



# **Projeto estrutural de um edifício multifamiliar na Covilhã**

**Luan Antonio Menzen da Silva**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia civil**  
(mestrado integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

**junho de 2024**

**Folha em branco**

## Declaração de Integridade

Eu, Luan Antonio Menzen da Silva, que abaixo assino, estudante com o número de inscrição 43125 do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharias, declaro ter desenvolvido o presente trabalho e elaborado o presente texto em total consonância com o **Código de Integridades da Universidade da Beira Interior**.

Mais concretamente afirmo não ter incorrido em qualquer das variedades de Fraude Académica, e que aqui declaro conhecer, que em particular atendi à exigida referenciação de frases, extratos, imagens e outras formas de trabalho intelectual, e assumindo assim na íntegra as responsabilidades da autoria.

Universidade da Beira Interior, Covilhã 07 / 06 / 2024

*Luan Antonio Menzen da Silva*

(assinatura conforme Cartão de Cidadão ou preferencialmente  
assinatura digital no documento original se naquele mesmo formato)

**Folha em branco**

# **Dedicatória**

Dedico este trabalho aos meus pais, Aginaldo Antonio e Ledir Francisca Menzen.

**Folha em branco**

# **Agradecimentos**

Agradeço a Deus, aos meus pais por todo apoio e suporte que me deram.

Agradecimento em especial a minha companheira Maria Carolina.

Quero agradecer também a todos os professores pelos ensinamentos, a toda equipe da universidade que contribuíram de forma direta ou indireta.

Agradeço também ao meu orientador, Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade pelo apoio e disponibilidade na realização deste projeto.

**Folha em branco**

# **Resumo**

O presente trabalho visa a elaboração do projeto estrutural de um edifício multifamiliar localizado na Covilhã. A partir do projeto arquitetônico foi realizado a concepção estrutural na qual definiu a construção do edifício em betão armado.

A elaboração do modelo estrutural e o dimensionamento foram realizados no programa de cálculo automático Tricalc, considerando os regulamentos e normas descritos nos Eurocódigos.

Foram realizados cálculos manuais de alguns elementos estruturais de forma a comparar os resultados obtidos, podendo assim validar o modelo e em seguida elaborar as peças desenhadas de forma clara para obter uma boa interpretação e execução do projeto.

## **Palavras-chave**

Betão armado; Edifício multifamiliar; Eurocódigos; Projeto de estruturas; Tricalc;

**Folha em branco**

# **Abstract**

The present work aims at the elaboration of the structural project of a multifamily building located in Covilhã. Based on the architectural design, the structural conception was carried out, defining the construction of the building in reinforced concrete.

The elaboration of the structural model and the dimensioning were performed in the automatic calculation program Tricalc, considering the regulations and standards described in the Eurocodes.

Manual calculations of some structural elements were carried out in order to compare the results obtained, thus being able to validate the model and then prepare the drawings clearly to obtain a good interpretation and execution of the project.

# **Keywords**

Reinforced concrete; Multifamily building; Eurocodes; Structural design; Tricalc.

**Folha em branco**

# Índice

Capítulo 1 - Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e objetivos. ....	1
1.2 Organização. ....	1
Capitulo 2 -Projeto arquitetônico e solução estrutural.....	2
2.1 Apresentação do projeto arquitetônico.....	2
2.2 Solução estrutural.....	7
Capitulo 3 – Bases de projeto.....	8
3.1 Regulamentos e Normas. ....	8
3.2 Durabilidade.....	8
3.3 Materiais estruturais. ....	9
3.3.1 Betão. ....	9
3.3.2 Aço. ....	9
3.4 Ações.....	10
3.4.1 Ações permanentes.....	10
3.5.2 Ações variáveis.....	12
3.5.2.1 Sobrecargas. ....	12
3.5.2.2 Ação da neve. ....	13
3.5.2.3 Ação do sismo. ....	16
3.5 Combinação de ações. ....	23
3.5.1 Estados limites. ....	23
Capitulo 4 - Pré dimensionamento e dimensionamento das escadas. ....	25
4.1 Pré dimensionamento dos pilares. ....	26
4.2 Pré dimensionamento vigas. ....	26
4.3 Pré dimensionamento lajes.....	26
4.4 Escadas.....	28
4.4.1 Dimensionamento da escada tipo. ....	29
4.4.2 Dimensionamento da escada Cave/piso 0.....	37
Capitulo 5 - Modelação e dimensionamento.....	45
5.1 Dimensionamento com laje Fungiforme maciça. ....	48
5.2 Dimensionamento com laje vigada. ....	52
5.3 Escolha do modelo para o detalhamento. ....	55

5.4 Dimensionamento manual. ....	55
5.4.1 Dimensionamento laje.....	55
5.4.2 Dimensionamento muro de cave.....	62
5.5 Comparação entre os resultados obtidos.....	73
5.5.1 Escadas.....	73
5.5.2 Lajes.....	75
5.5.3 Muros de cave.....	78
Capitulo 6 - Conclusão.....	79

# Lista de Figuras

Figura 1 Cave (piso -1) .....	2
Figura 2 Piso 0 .....	3
Figura 3 Piso tipo .....	3
Figura 4 Piso 5 .....	4
Figura 5 Piso 6 .....	4
Figura 6 Cobertura .....	5
Figura 7 Alçado principal e posterior .....	5
Figura 8 Alçado lateral direito e esquerdo .....	6
Figura 9 Divisão das zonas para o cálculo da ação da neve EC1 [4] .....	13
Figura 10 Coeficiente de forma, quadro 5.2 e figura 5.3 do EC1[4] .....	14
Figura 11 Verificação regularidade em planta .....	19
Figura 12 Zoneamento sísmico em Portugal continental EC8 .....	21
Figura 13 Posicionamento dos pilares sem secções definidas .....	25
Figura 14 Distância entre pontos de momentos nulos. ....	26
Figura 15 Corte Escadas .....	28
Figura 16 Modelo do cálculo escada tipo e modelo simplificado. ....	29
Figura 17 Modelo de cálculo com carregamento .....	30
Figura 18 Diagrama de esforço transverso .....	31
Figura 19 Diagrama de momentos fletores .....	31
Figura 20 Cálculo bordo apoiado.....	33
Figura 21 Tabela 7.4N do EC2 .....	36
Figura 22 Modelo de cálculo escada cave/piso 0 e modelo simplificado.....	37
Figura 23 Modelo simplificado com carregamento .....	38
Figura 24 Diagrama de esforço transverso.....	39
Figura 25 Diagrama de momentos fletores .....	39
Figura 26 Cálculo bordo apoiado.....	41
Figura 27 Modelo da estrutura sem secções atribuídas.....	45
Figura 28 Definição das ações e geometria da laje.....	46
Figura 29 Introdução das ações .....	46
Figura 30 Introdução dos parâmetros para o cálculo automático da ação sísmica .....	47

Figura 31 Posição dos pilares na cave .....	49
Figura 32 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje fungiforme maciça.....	50
Figura 33 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje fungiforme maciça.....	51
Figura 34 Deslocamentos da estrutura - Projeto laje fungiforme .....	51
Figura 35 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje vigada .....	53
Figura 36 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje vigada .....	54
Figura 37 Deslocamento da estrutura - Projeto laje vigada .....	54
Figura 38 Posicionamento dos pilares planta piso 0. ....	56
Figura 39 Modelo de cálculo dos pórticos equivalentes .....	56
Figura 40 modelo de cálculo pórtico x1.....	57
Figura 41 Modelo de cálculo pórtico x2.....	57
Figura 42 Esforços de dimensionamento pórtico x1 .....	58
Figura 43 Esforços de dimensionamento pórtico x2.....	58
Figura 44 modelo de cálculo pórtico y1.....	58
Figura 45 modelo de cálculo y2 .....	59
Figura 46 Esforços dimensionamento pórtico y1 .....	59
Figura 47 Esforços de dimensionamento pórtico y2 .....	59
Figura 48 Modelo de cálculo muro de cave .....	62
Figura 49 Cálculo estabilidade exterior muro de cave .....	63
Figura 50 Momento no centro geométrico da sapata e força vertical.....	65
Figura 51 Modelo de cálculo para o muro .....	66
Figura 52 Modelo de cálculo instabilidade interior sapata .....	69
Figura 53 Resumo de tensões na sapata .....	70
Figura 54 Modelo de cálculo "calcanhar" .....	71
Figura 55 Diagrama de momentos fletores "calcanhar" .....	71
Figura 56 Diagrama de esforços transversos "calcanhar" .....	71
Figura 57 Pormenorização escadas, cálculo manual .....	74
Figura 58 Pormenorização escada tipo, cálculo automático .....	74
Figura 59 Armaduras inferiores da laje, cálculo automático .....	76
Figura 60 Armaduras superiores da laje, cálculo automático .....	77
Figura 61 Pormenorização muro de cave .....	78

# Lista de Tabelas

Tabela 1 Tempo de vida útil.....	8
Tabela 2 Características de resistência e de deformação do betão C30/37.....	9
Tabela 3 Características do aço A400.....	9
Tabela 4 Ações permanentes.....	12
Tabela 5 Sobrecargas.....	13
Tabela 6 Coeficientes de combinação da neve.....	15
Tabela 7 Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.....	16
Tabela 8 Classes de importância dos edifícios.....	20
Tabela 9 Aceleração máxima de referência segundo o EC8[5].....	21
Tabela 10 Tipos de terreno definidos no EC8 [5].....	22
Tabela 11 Valor de k para verificação indireta da deformação.....	27
Tabela 12 Espessura das lajes fungiformes maciças.....	48
Tabela 13 Total de medições - projeto laje fungiforme.....	50
Tabela 14 Espessura das lajes vigadas.....	52
Tabela 15 Total medições - projeto laje vigada.....	53
Tabela 16 Cálculo manual armaduras longitudinais.....	61
Tabela 17 Comparação resultados da escada.....	73
Tabela 18 Comparação de resultados da laje.....	75
Tabela 19 Comparação dos resultados obtidos do muro de cave.....	78



# Lista de Acrónimos

CP	Carga Permanente
CV	Carga Variável
EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
ELU	Estado limite ultimo
ELS	Estado limite de Serviço
NA	Anexo Nacional



# Simbologia

## Caracteres Latinos

Ac	Area da secção transversal de betão
As	Área da secção de uma armadura para betão
As,ef	Área de armadura efetiva
As,min	Área de aço mínima
C	Coesão
Ce	Coefficiente de exposição
Ct	Coefficiente térmico
CZ	Coefficiente que depende da zona de implantação do edifício
d	Altura útil de uma secção transversal
E	Modulo de elasticidade.
Ed	valor de cálculo do efeito das ações
E <sub>cm</sub>	Modulo de elasticidade secante do betão
F <sub>ck</sub>	valor característico da tensão de rotura do betão aos 28 dias de idade
F <sub>cm</sub>	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
F <sub>ctk0,05</sub>	valor característico inferior da tensão de rotura a tração (quantilho de 5%)
F <sub>ctk0,95</sub>	valor característico inferior da tensão de rotura a tração (quantilho de 95%)
F <sub>ctm</sub>	valor médio da tensão de rotura do betão a tração simples
F <sub>yk</sub>	valor característico de tensão de cedência à tração do aço
F <sub>syd</sub>	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço
h	Altura secção
H	Altitude.
Is	Raio de giração da massa do piso em planta
K	Coefficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais
Q <sub>ed</sub>	Valor de cálculo para dimensionamento
R <sub>d</sub>	Valor de cálculo das resistências
Rec	Recobrimento das armaduras
r <sub>x</sub>	Raio de torção
S	Espaçamento
s	Carga da neve em coberturas
sk	Valor característico da carga da neve ao nível do solo
u	Coefficiente de atrito terreno/muro

$\sigma_{adm}$	Tensão admissível
$\Sigma F_h$	Somatório de forças horizontais
$\Sigma F_v$	Somatório de forças verticais
$\Sigma M_{est}$	Somatório dos momentos estabilizantes
$\Sigma M_{inst}$	somatório dos momentos instabilizantes

#### Caracteres Gregos

$\alpha$	ângulo
$\theta$	Ângulo
$\Phi$	Ângulo de atrito do solo
$\gamma_{betão}$	Peso volumico do betão armado
$\gamma$	Peso específico do solo
$\gamma_s$	Fator de segurança
$\rho$	Taxa de armaduras de tração a meio vão (ou no apoio no caso de equilibrar o momento devido às ações de cálculo)
$\rho_0$	Taxa de armaduras de referência
$\rho'$	Taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de equilibrar o momento devido às ações de cálculo)
$\psi_1, \psi_2$ e $\psi_3$	Coefficientes de combinação
$\mu$	Momento fletor reduzido
$\mu_i$	Coefficiente de forma para a carga da neve
$\omega$	Percentagem mecânica de armadura

# Capítulo 1 - Introdução.

## 1.1 Enquadramento e objetivos.

O presente trabalho encontra-se no âmbito do trabalho final de Mestrado Integrado, na área de especialização em Geotecnia e Ambiente.

