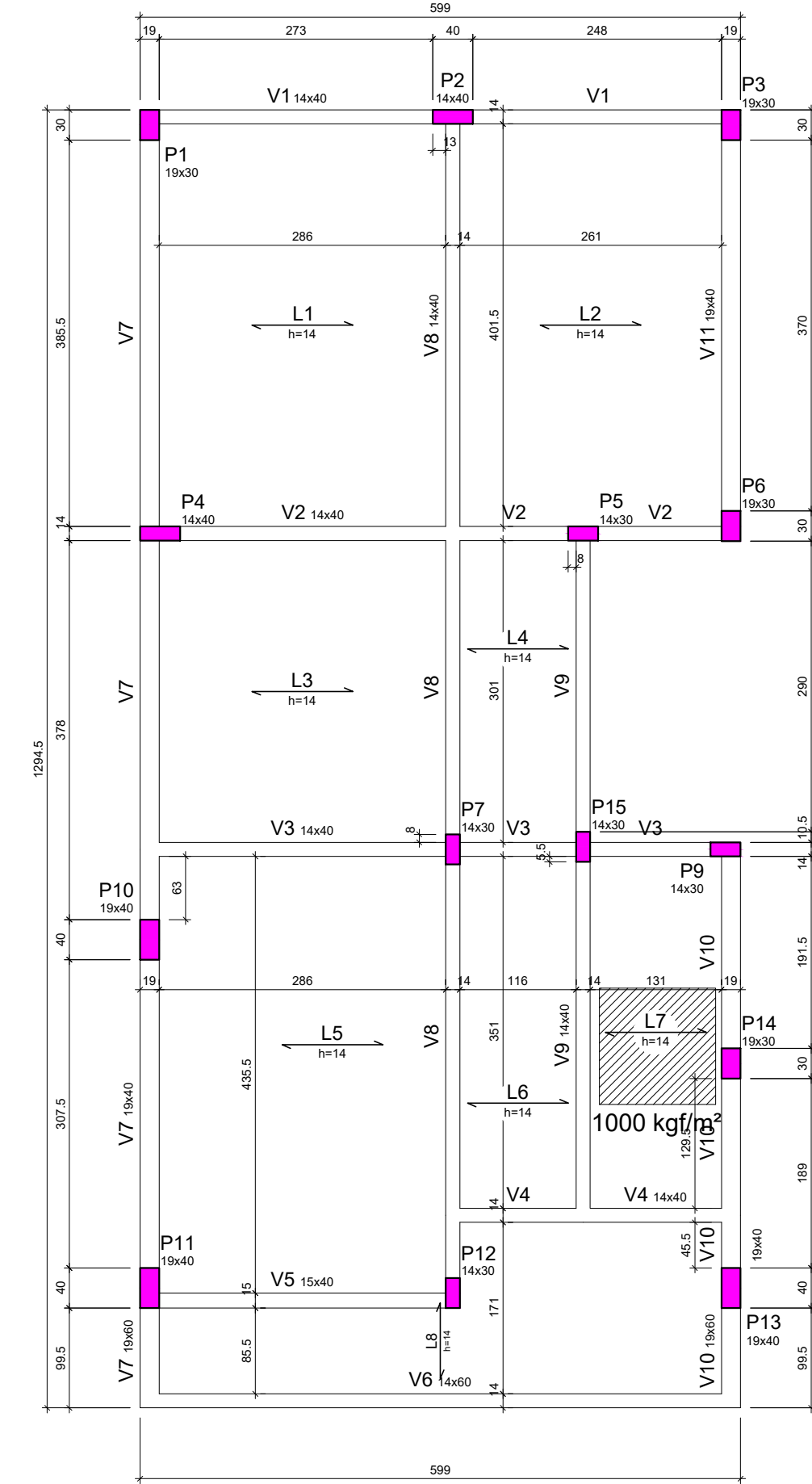
Corte A-A (LE1)  
ESC 1:25



Corte C-C (LE5)  
ESC 1:25



Corte B-B (LE3)  
ESC 1:25



Forma do pavimento Cobertura  
escala 1:50

Lajes

Nome	Tipo	Dados			Sobrecarga (kg/m <sup>2</sup> )			
		Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kg/m <sup>2</sup> )	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Treliçada 1D	14	0	630	148	154	10	-
L2	Treliçada 1D	14	0	630	148	154	10	-
L3	Treliçada 1D	14	0	630	148	154	10	-
L4	Treliçada 1D	14	0	630	148	154	10	-
L5	Treliçada 1D	14	0	630	148	154	10	-
L6	Treliçada 1D	14	0	630	148	154	10	-
L7	Treliçada 1D	14	0	630	148	137	150	sim
L8	Treliçada 1D	14	0	630	148	154	10	-