Os principais objetivos deste trabalho são:

- A partir do projeto arquitetónico definir a conceção estrutural.
- Definir e quantificar as ações a qual o edifício está sujeito.
- Pré-dimensionar os elementos estruturais.
- Modelar e analisar a estrutura no programa de cálculo automático Tricalc.
- Dimensionar os elementos estruturais.
- Elaborar as peças desenhadas.

## 1.2 Organização.

Com o objetivo de facilitar a leitura e a compreensão do trabalho realizado a presente dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos, sendo eles:

1º Capítulo: **Introdução** - apresenta a introdução, enquadramento, os objetivos que se pretende atingir e a organização da dissertação.

2º Capítulo: **Projeto arquitetónico e conceção estrutural** – neste capítulo é apresentada as peças desenhadas do projeto arquitetónico do edifício na qual será desenvolvida o projeto estrutural, bem como uma descrição sobre a conceção que será utilizada no presente projeto e também a respeito dos pontos importantes a seguir para atingir uma boa conceção estrutural.

3º Capítulo: **Bases de projeto** - são apresentados os regulamentos e normas utilizados, bem como a definição das ações e descrição dos materiais.

4º Capítulo: **Pré dimensionamento e Dimensionamento escadas** - apresenta o pré dimensionamento realizado dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) e em seguida o dimensionamento das escadas, na qual também será utilizado os efeitos das reações no modelo de cálculo automático para o desenvolvimento global da estrutura.

5º Capítulo: **Modelação e dimensionamento** - descreve o processo de modelação do edifício no programa de cálculo automático Tricalc, e apresenta o dimensionamento utilizando laje fungiforme maciça e outro com laje vigada, em seguida realiza-se a comparação entre as duas conceções. Apresenta o dimensionamento manual de alguns elementos estruturais e compara com os resultados obtidos no programa de cálculo automático.

6º Capítulo: **Conclusão** - são apresentadas as conclusões deste estudo.

# Capítulo 2 - Projeto arquitetônico e solução estrutural.

## 2.1 Apresentação do projeto arquitetônico.

O edifício em estudo trata-se de um prédio multifamiliar, situado na cidade da Covilhã, a uma altitude de 700m, composto por 10 fogos, nove pisos, possui uma área de implantação de 192m<sup>2</sup>, o acesso vertical dentro do edifício é feito através de escada e elevadores.

A seguir apresenta-se a descrição de cada piso e a respectivas plantas baixas:

- Cave (piso -1), destinado a garagem de veículos ligeiros, com um pé direito de 2.55m, Figura 1.

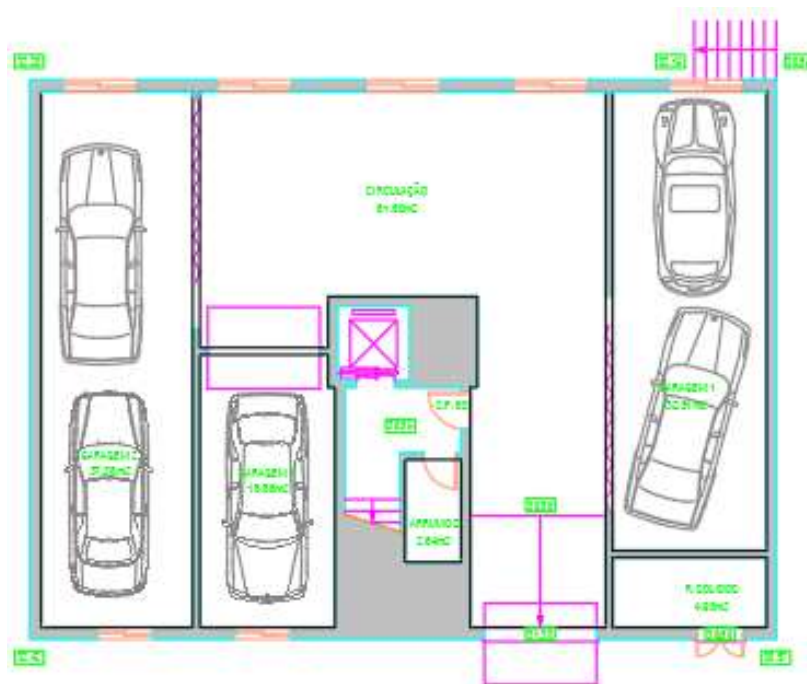


Figura 1 Cave (piso -1)

- Rés de chão (piso 0), composto por 2 apartamentos, um de tipologia T2 e outro de tipologia T3, com pé direito de 2.80m, figura 2.



Figura 2 Piso 0

- Piso tipo (piso 1 a 4), composto por 2 apartamentos, um de tipologia T2 e outro de tipologia T3, com pé direito de 2.80m, difere-se do piso 0 pela presença de varandas e estendais, figura 3.



Figura 3 Piso tipo

- Piso 5, composto por 2 apartamentos, um de tipologia T2 e outro de tipologia T3, com pé direito de 2.80m, sua diferença em relação aos pisos tipo é a diminuição da área interna do quarto para criação de sacada, figura 4.

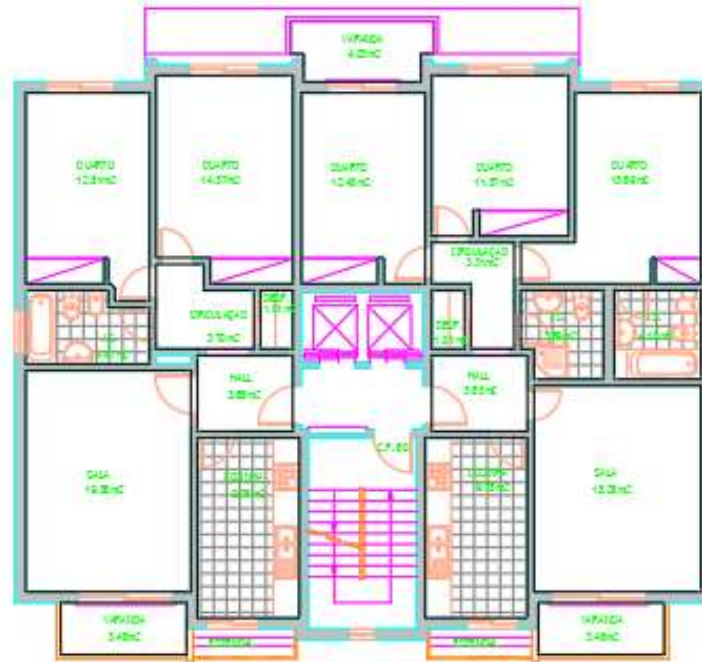


Figura 4 Piso 5

- Piso 6, destinado aos arrumos e casa de máquinas para os elevadores, com pé direito central de 2.30m, figura 5

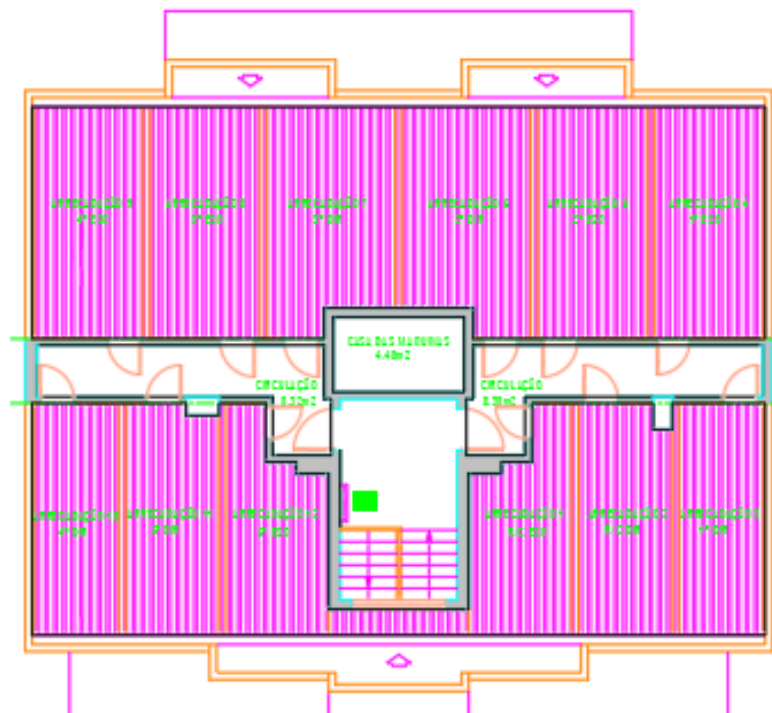


Figura 5 Piso 6

- Cobertura, é composta por uma laje plana central e uma cobertura inclinada de duas águas, figura 7.

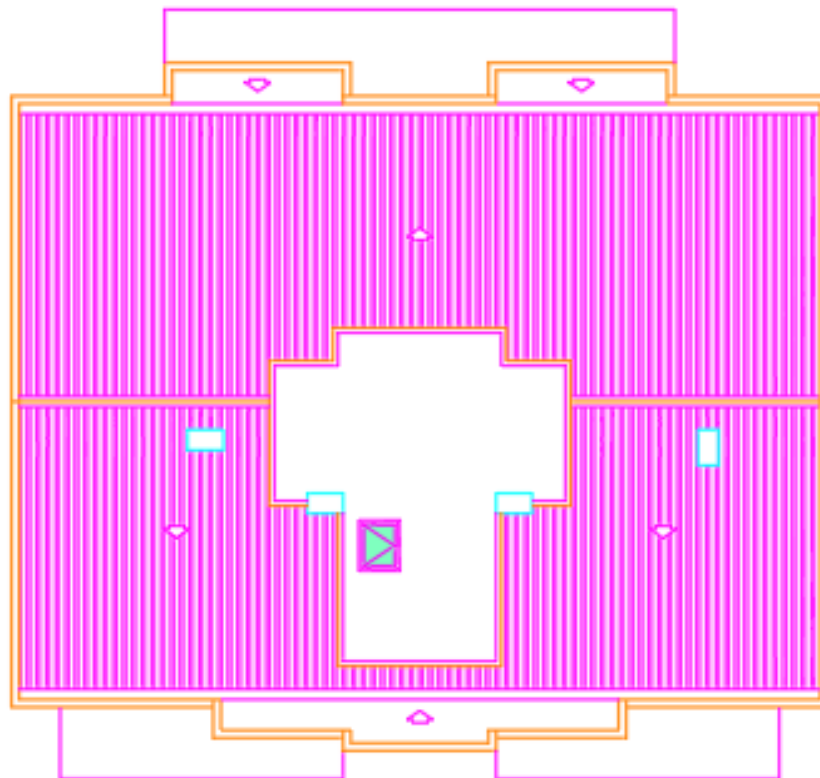


Figura 6 Cobertura

A figura 7 apresenta o alçado principal e posterior do edifício e a figura 8 os alçados laterais.