Área de lajes

Tipo	Altura (cm)	Bloco de Enchimento	Área (m <sup>2</sup> )
Treliçada 1D	14	B10/40/49	62.22

Características dos materiais

fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	Ecs (kgf/cm <sup>2</sup> )
250	241500

Legenda dos pilares

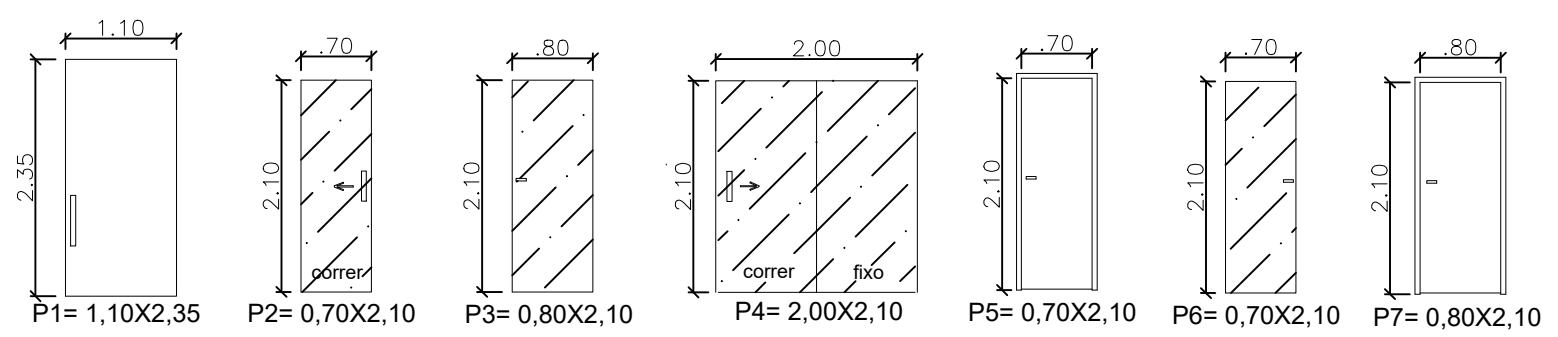
	Pilar que morre
--	-----------------

Legenda das vigas e paredes

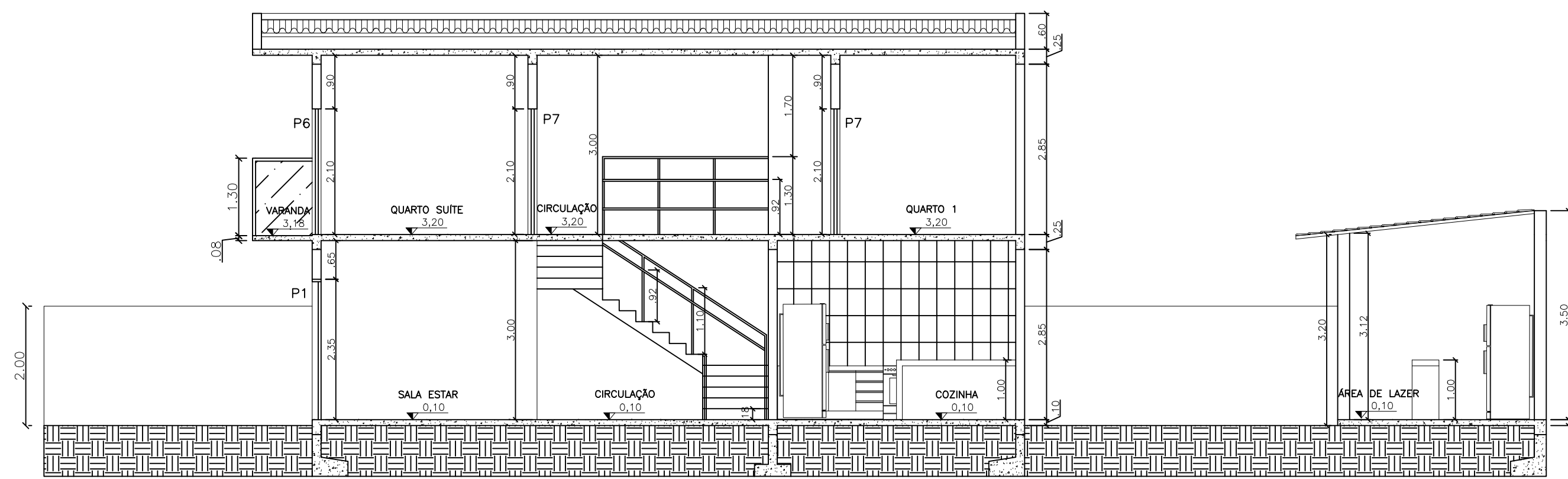
	Viga
--	------

# ANEXO 1

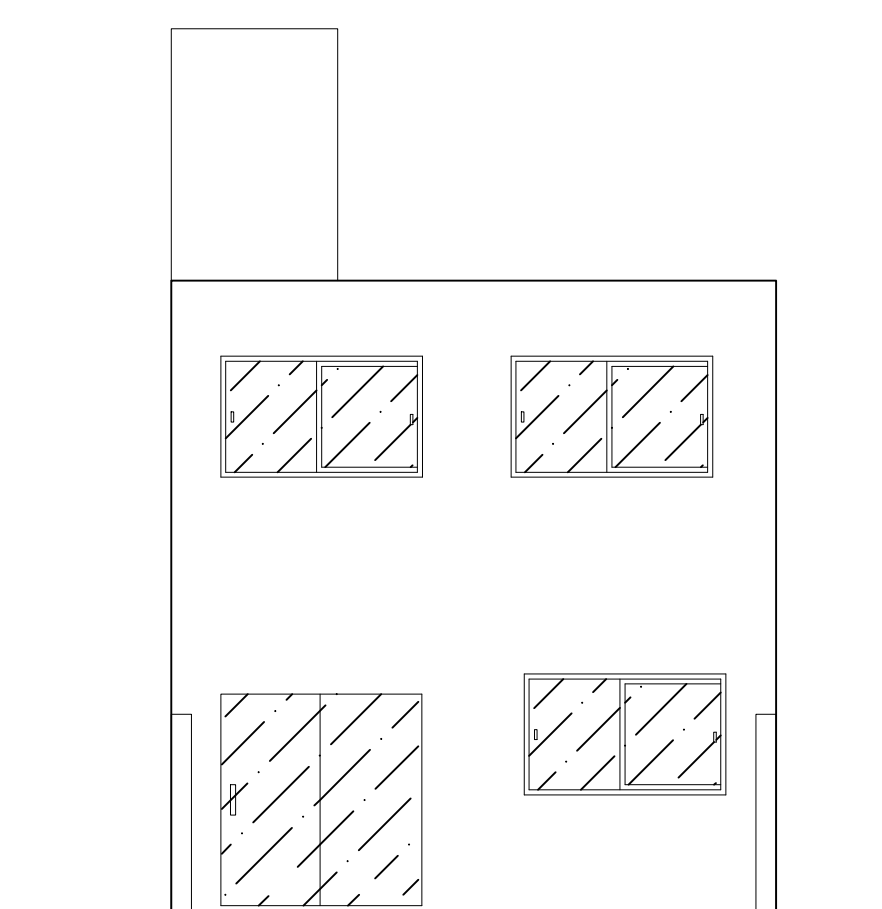
QUADRO DE ÁREAS			
LOTE 19/QUADRA 04 - 12mX25m			
OBRA	ÁREA m²	ÁREAS CONSIDERADAS	
		TO	CA
PAVIMENTO TERREO	82,50 m²	92,50 m²	92,50 m²
PAVIMENTO SUPERIOR	73,20 m²	-	73,20 m²
TOTAL A CONSTRUIR	155,70 m²	92,50 m²	165,70 m²
ÁREA PERMEÁVEL	41,28 m²		
TO: 30,83%	CA: 0,5523	TP: 13,69%	