Figura 7 Alçado principal e posterior

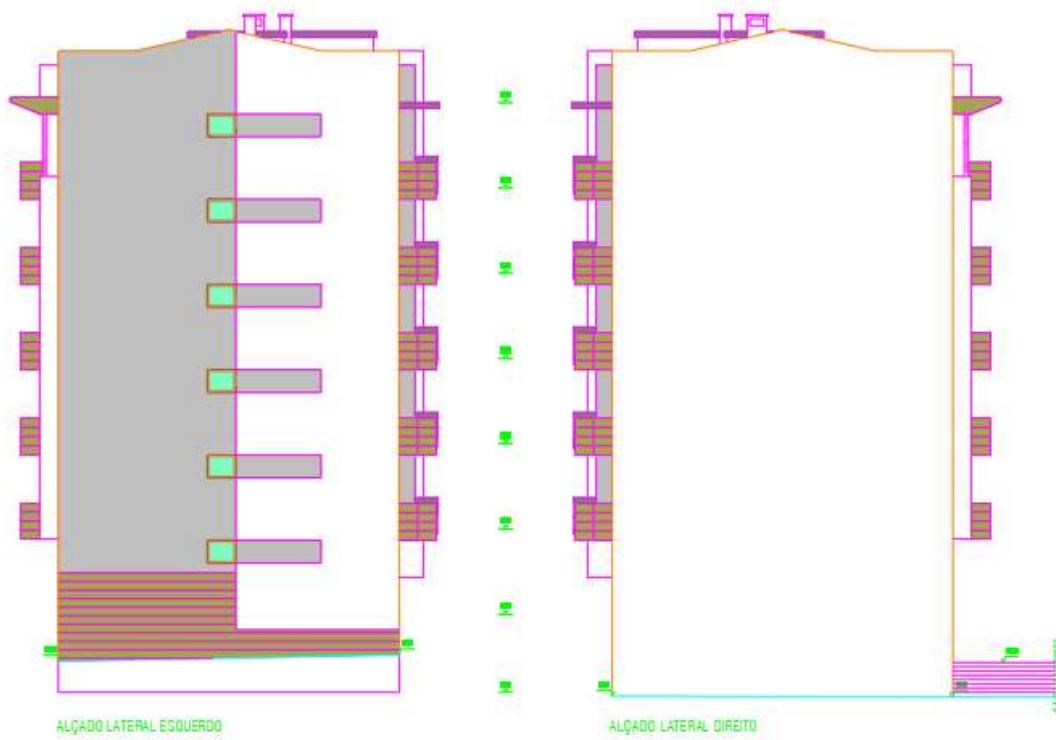


Figura 8 Alçado lateral direito e esquerdo

## **2.2 Conceção estrutural.**

Para este projeto optou-se pela conceção do projeto estrutural em betão armado, estrutura constituída por pilares, vigas, lajes, paredes resistentes, muro de cave e fundações direta.

Os principais pontos a ter em conta na hora da escolha da solução são:

1. Arquitetura.
2. Segurança.
3. Economia.

A arquitetura por sua vez delimita e condiciona a conceção estrutural, sempre que possível a arquitetura deve ser respeitada de forma a não haver alterações, e caso seja necessário efetuar alterações, estas devem ser em conjunto e de acordo com o arquiteto responsável. Cabe ao engenheiro projetar de forma a garantir a segurança e conforto dos utilizadores, atendendo aos regulamentos e normas existentes.

E por fim a análise econômica, ponto importante que está diretamente relacionado com a arquitetura e conceção utilizada, podendo ser restritiva e necessária a realização de mudanças arquitetônicas ao longo da conceção.

Para uma boa conceção o primeiro passo é o entendimento do projeto arquitetônico.

Em seguida foi definido o posicionamento dos pilares, de forma a tentar manter continuidade entre andares. Na caixa do elevador, optou-se por adotar parede resistente de forma a obter uma melhor resposta estrutural e criar um núcleo rígido para ajudar a combater os efeitos do sismo. Na cave foi necessário a introdução de paredes resistentes/muros de cave devido as paredes estar em contacto direto com o solo.

Quanto às lajes, será realizado duas conceções, uma utilizando laje fungiforme maciça e outra utilizando laje maciça com vigas periféricas. Posteriormente será feita a comparação relativa ao orçamento, e mudanças necessárias na arquitetura, para assim chegar à escolha do tipo de laje a ser adotada.

A fundação por sua vez será da forma direta, através de sapatas e vigas de fundação.

## Capítulo 3 – Bases de projeto.

### 3.1 Regulamentos e Normas.

Para a elaboração deste projeto estrutural foram aplicados os seguintes regulamentos e normas:

- EN1990 Eurocódigo 0 (EC0) – Bases de projeto.
- EN0991 Eurocódigo 1 (EC1) – Ações em estruturas.
- EN1992 Eurocódigo 2 (EC2) – Projetos de estruturas de betão.
- EN1998 Eurocódigo 8 (EC8) – Disposições para projeto de estruturas resistentes aos sismos.

### 3.2 Durabilidade.

Por se tratar de um edifício residencial (estrutura corrente) o projeto é feito de forma a garantir a durabilidade de pelo menos 50 anos da estrutura, sem necessitar de grandes reparações. Esse valor de vida útil é obtido no quadro 2.1 do ECo [1], conforme apresentado na tabela 1.

Tabela 1 Tempo de vida útil.

<i>Categoria do tempo de vida útil de projecto</i>	<i>Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)</i>	<i>Exemplos</i>
1	10	<i>Estruturas provisórias <sup>1)</sup></i>
2	10 a 25	<i>Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios</i>
3	15 a 30	<i>Estruturas agrícolas e semelhantes</i>
4	50	<i>Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes</i>
5	100	<i>Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil</i>

<sup>1)</sup> *As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.*

A durabilidade da estrutura pode ser controlada pelo projetista através da qualidade do betão a utilizar, a espessura dos recobrimentos das armaduras e adotando medidas especiais de proteção da superfície do betão e das armaduras. Além disso o construtor deve garantir a qualidade e o controlo na execução e o dono da obra efetuar inspeções regulares e manutenção periódica.

### 3.3 Materiais estruturais.

#### 3.3.1 Betão.

Para a escolha do tipo de betão a aplicar, é necessário determinar a Classe de exposição do betão.

De acordo com o EC2 [2] “as condições de exposição são as condições químicas e físicas a que a estrutura está exposta para além das condições mecânicas”, a classe de exposição é obtida no EC2 [2], quadro 4.1, vale ressaltar que o mesmo elemento estrutural em cada face pode estar sujeito a condições ambientais distintas.

Para esse projeto foi considerado para a fundação e os elementos em contato direto com o solo uma classe de exposição XC2 (ambiente húmido ou raramente seco) e uma classe XC1 (seco ou permanentemente húmido) para os restantes dos elementos.

Conhecendo a classe de exposição e consultando o anexo E, quadro E.1N do EC2 [2], temos a classe indicativa de resistência para durabilidade C30/37, na qual será adotada para todos elementos estruturais.

A tabela 2 apresenta as características de resistência e deformação do betão C30/37 obtidas no quadro 3.1 do EC2 [2].

Tabela 2 Características de resistência e de deformação do betão C30/37

$F_{ck}$ (MPa)	30
$F_{cm}$ (MPa)	38
$F_{ctm}$ (MPa)	2.9
$F_{ctk, 0,05}$ (MPa)	2.0
$F_{ctk, 0,95}$ (MPa)	3.8
$E_{cm}$ (GPa)	33

#### 3.3.2 Aço.

O aço utilizado no projeto é da classe A400 NR SD, suas características mecânicas estão representadas na tabela 3.

Tabela 3 Características do aço A400

<b>Aço A400 NR SD</b>	
$F_{yk}$ (MPa)	400
$F_{syd}$ (MPa)	348
$E_s$ (GPa)	200

### 3.4 Ações.

As ações são causas capazes de modificar o estado de tensão ou deformação de uma estrutura, podem ser classificadas quanto à variação no espaço (fixas ou moveis), à sua natureza (estáticas ou dinâmicas) e à sua origem (diretas ou indiretas).

Para a verificação da segurança as ações são classificadas em:

- Ações permanentes – assumem valores constantes com pequena variação ao longo de toda a vida útil da estrutura.
- Ações variáveis – possui uma variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida útil da estrutura.
- Ações de acidente – são as ações que possui uma baixa probabilidade de ocorrência durante o período de vida útil da estrutura.

Seguidamente serão apresentadas as ações que o edifício está sujeito, e os seus respectivos valores.

#### 3.4.1 Ações permanentes.

##### Elementos estruturais

Para os elementos estruturais foi considerado o peso volumico em betão armado de 25 kN/m<sup>3</sup>.

##### Revestimentos dos pavimentos

Para os pavimentos foi adotado revestimentos usuais: Tacos, alcatifa ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5 cm de camada de regulação e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje. Totalizando um peso de 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

Para a cobertura foi adotado coberturas de telha apoiado em ripados de betão, totalizando um peso de 1.0 kN/m<sup>2</sup>.

##### Paredes exteriores

Para as paredes exteriores considerou-se o peso destas por metro linear.

No cálculo do peso foi tido em consideração a espessura da parede, a partir da espessura e do material utilizado obteve-se o peso por m<sup>2</sup>, multiplicando pela altura da parede obtém-se o peso próprio da parede por metro linear.

- Parede exterior 25cm: Parede dupla composta por duas fiadas de tijolos de 30x20x7 + 30x20x11 reboco na parte interna e externa de 2cm e uma caixa de ar no interior de 3 cm, totalizando 25 cm de espessura total e um peso de 2.4 (kN/m<sup>2</sup>) com altura de 2.8 m.

$$\text{Peso alvenaria exterior 25 cm} = 2.4 * 2.8 = 6.72 \text{ kN/m}$$

### Paredes interiores:

As cargas das paredes interiores em projeto são distribuídas em toda a laje, devido ao fato de possíveis alterações da posição da parede na hora da execução.

O peso das paredes interiores é calculado multiplicando o peso da alvenaria pela altura do pé direito 2.8m e pelo coeficiente 0.4, de modo a distribuir a carga das paredes interiores de forma uniforme na laje.

As paredes interiores são paredes simples, composta por tijolo de 30x20x11 e reboco de dois centímetros em ambas faces, totalizando uma espessura de 15cm, e um peso de 1.8 kN/m<sup>2</sup>.

$$Paredes interiores = 1.8 * 2.8 * 0.4 = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

### Paredes divisórias

As paredes que fazem a divisão de apartamentos ou divisão para os acessos, possui uma espessura maior para cumprir com os requisitos térmicos e acústicos dos apartamentos, e pelo fato de não serem alteradas as posições em relação ao projeto arquitetônico são calculadas como carga distribuídas por metro linear à semelhança das paredes exteriores. As paredes divisórias são duplas, composta por duas fiadas de tijolos de 30x20x7, reboco na parte interna e externa de 2cm e uma caixa de ar no interior de 2 cm, totalizando 20cm de espessura total e um peso de 2.2 (kN/m<sup>2</sup>).

$$Paredes divisorias = 2.2 * 2.8 = 6.16 \text{ kN/m}$$

### Guarda corpo da varanda

Composto por uma parede simples de alvenaria, com tijolo de 30x20x7, 2cm de reboco em ambas faces, totalizando um peso de 1.4 kN/m<sup>2</sup>, com uma altura de 1m.

$$Peso guarda corpo da varanda = 1.4 \times 1 = 1.4 \text{ kN/m}$$

### Máquinas dos elevadores:

Não estando especificado o modelo, assume-se o peso das máquinas dos elevadores de 10kN/m<sup>2</sup>.

A seguir, a tabela 4 apresenta os valores obtidos das ações permanentes.

Tabela 4 Ações permanentes

<b>Ações permanentes</b>	<b>Carga</b>
Peso volumico do betão armado [kN/m <sup>3</sup> ]	25.00
Revestimento da laje de piso [kN/m <sup>2</sup> ]	1.5
Revestimento da laje de cobertura [kN/m <sup>2</sup> ]	2.0
Parede de Alvenaria exterior [kN/m]	6.72
Parede de Alvenaria interior (distribuída no pavimento) [kN/m <sup>2</sup> ]	2.02
Parede de Alvenaria Interior (linear sobre o pavimento) [kN/m]	6.16
Guarda corpo da varanda [kN/m]	1.4
Maquina dos elevadores [kN/m <sup>2</sup> ]	10

### 3.5.2 Ações variáveis.

#### 3.5.2.1 Sobrecargas.

As sobrecargas são resultantes da ocupação/utilização de cada pavimento que compõe o edifício. As categorias de utilização e os valores de sobrecarga são definidos no EC1[3], tendo em atenção os anexos nacionais.

Também é necessário determinar os coeficientes de combinação ( $\psi_1$ ,  $\psi_2$  e  $\psi_3$ ), que estão definidos no quadro A1.1 do ECO [1].

Os pavimentos 0, 1, 2, 3, 4, 5, são destinados à habitação logo, o edifício se enquadra na categoria A – Atividades domésticas e residenciais.

O pavimento 6 (Arrecadações) foi considerado também na categoria A, pelo fato de não ser suscetível ao grande acumulo de materiais devido a sua geometria.

As varandas se enquadram na categoria A, porém o quadro NA-6.2, nota 1 diz “Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5.0 kN/m<sup>2</sup> numa faixa de 1m de largura adjacente ao parapeito”.

Já o pavimento -1 é destinado a estacionamento, logo se enquadra na categoria F, locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros (< 30kN de peso bruto e < 8 lugares, não incluindo o do condutor).

Os acessos são considerados categoria A, de acordo com o anexo nacional quadro NA-6.2, nota 2 diz “Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída à do pavimento adjacente com um mínimo de 3.0 kN/m<sup>2</sup>.”

A cobertura enquadra-se na categoria H (coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes).

Sabendo as categorias obteve-se os valores das sobrecargas, e coeficientes de combinação. Na tabela 5 está representado as sobrecargas e coeficientes de combinação de cada pavimento.

Tabela 5 Sobrecargas.

Piso	categoria	Utilização	Sobrecarga (KN/m <sup>2</sup> )	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
-1	F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros (< 30KN de peso bruto e < 8 lugares, não incluindo o do condutor	2.5	0.7	0.7	0.6
0 a 5	A	Atividades domesticas e residenciais	2.0	0.7	0.5	0.3
6	A	Atividades domesticas e residenciais	2.0	0.7	0.5	0.3
Varandas	A	Atividades domesticas e residenciais	5.0	0.7	0.5	0.3
Cobertura	H	Atividades domesticas e residenciais	0.4	0	0	0
Escadas	A	Atividades domesticas e residenciais	3.0	0.7	0.5	0.3

### 3.5.2.2 Ação da neve.

A ação da neve é calculada com base no EC1 [4], para projeto é importante obter os valores de carga ao nível do solo e na cobertura.

Para determinação dos valores o anexo nacional apresenta o território dividido em zonas conforme ilustra a figura 9:

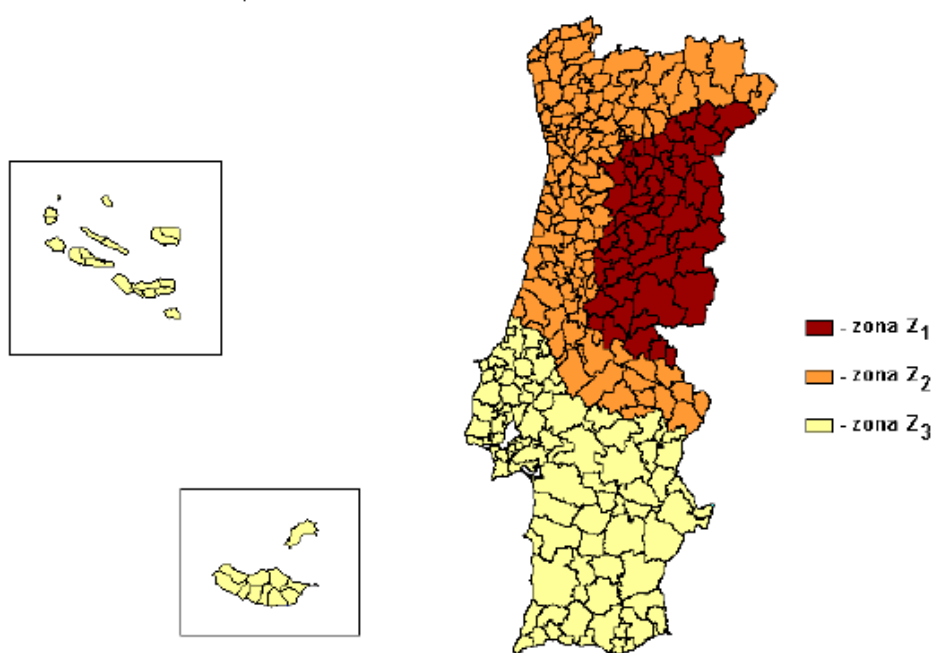


Figura 9 Divisão das zonas para o cálculo da ação da neve EC1 [4]

Logo podemos concluir que o edifício a ser construído na Covilhã pertence a Zona Z1.

➤ **Carga da neve na cobertura:**

A carga da neve na cobertura para situações de projetos persistentes/transitórias é calculada utilizando a expressão 5.1 do Eurocódigo 1 [4], representada a seguir.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Onde,

- s - Carga da neve em coberturas, [kN/m<sup>2</sup>];
- $\mu_i$  - Coeficiente de forma para a carga da neve;
- $C_e$  – Coeficiente de exposição;
- $C_t$  – Coeficiente térmico;
- $s_k$  – Valor característico da carga da neve ao nível do solo.

O coeficiente de forma da cobertura, está relacionada com a geometria da cobertura. O projeto em estudo conta com uma cobertura plana e outra inclinada, portando cada tipo de cobertura retoma um valor.

Coeficiente de forma está definido no quadro 5.1 e na figura 5.2 do EC1 [4]. A partir da figura 10 retirada do EC1 [4] podemos calcular o coeficiente de forma.

Quadro 5.2 – Coeficientes de forma para a carga da neve

Ângulo de inclinação da vertente $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

(3) Deverá utilizar-se a distribuição de carga da Figura 5.2 para as disposições de carga da neve não deslocada e deslocada.

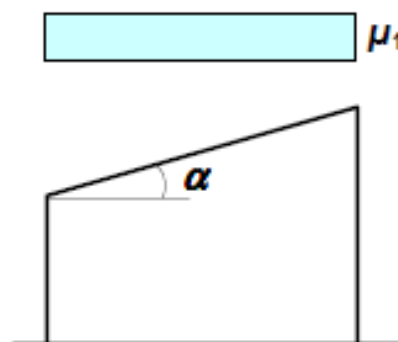


Figura 5.2 – Coeficiente de forma para a carga da neve – cobertura de uma vertente

Figura 10 Coeficiente de forma, quadro 5.2 e figura 5.3 do EC1[4]

Cobertura plana:  $\alpha = 0$ , logo coeficiente de forma = 0.8.

Cobertura inclinada:  $\alpha = 13$ , logo coeficiente de forma igual a 0.8.

- Ce - Coeficiente de exposição.

O coeficiente de Exposição (Ce) é definido no quadro 5.1 [4] é condicionado pela topografia do terreno, nesse projeto considerou-se uma topografia normal, descrita como “zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.” Logo valor igual a 1.

- Ct - Coeficiente térmico.

O coeficiente térmico (Ct) de acordo a norma, por não se tratar de uma cobertura com elevadas transmissões térmica, retoma valor unitário.

- sk - Valor característico da carga da neve ao nível do solo, [kN/m<sup>2</sup>].

A carga a nível do solo está definida no anexo nacional do EC1 [4], e é calculada com a seguinte formula:

$$sk = Cz * \left[ 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right] = 0.3 \times \left[ 1 + \left( \frac{700}{500} \right)^2 \right] = 0.89 \text{ kN/m}^2$$

Onde,

sk - Valor característico da carga da neve ao nível do solo, [kN/m<sup>2</sup>];

Cz - Coeficiente que depende da zona de implantação do edifício (igual a 0.30 para a zona Z1, 0.20 para a zona Z2 e 0.10 para a zona Z3);

H - Altitude do local, [m].

Como podemos observar, todos os coeficientes da equação, tanto para cobertura plana e quanto para a cobertura inclinada, retoma os mesmos valores, assim substituindo-os na equação obtemos o seguinte resultado:

Carga a nível da Cobertura plana/inclinada:

$$s = \mu_i \cdot Ce \cdot Ct \cdot sk = 0.8 \times 1 \times 1 \times 0.89 = 0.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Definido a carga da neve, o próximo passo é definir os coeficientes de combinação,  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ . Esses valores estão definidos no quadro 4.1 do EC1 [3], e dependem da região e da altitude do local.

Tratando de um edifício localizado em Portugal, com altitude inferior a 1000m, obtemos os seguintes valores recomendados pela norma, tabela 6:

*Tabela 6 Coeficientes de combinação da neve.*

$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
0.5	0.2	0.0

### 3.5.2.3 Ação do sismo.

A ação dos sismos é uma das principais ações para o dimensionamento dos edifícios, para o cálculo das ações utiliza-se as normas do Eurocódigo 8 [5]. A finalidade da aplicação é “assegurar, em caso de ocorrência de sismo, que as vidas humanas são protegidas, os danos são limitados e as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.”[5] Por isso, deve-se verificar:

-Estados limites últimos que está associado ao colapso ou outras formas de rotura da estrutura.

-Estados limites de uso nas quais os danos provocam que os requisitos de utilização deixam de serem satisfeitos.

Para uma boa resposta da estrutura ao sismo, desde a fase inicial de conceção é importante seguir algumas características, como:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direções;
- Resistência e rigidez à torção;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundação adequada.

Conforme o ponto 4.2.3.1 do EC8 [5], para efeitos do projeto sismo-resistente é necessário classificar o edifício em regular ou não regular. É analisado a regularidade em planta e em altura, esta distinção tem implicação no que refere ao modelo estrutural, podendo ser um modelo plano simplificado ou modelo espacial, e quanto ao método de análise pode ser uma análise simplificada por espectro de resposta (método das forças laterais) ou uma análise nodal.

Na tabela 4.1 do EC8 [5] encontra-se as consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico, conforme vemos na tabela a seguir, tabela 7:

Tabela 7 Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial <sup>b)</sup>	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

- a) Se a condição estipulada em 4.3.3.2.1 (2)a) também for satisfeita
- b) Nas condições específicas indicadas em 4.3.3.1(8), poderá utilizar-se, separadamente um modelo plano em cada direção horizontal, de acordo com 4.3.3.1(8).

Posto isso, é necessário realizar cálculos e verificações dos critérios para obter a regularidade do edifício em estudo.

Quanto a regularidade em planta, são necessários seguir todos os critérios apresentado na parte 4.2.3.2 do EC8, já a regularidade em altura, está definida na parte 4.2.3.3.

A seguir apresenta-se os critérios e cálculos efetuados:

➤ **Regularidade em planta segundo o EC8.**

- I. Para que um edifício seja classificado como regular em planta, deve satisfazer todas as condições seguintes.
- II. No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.
- III. A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5% da área do piso.

$$\frac{Ar}{Ae + Ar} \leq 0.05$$

- IV. Os pisos deverão ter um comportamento de diafragma, rigidez no plano bastante superior à rigidez dos elementos verticais. Forma em L, C, H, I e X deverão ser examinados se a rigidez dos ramos laterais é comparável com o da zona central.
- V. A esbelteza  $\lambda = L_{max}/L_{min}$  do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que  $L_{max}$  e  $L_{min}$  são respectivamente, a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais.
- VI. A cada nível e para cada direção de cálculo x e y, a excentricidade estrutural  $e_0$  e o raio de torção r, devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direção de cálculo y.

$$e_{0x} \leq 0.30 \times r_x$$

$$r_x \geq I_s$$

Em que:

$e_{ox}$  – Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção  $x$ , perpendicular à direção de cálculo considerada;

$r_x$  – Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção  $y$  (“raio de torção”);

$I_s$  – Raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação a gravidade do piso e (b) e a massa do piso).

VII. Em edifícios de um só piso, o centro de rigidez é definido como o centro de rigidez lateral de os elementos sísmicos primários. O raio de torção  $r$  é definido como a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral e a rigidez lateral global numa direção, tendo em conta todos os elementos sísmicos primários nessa direção.

VIII. Nos edifícios com vários pisos, só são possíveis definições aproximadas do centro de rigidez e do raio de torção. Para a classificação da regularidade estrutural em planta e para a análise aproximada dos efeitos de torção, é possível uma definição simplificada se forem satisfeitas as duas condições seguintes:

a) todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;

b) as deformações de cada sistema devida a cargas horizontais não são muito diferentes. Esta condição poderá considerar-se satisfeita no caso de sistemas porticados e de sistemas de paredes. Em geral, esta condição não é satisfeita nos sistemas mistos.

IX. Em pórticos e em sistemas de paredes esbeltas com deformações por flexão predominantes, poderá calcular-se a posição dos centros de rigidez e dos raios de torção de todos os pisos como os associados aos momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais. Se, além das deformações por flexão, as deformações por esforço transversal também forem, significativas, estas poderão ser tidas em conta através de um momento de inércia equivalente.

Fazendo as verificações dos critérios, o ponto II verifica, em seguida o ponto III não verifica conforme vemos no cálculo a seguir.

$$\frac{Ar}{Ae + Ar} \leq 0.05$$

$$\frac{11.52}{201.65+11.52} = 0.054 \leq 0.05 \text{ Falha!}$$

Onde;

$A_e$  = Área exterior a linha de contorno do piso.

$A_r$  = Área reentrante.

A figura 11 apresenta a delimitação da linha poligonal, e a área reentrante ( $A_r$ ) a preto.