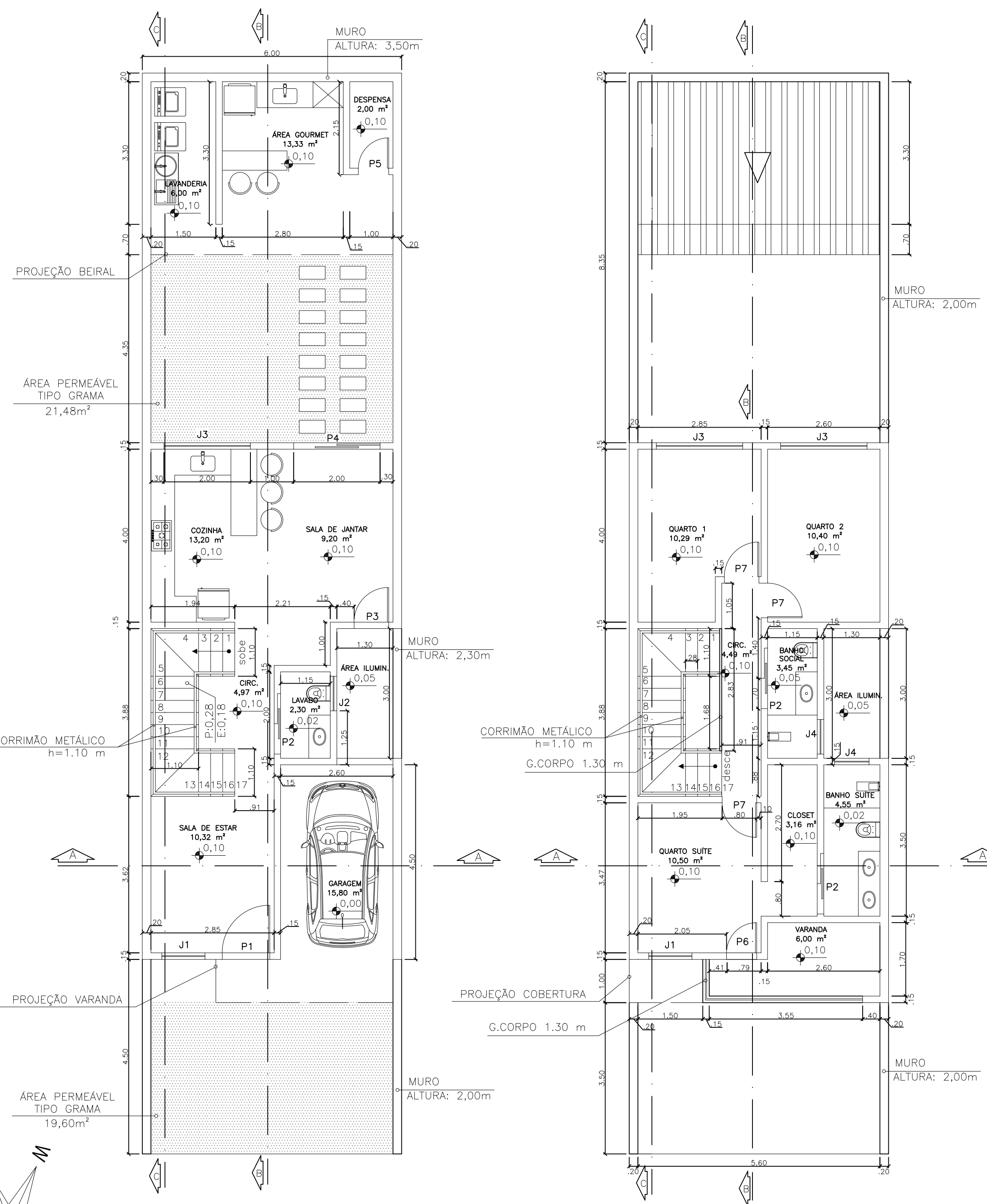
QUADRO DE ESQUADRIAS					
Portas	Tipo	Ambiente	Janelas/Pelotris	Tipo	Ambiente
P1= 1,10x2,35	madeira maciça	sala de estar	J1=1,00x2,20/0,25	vidro temperado	sala de estar e quarto suite
P2= 0,70x2,10	vidro temperado	lavabo e banheiros	J2=0,80x0,80/1,70	vidro temperado	lavabo
P3= 0,80x2,10	vidro temperado	sala de jantar	J3=2,00x1,20/1,20	vidro temperado	cozinha e quartos
P4= 2,00x2,10	vidro temperado	sala de jantar	J4=0,80x1,10/1,70	vidro temperado	banheiros
P5= 0,70x2,10	pranchetada	sala de jantar			
P6= 0,70x2,10	vidro temperado	varanda			
P7= 0,80x2,10	pranchetada	quartos			