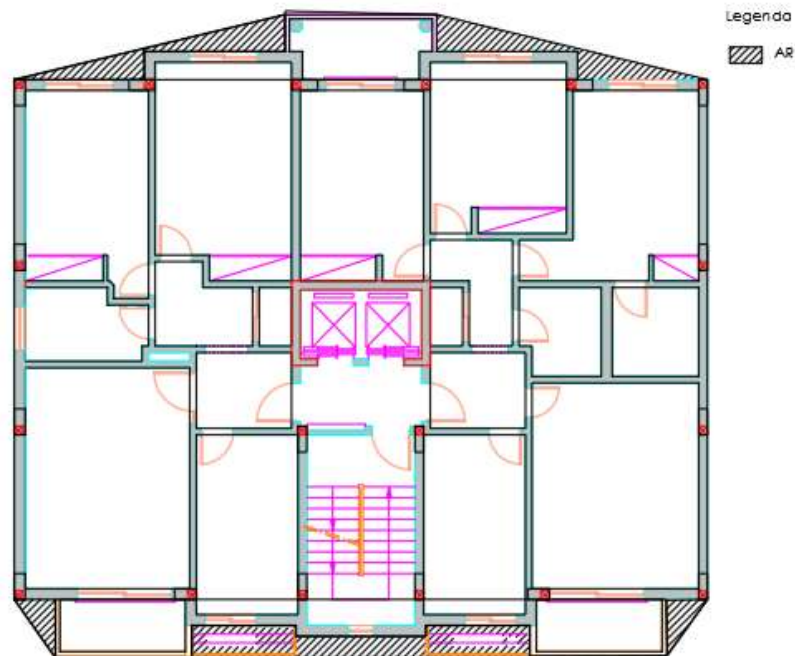


Figura 11 Verificação regularidade em planta

Como o ponto I diz que devem ser satisfeitas todas as condições e o ponto III não é satisfeito, implica que não precisa seguir a verificação podendo logo classificar a estrutura como não regular em planta.

➤ **Regularidade em Altura segundo o EC8.**

- I. Um edifício classificado como regular em altura deve satisfazer todas as condições seguintes.
- II. Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada do edifício.
- III. Rigidez lateral e a distribuição de massas constantes ou sem discontinuidades significativas (redução gradual, sem mudanças bruscas da base ao topo).
- IV. Nos edifícios com estrutura porticadas, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.

- V. Não apresentação de recuos (caso houver aplicam-se verificações adicionais).

A estrutura cumpre com os critérios acima mencionados, logo é considerada regular em altura.

Com a situação das regularidades definidas, o próximo passo é classificar o edifício em estudo quanto a classe de importância. O EC8 [5] classifica os edifícios em “4 classes de importância em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso”.

A tabela 8 apresenta as classificações dos edifícios conforme define o EC8.

Tabela 8 Classes de importância dos edifícios

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios, cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

O edifício em estudo, por se tratar de edifício corrente, enquadra-se na classe de importância II.

De acordo com anexo nacional NA-3.2.2.1(4) o dimensionamento das estruturas em Portugal continental deve ser considerados dois tipos de ação sísmica:

-Ação sísmica **Tipo 1**

-Ação sísmica **Tipo 2**

O zoneamento físico sísmico para Portugal continental, está definido na figura NA-I do anexo nacional do EC8 [5], conforme apresentado na figura 12.

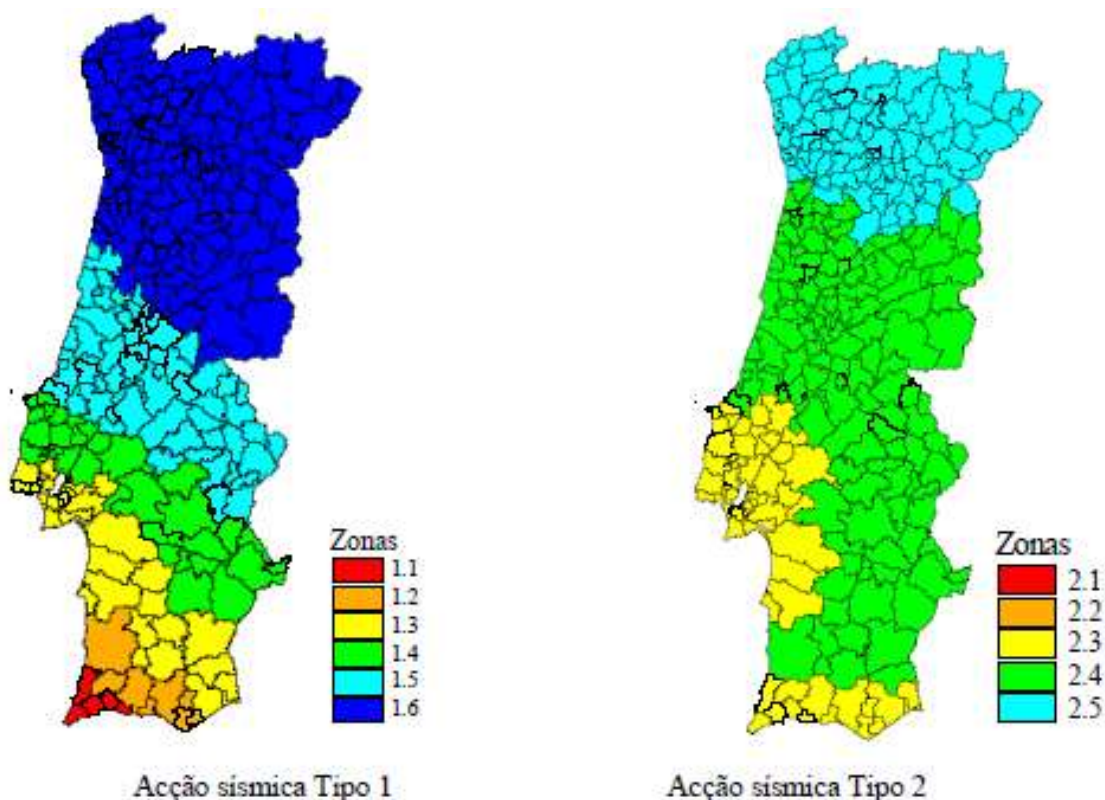


Figura 12 Zoneamento sísmico em Portugal continental EC8

Portanto, o edifício em estudo enquadra-se na zona 1.6 para o sismo tipo 1 e zona 2.4 para sismo tipo 2.

Conhecendo a zona de implantação do edifício, consultando o quadro NA-I do EC8, podemos retirar o valor da aceleração máxima de referência, definidos conforme mostra a tabela 9.

Tabela 9 Aceleração máxima de referência segundo o EC8[5]

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Temos então a aceleração de 0.35 m/s<sup>2</sup> para Ação do tipo 1 e 1.1 m/s<sup>2</sup> para ação do tipo 2.

Outro aspecto fundamental para o cálculo das ações é classificação do tipo de terreno, para isso devem ser realizados estudos de caracterização geotécnica necessários para a classificação do terreno.

O terreno de fundação não deve apresentar riscos de rotura do terreno, de instabilização de taludes, de assentamentos permanentes provocados por liquefação ou aumento da compactidade do solo no caso de ocorrência de um sismo.

O EC8 classifica os terrenos da seguinte forma, tabela 10:

Tabela 10 Tipos de terreno definidos no EC8 [5]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

O terreno de implantação da fundação enquadra-se no tipo C, depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura entre várias dezenas de metros e muitas centenas de metros.

Conhecido esses parâmetros, é introduzido no programa de cálculo automático Tricalc e a ação do sismo será calculada automaticamente.

### 3.5 Combinação de ações.

A combinação de ações é necessária para determinar os valores dos estados limites do edifício.

Existem regras para a aplicação das combinações de ações, sendo elas:

- As ações permanentes são sempre consideradas em todas as combinações, mas não são majoradas quando os seus efeitos são favoráveis;
- As ações variáveis são apenas consideradas quando o seu efeito é desfavorável para a estrutura.
- Deve ser considerado a possibilidade de ocorrer simultaneamente várias ações

Toda a estrutura é concebida de forma a garantir a, segurança, a durabilidade, a funcionalidade e a estética ao longo da sua vida útil. Os estados limites referem-se as condições nas quais o edifício ou estrutura atinge os limites de desempenho aceitáveis.

#### 3.5.1 Estados limites.

A seguir está apresentado a classificação dos estados limites e a forma na qual são feitas as verificações e como são calculados.

Estados limites últimos (ELU): são condições nas quais a estrutura atinge a capacidade máxima de carga antes de entrar em colapso, toda estrutura é projetada de forma a garantir que esse estado limite, sob condições normais de uso não sejam atingidos.

A verificação é feita da seguinte forma:

$$Ed \leq Rd$$

Onde,

Ed – valor de cálculo do efeito das ações.

Rd – valor de cálculo das resistências.

E os valores de cálculo dos efeitos das ações são obtidos da seguinte forma:

- Combinação fundamental.

$$Ed = \sum_{j \geq 1} Y_{G,j} * G_{k,j} + Y_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{j > 1} Y_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

- Combinações sísmicas.

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} \sum_{j > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Estados limites de serviço (ELS): são condições nas quais a estrutura ainda é capaz de suportar cargas, mas afeta a funcionalidade do edifício. Logo esse estado limite consiste em controlar níveis de tensões nos materiais, deslocamentos, fendilhação, vibrações.

De acordo com o ECo, 6.5.1 deve-se verificar:

$$Ed \leq Cd$$

Em que:

Cd - Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Ed – Valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Sendo as combinações de ações para o estado limites de serviço, de acordo com o ECo[1], 6.5.3 temos.

- Combinação característica:

$$Ed = E\{Gk, j; P; Qk, 1; \psi_0, iQk, i\} J \geq 1; i > 1$$

- Combinação frequente:

$$Ed = E\{Gk, j; P; \psi_1, 1Qk, 1; \psi_2, iQk, i\} J \geq 1; i > 1$$

- Combinação quase-permanente:

$$Ed = E\{Gk, j; P; \psi_2, iQk, i; \} J \geq 1; i > 1$$

## Capítulo 4 – Pré-dimensionamento e dimensionamento das escadas.

O presente capítulo serão apresentadas as fórmulas utilizadas para o pré dimensionamento dos elementos estruturais, pilares, vigas e lajes.

Após a apresentação das fórmulas para o pré dimensionamento dos elementos estruturais apresenta-se o dimensionamento manual das escadas.

Antes de iniciar o pré-dimensionamento, definiu-se primeiro o posicionamento dos pilares conforme podemos observar na figura 13, mantendo a continuidade entre andares, pois para os cálculos que precedem serão necessários alguns parâmetros geométricos, mesmo que se considerem num primeiro instante valores aproximados, como, a distância entre pilares, área de influência de cada pilar, vãos principais das lajes, etc.

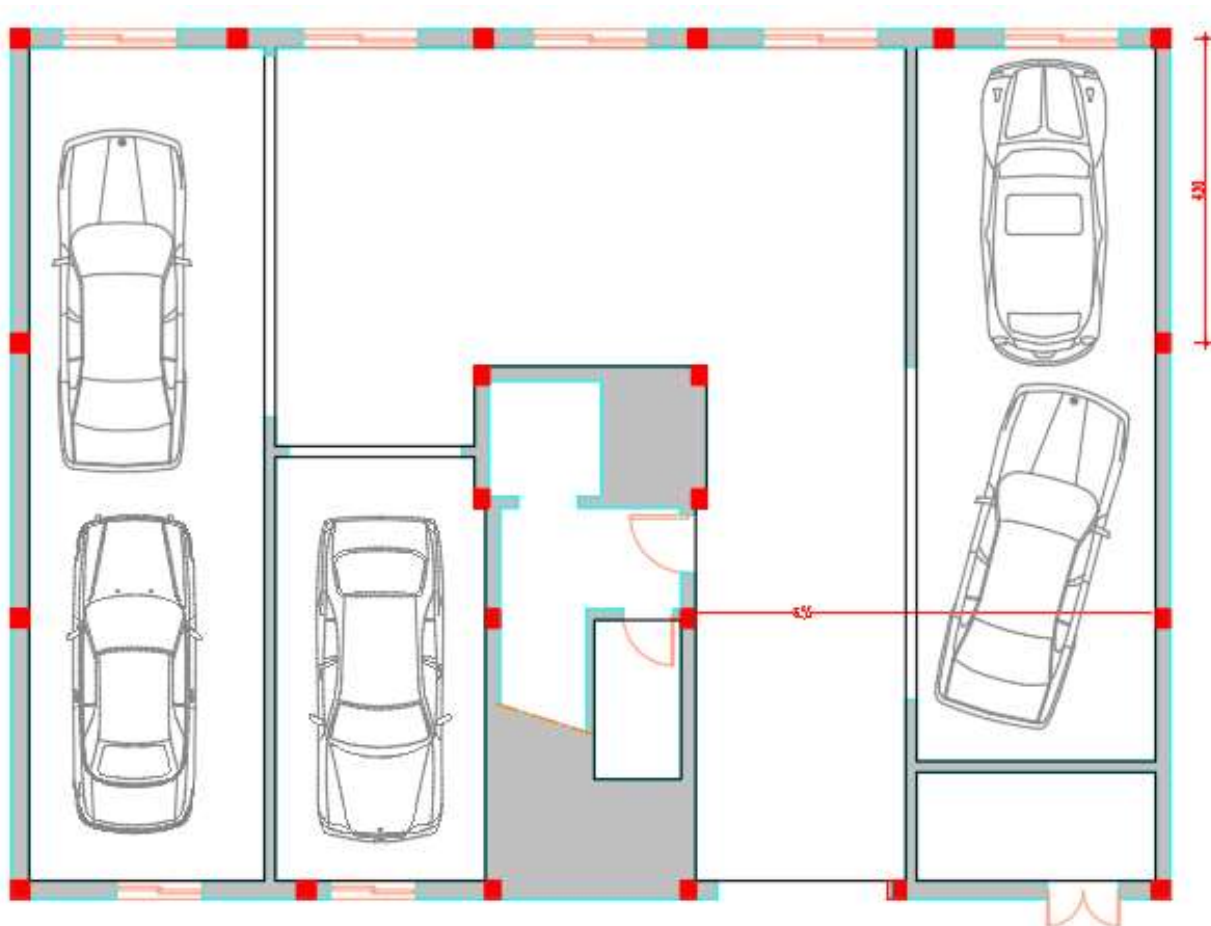


Figura 13 Posicionamento dos pilares sem seções definidas

## 4.1 Pré-dimensionamento dos pilares.

O pré dimensionamento dos pilares é feito da seguinte forma:

$$A_c = \frac{N_{ed}}{f_{cd} + 0.01 \sigma_s}$$

É usual impor a seguinte expressão quando a estrutura está localizada em zona sísmica.

$$A_c = \frac{N_{ed}}{(0.4 \text{ a } 0.6) \times f_{cd}}$$

Para o projeto, a largura dos pilares sempre que possível respeitara a largura das paredes.

## 4.2 Pré-dimensionamento das vigas.

Para o pré-dimensionamento das vigas, foi utilizado como largura da secção a espessura da parede, e a altura de cada secção foi definida com a seguinte expressão empírica:

$$h = \frac{l}{10 \text{ a } 12}$$

onde,

h – Altura da viga.

l – Distância entre pontos de momentos nulos, obtido conforme mostra a figura 14.

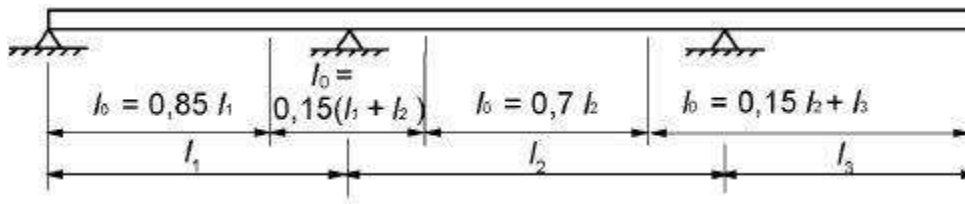


Figura 14 Distância entre pontos de momentos nulos.

## 4.3 Pré-dimensionamento das lajes.

Quanto ao pré dimensionamento da laje, utilizam-se regras empíricas ou a verificação indireta da deformação descrita no EC2 [2] -7.4.2, essas verificações diferem de acordo com o tipo de laje adotada.

### Laje vigada

A regra empírica depende se a laje é armada em uma ou duas direções.

- Laje armada em uma direção

$$h = \frac{l_{princ}}{25 \text{ a } 30}$$

- Laje armada em duas direções

$$h = \frac{l_{min}}{30 \text{ a } 35}$$

Utilizando o cálculo da verificação indireta da deformação temos:

$$d > \frac{l}{k \times \frac{500}{F_{yk}}}$$

Onde k depende do sistema estrutural, o valor de K está definido na tabela 7.4N do EC2 [2] conforme apresenta a tabela 11.

Tabela 11 Valor de k para verificação indireta da deformação

<i>Sistema estrutural</i>	<i>K</i>	<i>Betão fortemente solicitado ρ = 1,5 %</i>	<i>Betão levemente solicitado ρ = 0,5 %</i>
<i>Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções</i>	1,0	14	20
<i>Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior</i>	1,3	18	26
<i>Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções</i>	1,5	20	30
<i>Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)</i>	1,2	17	24
<i>Consola</i>	0,4	6	8

*NOTA 1: Em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.*

*NOTA 2: Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.*

*NOTA 3: Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem, para a flecha a meio vão, a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.*

### Laje fungiforme

Regra empírica:

$$h = \frac{l_{max}}{25 \text{ a } 30}$$

Verificação indireta é feita com a mesma expressão da laje vigada, utilizando o valor de k igual a 24, conforme indica na tabela anterior, tabela 11.

#### 4.4 Escadas.

Para este projeto foi realizado o dimensionamento das escadas em separado, para depois realizar comparações com o dimensionamento realizado pelo programa de cálculo automático.

As lajes de escadas são dimensionadas tal como as lajes de pavimentos, portanto, estão sujeitas à regulamentação imposta no EC2[2].

Com base no projeto arquitetônico (figura 15), podemos observar que o edifício possui dois tipos de escada.

Para o dimensionamento do lance de escada que faz a ligação entre a cave e o piso 0, denominou-se como escada cave/piso 0, e o lances de escadas que fazem a ligação do piso 0 aos restantes pisos superiores, ficou denominada como escada tipo.

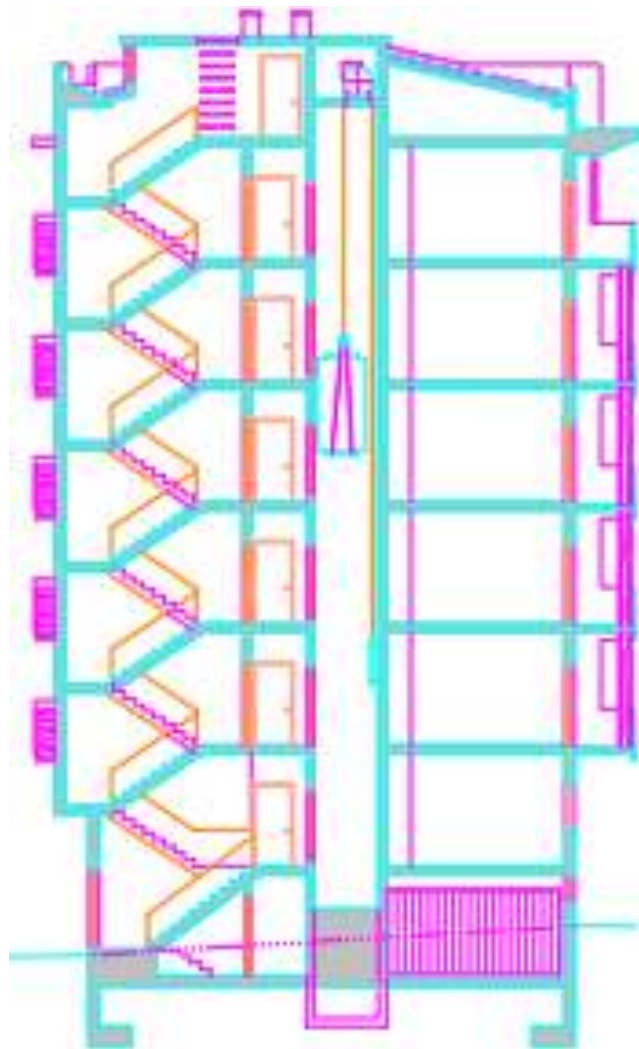


Figura 15 Corte Escadas

#### 4.4.1 Dimensionamento da escada tipo.

Para o dimensionamento da escada tipo foi adotado o seguinte modelo de cálculo, figura 16

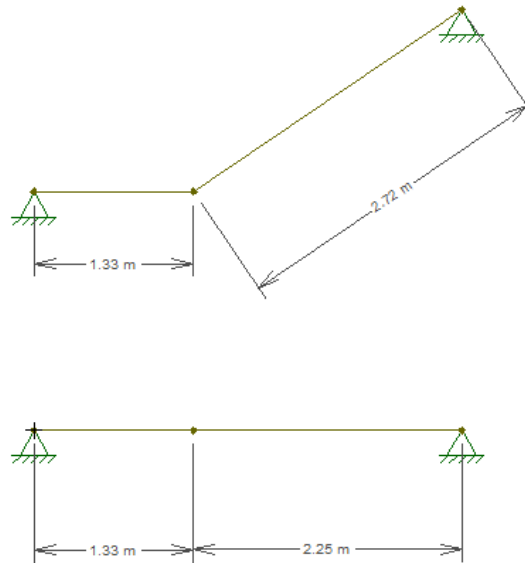


Figura 16 Modelo do cálculo escada tipo e modelo simplificado.

Referente à geometria, a escada é composta por 9 degraus, com o espelho de 17 cm e piso de 25 cm de largura e foi adotado a espessura da laje igual ao dos pavimentos 20cm.

##### Ações permanentes:

Peso próprio da laje:

$$\begin{aligned} & \gamma_{bet\tilde{a}o} \times h_{laje} \\ & 25 \times 0.20 = 5.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Peso próprio da laje inclinada:

$$\begin{aligned} & \frac{\gamma_{bet\tilde{a}o} \times h_{laje}}{\cos \theta} \\ & \frac{25 \cdot 0.20}{\cos 34.22} = 6.05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Peso próprio dos degraus:

$$\begin{aligned} & \gamma_{bet\tilde{a}o} * \frac{h_{degraus}}{2} \\ & 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.13 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Revestimento:

$$1.0 \text{ kN/m}^2$$

Onde;

$\gamma_{\text{betão}}$  – Peso volumico do betão armado, [kN/m<sup>3</sup>];

$h$  – Altura de uma secção transversal, [m];

$h_{\text{degraus}}$  – Altura dos degraus, [m];

$\theta$  – Ângulo entre laje inclinada e laje horizontal, [°].

Ações variáveis:

Sobrecarga de utilização: 3.0 kN/m<sup>2</sup>.

Conhecendo as ações atuantes, foi calculado as cargas de dimensionamento (QEd) para o Estado Limite Ultimo (ELU).

QEd laje plana:

$$1.35 \times CP + 1.5 \times CV = 1.35 \times (5 + 1.0) + 1.5 \times 3 = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

QEd laje inclinada:

$$1.35 \times CP + 1.5 \times CV = 1.35 \times (6.05 + 1.0 + 2.13) + 1.5 \times 3 = 16.89 \text{ kN/m}^2$$

Com as cargas de dimensionamento calculadas, utilizando o programa Ftool, obteve-se os esforços de dimensionamento, a seguir as figuras representam o modelo com o carregamento (figura 17), o diagrama do esforço transverso (figura 18) e o diagrama do momento fletor (figura 19), respectivamente.

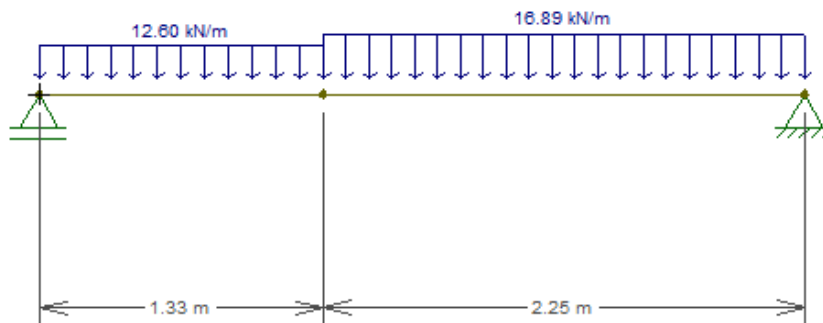


Figura 17 Modelo de cálculo com carregamento

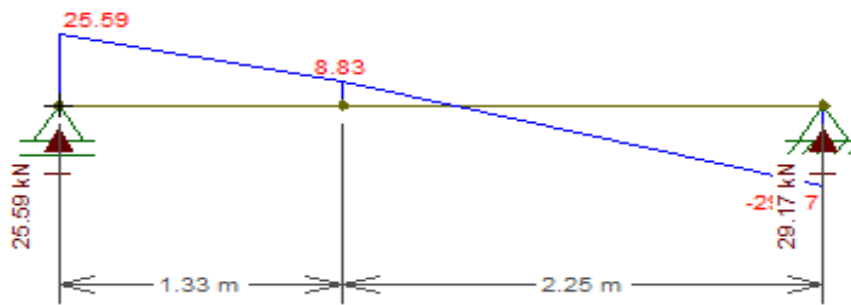


Figura 18 Diagrama de esforço transverso



Figura 19 Diagrama de momentos fletores

Com os esforços de dimensionamento determinados,  $M_{ed} = 25.19 \text{ kNm}$  e  $V_{ed} = 29.17 \text{ kN}$ , calcula-se em seguida as armaduras e as respectivas verificações necessárias previstas no Eurocódigo para os Estados limites últimos e de serviço.