CORTE B-B  
ESCALA 1:75

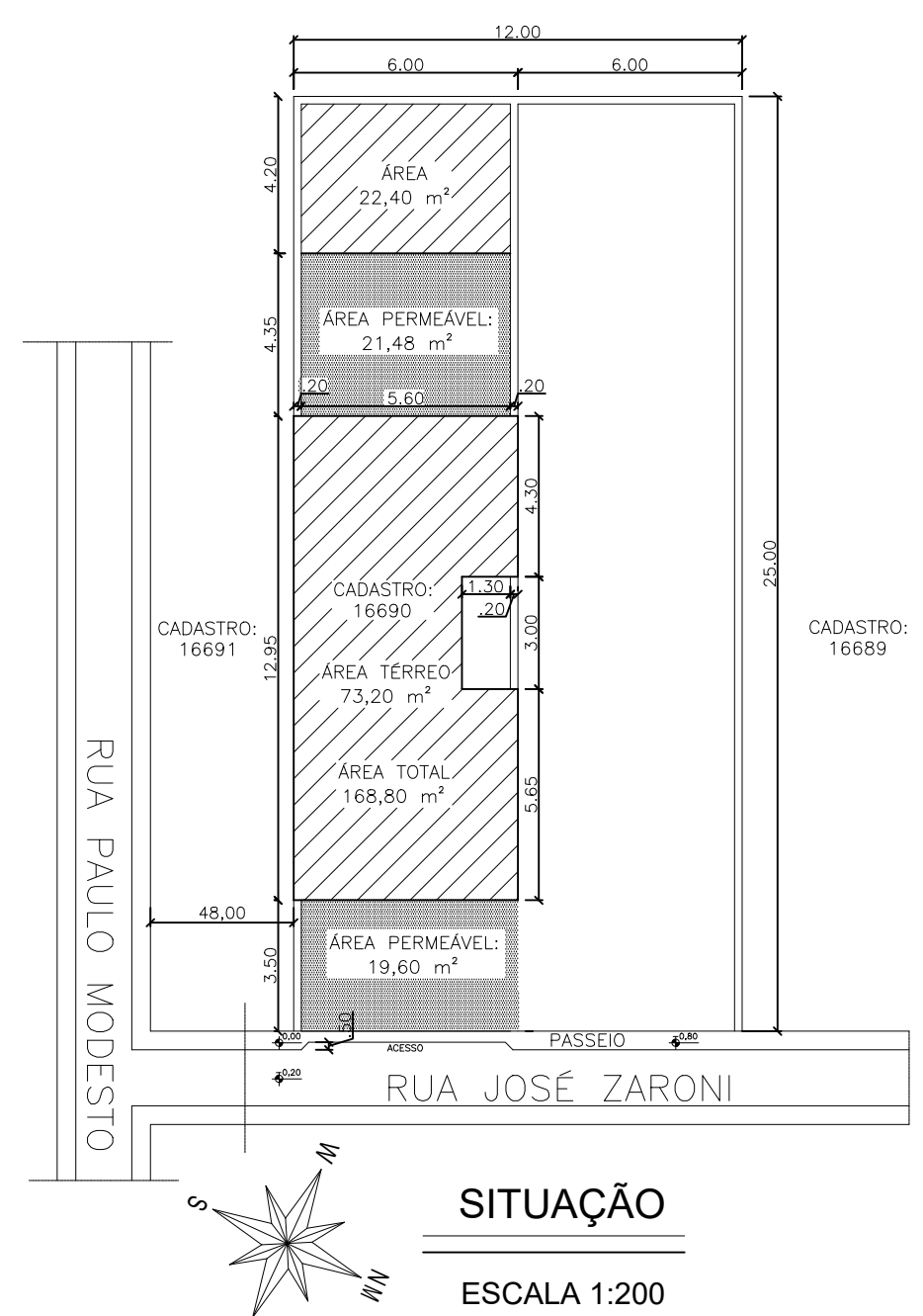


FACHADA FUNDO  
ESCALA 1:75

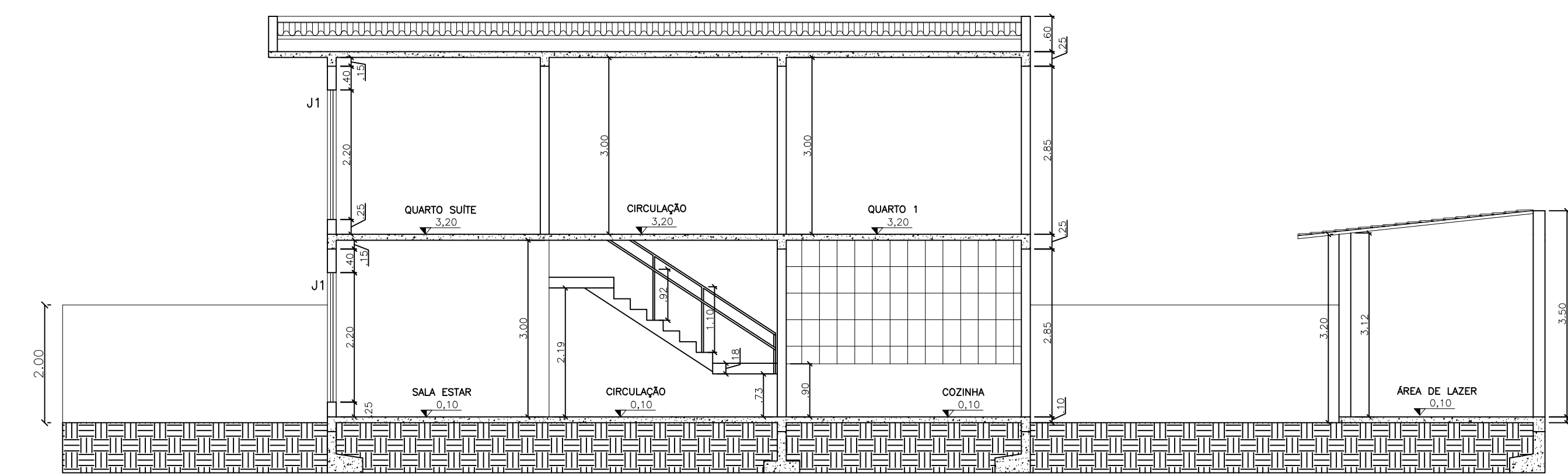


PLANTA BAIXA PAVIMENTO TERREO  
ESCALA 1:75  
ÁREA: 93,42 m²

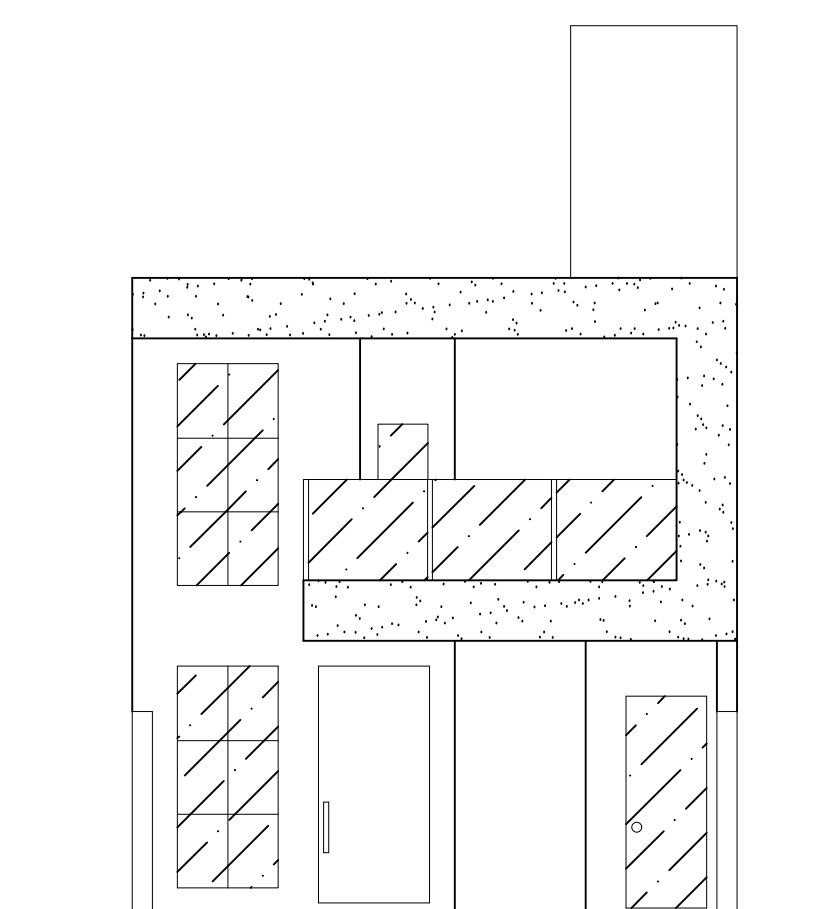
PLANTA BAIXA PAVIMENTO SUPERIOR  
ESCALA 1:75  
ÁREA: 71,02 m²