#### Armadura principal

Para os cálculos a seguir considerou-se o diâmetro inicial de 10mm.

- Altura útil (d):

$$d = h - rec - \frac{\phi l}{2} = 0.20 - 0.025 - \frac{0.010}{2} = 0.17 \text{ m}$$

- Momento fletor reduzido ( $\mu$ ):

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{25.19}{1 \times 0.17^2 \times 20 \times 10^3} = 0.0436$$

- Percentagem mecânica de armadura ( $\omega$ ):

$$\omega = \mu \times (\mu + 1) = 0.0436 \times (0.0436 + 1) = 0.0455$$

- Área de armadura longitudinal ( $A_s$ ):

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0455 \times 1 \times 0.17 \times \frac{20}{348} \times 10^4 = 4.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Área de armadura efetiva ( $A_{s,ef}$ ):

$$A_{s,ef} = \phi 10 // 15 \text{ cm} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Verificação da quantidade de armadura EC2-9.3.1.1(4)

- Armadura mínima ( $A_{s,min}$ ):

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{400} \times 100 \times 17 = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,ef} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Verificação do espaçamento máximo entre varões EC2-9.3.1.1(3)

- Espaçamento zonas de momentos máximos:

$$S_{max} = 2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 25 \text{ cm}$

$$S_{max} = 25 \text{ cm} \geq S_{ef} = 15 \text{ cm}$$

- Espaçamento zonas após dispensa das armaduras positivas:

$$S_{max} = 3 \times h = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se espaçamento máximo após dispensa = 40 cm.

$$S_{max} = 40 \text{ cm} \geq 2 \times S_{ef} = 30 \text{ cm OK}$$

#### Armadura de distribuição EC2-9.3.1.1(2):

- Área de armadura de distribuição ( $A_{s,dist}$ ):

$$A_{s,dist} = 0.20 \times A_{s,ef} = 0.20 \times 5.24 = 1.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Área de armadura de distribuição mínima ( $A_{s,dist_{min}}$ ):

$$A_{s,dist_{min}} = \frac{0.10 \times b \times d}{100}$$

$$A_{s,dist_{min}} = \frac{0.10 \times 1 \times 0.17}{100} \times 10^4 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura de distribuição efetiva ( $A_{sef,dist}$ ):

$$A_{sef,dist} \phi 8 // 15 \text{ cm} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura de superior junto ao bordo apoiado EC2 – 9.3.1.2(2):

Seguidamente as armaduras de distribuição, calcula-se a armadura de superior junto ao bordo apoiado, a posição da armadura de bordo apoiado está representada na figura 20.

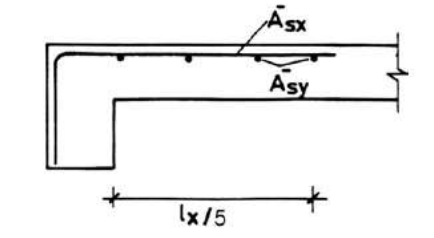


Figura 20 Cálculo bordo apoiado

$$Asx^- \geq (0.25 \times Asx^+ ; \phi 6 || 0.20)$$

$$Asx^- \geq (0.25 \times 5.24 = 1.31 \text{ cm}^2/\text{m} ; \phi 6 || 0.20 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Logo,  $Asx^- = \phi 6 // 0.20 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

$$Asy^- \geq (0.20 \times Asx^- ; \phi 6 || 0.30)$$

$$Asy^- \geq (0.20 \times 1.41 = 0.28 \text{ cm}^2/\text{m} ; \phi 6 || 0.30 = 0.94 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Assim, adota-se  $Asy^- = \phi 6 // 0.20 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Comprimento:

$$\frac{Lx}{5} = \frac{3.58}{5} = 0.716 \text{ m}$$

Dispensas e amarração das armaduras EC2 8.4.1 a 8.4.4:

1) Armadura principal inferior:

$$a = 0.25 \times Lx - lbd^{\phi 10}$$

$h \leq 25 \text{ cm}$ , boas condições de aderência ( $n1 = 1$ ) ;  $\alpha_{ct} = n2 = 1$

$$fctd = \alpha_{ct} \times \frac{Fctk, 0,05}{\gamma_c}$$

Onde:

$Fctk, 0,05$  (C30/7) = 2.0 (mPa)

Substituindo na fórmula

$$fctd = 1 \times \frac{2.0}{1.5} = 1.33 \text{ mPa}$$

$$fbd = 2.25 \times n1 \times n2 \times fctd$$

$$fbd = 2.25 \times 1 \times 1 \times 1.33 = 2.99 \text{ mPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s, req}}{A_{s, prov}} \times F_{syd} \approx F_{syd}$$

$$\sigma_{sd} = 348 \text{ mPa}$$

$$l_{b, rqd}^{\phi 10} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$l_{b, rqd}^{\phi 10} = \frac{0.01}{4} \times \frac{348}{2.99} \approx 0.30m$$

$$l_{b, eq}^{\phi 10} = \alpha_1 \times l_{b, rqd}$$

Onde;

$\alpha_1 = 1$  (amarração reta).

Logo

$$l_{b, eq}^{\phi 10} = 1 \times 0.30 = 0.30m$$

Verificação do comprimento mínimo:

$$l_{b, min} = \max\{0.3 \times l_{b, rqd} ; 10\phi ; 100mm\} = 0.10m \text{ OK!}$$

Assim

$$a = 0.25 \times Lx - l_{bd}^{\phi 10} = 0.25 \times 3.58 - 0.300 = 0.60m$$

2) Armadura suplementar:

$f_{bd} = 2.99 \text{ mPa}$

$$l_{b, rqd}^{\phi 6} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{0.006}{4} \times \frac{348}{2.99} \approx 0.18m$$

$$l_{b, eq}^{\phi 6} = \alpha_1 \times l_{b, rqd} = 1 \times 0.18 = 0.18m$$

$$l_{b, min} = \max\{0.3 \times l_{b, rqd} ; 10\phi ; 100mm\} = 0.10m \text{ OK!}$$

Verificação da segurança ao Estado limite Ultimo ao esforço transversal

Para realiza a verificação utiliza-se a equação do EC2-6.2.2(1) para o cálculo do esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal ( $V_{Rd,c}$ ).

$$V_{Rd,c} = [CR_{d,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \omega \cdot d$$

$$\geq (0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \omega \cdot d$$

Onde,

$$CRd, c = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2.08 < 2.0$$

Adota-se  $k = 2.0$

$$pl = \frac{As, ef}{b \times d} = \frac{5.24 \times 10^{-4}}{1 \times 0.17} = 0.0031$$

Substituindo na equação:

$$\begin{aligned} VRd, c &= \left[ 0.12 \times 2 \times (100 \times 0.0031 \times 30)^{\frac{1}{3}} \right] 1 \times 0.17 \times 10^3 \\ &\geq \left( 0.035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right) 1 \times 0.17 \times 10^3 \\ VRd, c &= 85.8 \text{ kN} \geq 92.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Logo,  $VRd, c = 92.2 \text{ kN}$ .

Comparando o valor resistente com o valor atuante temos:

$$VRd, c = 92.2 \text{ kN} > VEd = 29.17 \text{ kN}$$

Conclui-se que a secção cumpre os requisitos necessários referente ao Estado limite Ultimo de utilização ao esforço transverso.

### Verificações Estado Limite de Utilização

Fendilhação:

O controle da fendilhação pode ser feito sem cálculo direto, pois segundo o EC2[2], Artº 7.3.3(1), “No caso de lajes de betão armado ou pré-esforçado de edifícios, solicitados a flexão sem tração significativa, não são necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação quando a espessura total da laje não é superior a 200mm e se tenha respeitado o disposto 9.3”.

Deformação:

De acordo com o EC2 [2], Artº 7.4.2(1)P, “Em geral não é necessário cálculo explícito das flechas, sendo suficientes regras simples, tais como a limitação a relação o vão/altura, para evitar, em situações normais, problemas de flechas”.

O EC2 [2] apresenta ainda as seguintes expressões para determinar o limite da relação vão/altura.

$$\frac{l}{d} = k \left[ 11 + 1.5 \times \sqrt{fck} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \sqrt{fck} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = k \left[ 11 + 1.5 \sqrt{fck} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{fck} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0} - 1} \right] \text{ se } \rho > \rho_0$$

Onde,

$l/d$  – Valor limite da relação vão/altura;

$K$  – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

$\rho_0$  – Taxa de armaduras de referência =  $10^{-3} \sqrt{fck}$

$\rho$  – Taxa de armaduras de tração a meio vão (ou no apoio no caso de equilibrar o momento devido às ações de cálculo).

$\rho'$  - Taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de equilibrar o momento devido às ações de cálculo).

$Fck$  – Em Mpa

A figura 21 apresenta os valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão.

Sistema estrutural	$K$	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5 \%$	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5 \%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

NOTA 1: Em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.

NOTA 2: Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.

NOTA 3: Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem, para a flecha a meio vão, a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.

Figura 21 Tabela 7.4N do EC2

Valor obtido para aço A500, necessário coeficiente de correção para o aço A400, multiplicando o valor obtido por 1.25.

Calculando de forma indireta utilizando o quadro 7.4N do EC2 [2] temos:

$K = 20$  (laje simplesmente apoiada, armada em uma ou duas direções).

Resolvendo a equação a seguir

$$\frac{l}{d} = k \times 1.25$$
$$d = \frac{3.78}{20 \times 1.25} = 0.15m$$

Assim concluímos que a espessura adota de 20cm cumpre a deformação e a fendilhação.

A pormenorização será apresentada no Capítulo 5 juntamente com o resultado obtido pelo programa de cálculo automático.

#### 4.4.2 Dimensionamento da escada Cave/piso 0.

Para o dimensionamento dessa escada adotou-se o seguinte modelo, figura 22.

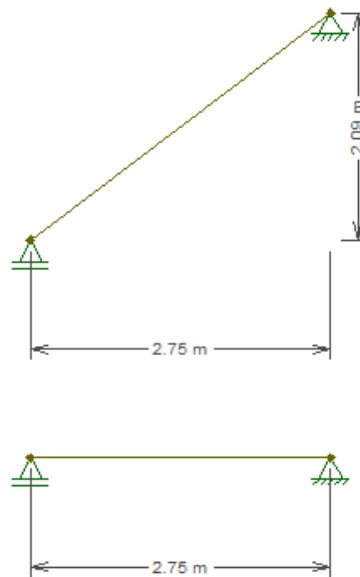


Figura 22 Modelo de cálculo escada cave/piso 0 e modelo simplificado

Referente à geometria, a escada é composta por 9 degraus, com o espelho de 19 cm e piso de 25 cm e foi adotado a espessura da laje igual ao dos pavimentos 20cm.

Ações permanentes:

Peso próprio da laje:

$$\gamma_{bet\tilde{a}o} \times h_{laje}$$
$$25 \times 0.20 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio da laje inclinada:

$$\frac{\gamma_{bet\tilde{a}o} \times h_{laje}}{\cos \theta}$$
$$\frac{25 \cdot 0.20}{\cos 37.23} = 6.28 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio dos degraus:

$$\gamma_{bet\tilde{a}o} * \frac{h_{degraus}}{2}$$
$$25 \times \frac{0.19}{2} = 2.375 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento:

$$1.0 \text{ kN/m}^2$$

Ações variáveis:

Sobrecarga de utilização: 3.0 kN/m<sup>2</sup>

Conhecendo as ações atuantes, foi calculado as cargas de dimensionamento (QEd) para o Estado Limite Ultimo (ELU).