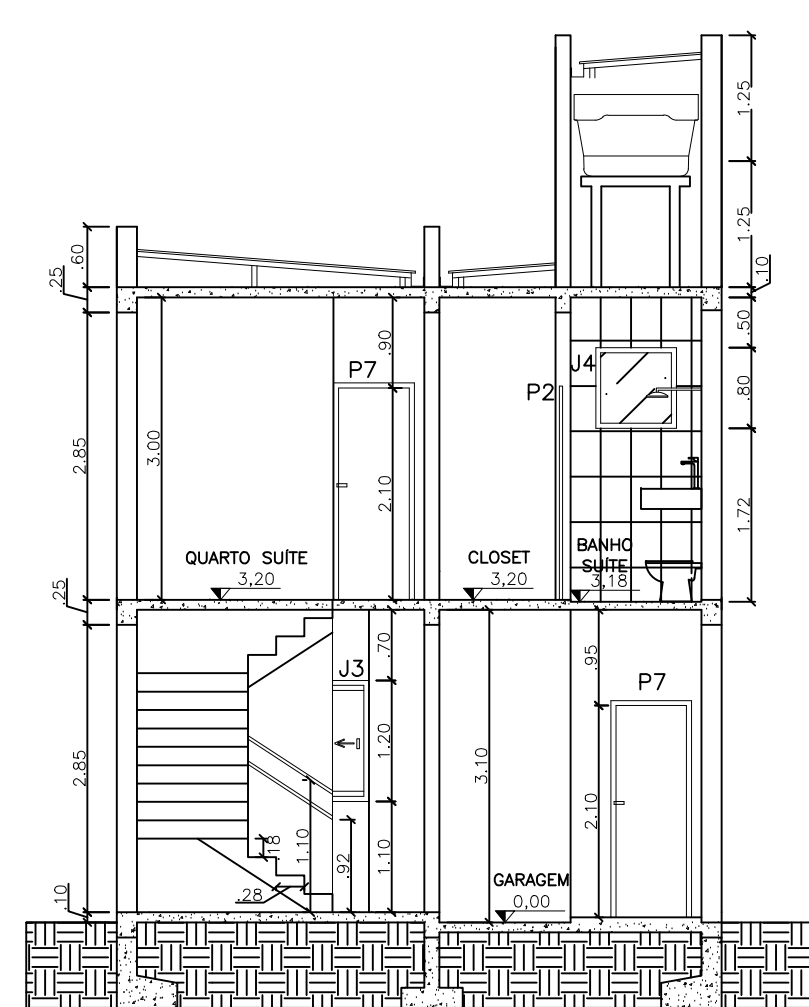
SITUAÇÃO  
ESCALA 1:200



CORTE C-C  
ESCALA 1:75



FACHADA FRONTAL  
ESCALA 1:75



CORTE A-A  
ESCALA 1:75

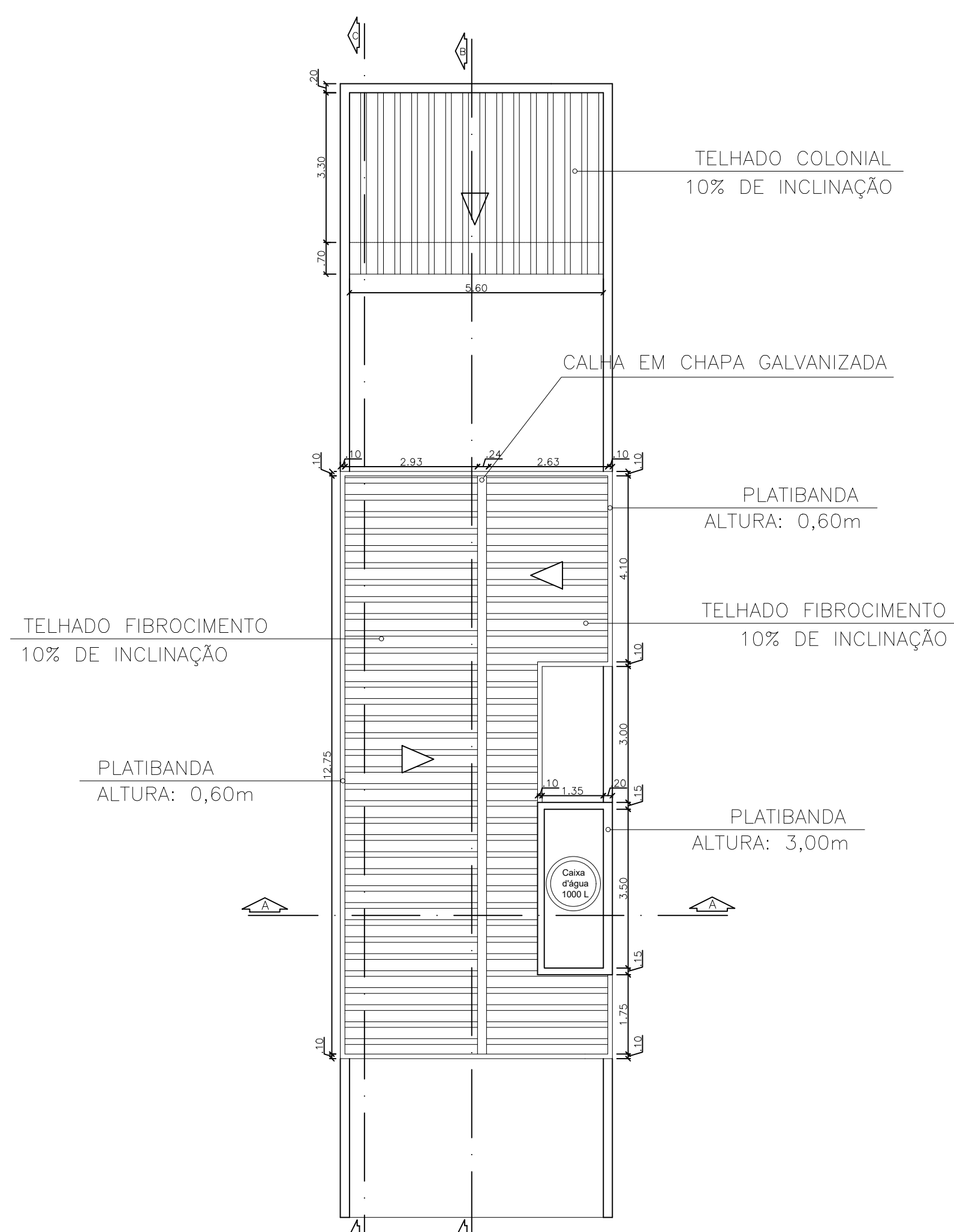


DIAGRAMA DE COBERTURA  
ESCALA 1:100

PREFEITURA	DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA POR PARTE DA PREFEITURA MUNICIPAL DE LAVRAS DO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO		
	ÁREA DE PROJEÇÃO	92,50 m²	Nº DE PAVIMENTOS 02
	ÁREA A CONSTRUIR	165,70 m²	Nº DE UNIDADES 01
	ÁREA A DESCONTAR	---	TAXA DE OCUPAÇÃO 30,83%
REQUERENTE	ÁREA LÍQUIDA	165,70 m²	VISTO DO EXAMINADOR
	ÁREA TOTAL	165,70 m²	
PROPRIETÁRIO:	KENIA ELIZIANE OLIVEIRA		CPF: 087.502.876-48
	AUTOR DO PROJETO:	FABRICIO DE OLIVEIRA FARIA - ENG. CIVIL	CREA: 226846/D
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	FABRICIO DE OLIVEIRA FARIA - ENG. CIVIL		CREA: 226846/D
	TÍTULO:	APROVAÇÃO INICIAL	
PROJETO	USO:	RESIDENCIAL UNIFAMILIAR	
	CONTEÚDO:	PLANTA BAIXA, SITUAÇÃO, NÍVEL DO TERRENO, COBERTURA, QUADRO DE ESQUADRIAS, CORTES, FACHADAS E QUADRO DE ÁREAS	
	LOTE/QUADRA/BARRIO:	20/23/VILA RICA - LAVRAS - MG	
	SITUAÇÃO SEM ESCALA:		
TERRENO	ZONA:	ZMI	
	ÁREA LOTE:	300 m²	
	LOGRADOURO:	RUA JOSÉ ZARONI, LOTE 20, QUADRA 23, BAIRRO VILA RICA	
VISTO RT:	Nº FOLHA:		01/01