QEd laje inclinada:

$$1.35 \times CP + 1.5 \times CV = 1.35 \times (6.28 + 1.0 + 2.375) + 1.5 \times 3 = 17.53 \text{ kN(m}^2\text{)}$$

Com as cargas de dimensionamento calculadas, utilizando o programa Ftool, obteve-se os esforços de dimensionamento, a seguir as figuras representam o modelo com o carregamento (figura 23), o diagrama do esforço transversor (figura 24) e o diagrama do momento fletor (figura 25), respectivamente.

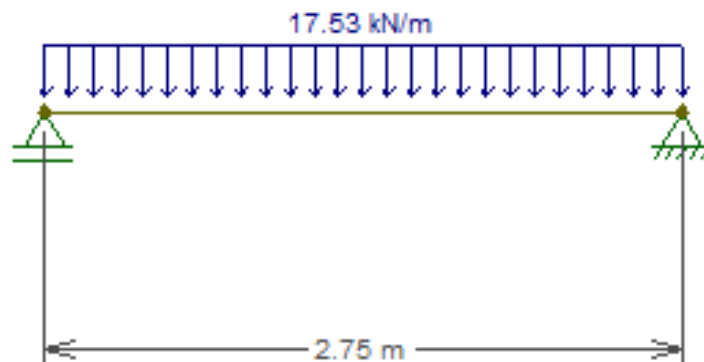


Figura 23 Modelo simplificado com carregamento

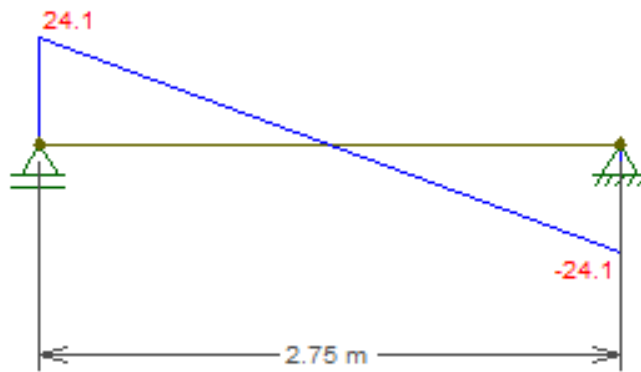


Figura 24 Diagrama de esforço transverso

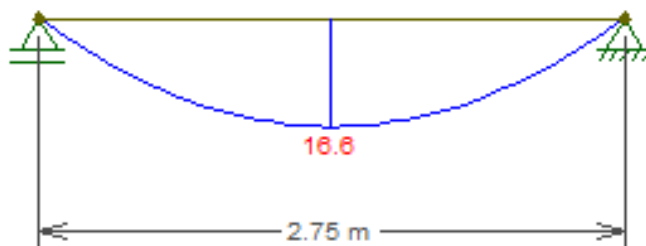


Figura 25 Diagrama de momentos fletores

Com os esforços de dimensionamento determinados,  $M_{ed} = 16.6 \text{ kN/m}$  e  $V_{ed} = 24.1 \text{ kN}$ , calcula-se em seguida as armaduras e as respectivas verificações necessárias previstas no Eurocódigo para os Estados limites últimos e de serviço.

#### Armadura principal

Para os cálculos a seguir considerou-se o diâmetro inicial de 10mm.

- Altura útil (d):

$$d = h - rec - \frac{\phi l}{2} = 0.20 - 0.025 - \frac{0.010}{2} = 0.17m$$

- Momento fletor reduzido ( $\mu$ ):

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{16.6}{1 \times 0.17^2 \times 20 \times 10^3} = 0.0287$$

- Percentagem mecânica de armadura ( $\omega$ ):

$$\omega = \mu \times (\mu + 1) = 0.0287 \times (0.0287 + 1) = 0.0295$$

- Área de armadura longitudinal ( $A_s$ ):

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0295 \times 1 \times 0.17 \times \frac{20}{348} \times 10^4 = 2.89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Área de armadura efetiva ( $A_{s,ef}$ ):

$$A_{s,ef} = \phi 10 // 20\text{cm} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Verificação da quantidade de armadura EC2-9.3.1.1(4)

- Armadura mínima ( $A_{s,min}$ ):

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{400} \times 100 \times 17 = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Verificação do espaçamento máximo entre varões EC2-9.3.1.1(3)

- Espaçamento zonas de momentos máximos:

$$S_{max} = 2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 25 \text{ cm}$

$$S_{max} = 25\text{cm} \geq S_{ef} = 20\text{cm}$$

- Espaçamento zonas após dispensa das armaduras positivas:

$$S_{max} = 3 \times h = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 40 \text{ cm}$ .

$$S_{max} = 40 \text{ cm} \geq 2 \times S_{ef} = 40 \text{ cm OK}$$

#### Armadura de distribuição EC2-9.3.1.1(2):

- Área de armadura de distribuição ( $A_{s,dist}$ ):

$$A_{s,dist} = 0.20 \times A_{s,ef} = 0.20 \times 3.93 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Área de armadura de distribuição mínima ( $A_{s,dist_{min}}$ ):

$$A_{s,dist_{min}} = \frac{0.10 \times b \times d}{100}$$

$$A_{s,dist_{min}} = \frac{0.10 \times 1 \times 0.17}{100} \times 10^4 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura de distribuição efetiva ( $A_{sef,dist}$ ):

$$A_{sef,dist} \phi 8 // 15\text{cm} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura de superior junto ao bordo apoiado EC2 – 9.3.1.2(2):

Seguidamente as armaduras de distribuição calcula-se a armadura de superior junto ao bordo apoiado, a posição da armadura de bordo apoiado está representada na figura 26.

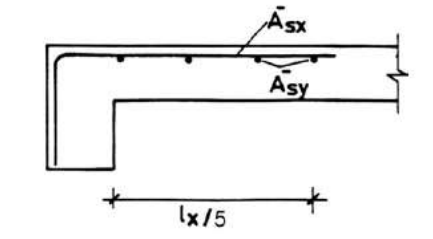


Figura 26 Cálculo bordo apoiado

$$Asx^- \geq (0.25 \times Asx^+ ; \phi 6 || 0.20)$$

$$Asx^- \geq (0.25 \times 3.93 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m} ; \phi 6 || 0.20 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Logo,  $Asx^- = \phi 6 // 0.20 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

$$Asy^- \geq (0.20 \times Asx^- ; \phi 6 || 0.30)$$

$$Asy^- \geq (0.20 \times 1.41 = 0.28 \text{ cm}^2/\text{m} ; \phi 6 || 0.30 = 0.94 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Assim, adota-se  $Asy^- = \phi 6 // 0.20 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Comprimento:

$$\frac{Lx}{5} = \frac{2.75}{5} = 0.55 \text{ m}$$

Dispensas e amarração das armaduras EC2 8.4.1 a 8.4.4:

1) Armadura principal inferior:

$$a = 0.25 \times Lx - lbd^{\phi 10}$$

$h \leq 25 \text{ cm}$ , boas condições de aderência ( $n1 = 1$ ) ;  $\alpha_{ct} = n2 = 1$

$$fctd = \alpha_{ct} \times \frac{Fctk,0,05}{\gamma_c}$$

$Fctk,0,05 (C30/7) = 2.0 \text{ (mPa)}$

Substituindo na fórmula

$$fctd = 1 \times \frac{2.0}{1.5} = 1.33 \text{ mPa}$$

$$fbd = 2.25 \times n1 \times n2 \times fctd$$

$$fbd = 2.25 \times 1 \times 1 \times 1.33 = 2.99 \text{ mPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s, req}}{A_{s, prov}} \times F_{syd} \approx F_{syd}$$

$$\sigma_{sd} = 348 \text{ mPa}$$

$$l_{b, rqd}^{\phi 10} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$l_{b, rqd}^{\phi 10} = \frac{0.01}{4} \times \frac{348}{2.99} \approx 0.30m$$

$$l_{b, eq}^{\phi 10} = \alpha_1 \times l_{b, rqd}$$

Onde;

$\alpha_1 = 1$  (amarração reta).

$$l_{b, eq}^{\phi 10} = 1 \times 0.30 = 0.30m$$

Verificação do comprimento mínimo:

$$l_{b, min} = \max\{0.3 \times l_{b, rqd} ; 10\phi ; 100mm\} = 0.10m \text{ OK!}$$

Assim temos:

$$a = 0.25 \times Lx - l_{bd}^{\phi 10} = 0.25 \times 2.75 - 0.30 = 0.39m$$

## 2) Armadura suplementar:

$f_{bd} = 2.99 \text{ mPa}$

$$l_{b, rqd}^{\phi 6} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{0.006}{4} \times \frac{348}{2.99} \approx 0.18m$$

$$l_{b, eq}^{\phi 6} = \alpha_1 \times l_{b, rqd} = 1 \times 0.18 = 0.18m$$

$$l_{b, min} = \max\{0.3 \times l_{b, rqd} ; 10\phi ; 100mm\} = 0.10m \text{ OK!}$$

## Verificação da segurança ao Estado limite Ultimo ao esforço transversal

Para realiza a verificação utiliza-se a equação do EC2-6.2.2(1) para o cálculo do esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal ( $V_{Rd,c}$ ).

$$V_{Rd,c} = [CR_{d,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \omega \cdot d$$

$$\geq (0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \omega \cdot d$$

Onde,

$$CR_{d,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2.08 < 2.0$$

Adota-se  $k = 2.0$

$$pl = \frac{As, ef}{b \times d} = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.17} = 0.0023$$

Substituindo na equação:

$$\begin{aligned} VRd, c &= \left[ 0.12 \times 2 \times (100 \times 0.0023 \times 30)^{\frac{1}{3}} \right] 1 \times 0.17 \times 10^3 \\ &\geq \left( 0.035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times fck^{\frac{1}{2}} \right) 1 \times 0.17 \times 10^3 \\ VRd, c &= 77.8 \text{ kN} \geq 92.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Logo,  $VRd, c = 92.2 \text{ kN}$ .

Comparando o valor resistente com o valor atuante temos:

$$VRd, c = 92.2 \text{ kN} > VEd = 24.1 \text{ kN}$$

Conclui-se que a secção cumpre os requisitos necessários referente ao Estado limite Ultimo de utilização ao esforço transverso.

### Verificações Estado Limite de Utilização

Fendilhação:

O controle da fendilhação pode ser feito sem cálculo direto, pois segundo o EC2 [2], Artº 7.3.3(1), “No caso de lajes de betão armado ou pré-esforçado de edifícios, solicitados a flexão sem tração significativa, não são necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação quando a espessura total da laje não é superior a 200mm e se tenha respeitado o disposto 9.3”.

Deformação:

De acordo com o EC2[2], Artº 7.4.2(1)P, “Em geral não é necessário cálculo explícito das flechas, sendo suficientes regras simples, tais como a limitação a relação o vão/altura, para evitar, em situações normais, problemas de flechas”.

Valor obtido para aço A500, necessário coeficiente de correção para o aço A400, multiplicando o valor obtido por 1.25.

Calculando de forma indireta utilizando o quadro 7.4N [2]temos:

$K = 20$  (laje simplesmente apoiada, armada em uma ou duas direções).

Resolvendo a equação a seguir:

$$\frac{l}{d} = k \times 1.25$$
$$d = \frac{2.75}{20 \times 1.25} = 0.11m$$

Assim concluímos que a espessura adota de 20cm cumpre a deformação e a fendilhação.

A pormenorização será apresentada no Capítulo 5 juntamente com o resultado obtido pelo programa de cálculo automático.

## Capítulo 5 - Modelação e dimensionamento.

Com as peças desenhadas do projeto arquitetônico, o cálculo da quantificação de ações realizadas, feita as escolhas dos materiais a serem utilizados e com o pré-dimensionamento concluído, iniciou-se a modelação da estrutura com a utilização do programa de cálculo automático Tricalc.

Vale ressaltar que para o presente trabalho serão realizadas duas soluções diferentes, uma utilizando laje fungiforme maciça e outra utilizando laje vigada. Após os cálculos realizados será feita a comparação entre as duas soluções consideradas e em seguida define qual a melhor alternativa e apresentando posteriormente as peças desenhadas com a sua pormenorização.

Quanto à modelação o primeiro passo a importação das plantas dos pisos e a definição das respectivas cotas altimétricas, em seguida define os nós que serão utilizados como a posição para os pilares e vigas.

Com os nós definidos, faz-se a criação de barras ligando os nós, essas barras são os pilares e vigas. Após definidas as barras e pilares, faz-se a introdução das lajes e das paredes resistentes. A estrutura conta com muro de cave em parte do alçado principal, em todo alçado lateral esquerdo e posterior.

Na figura 27 podemos observar a estrutura modelada sem a definição dos parâmetros geométricos das secções.

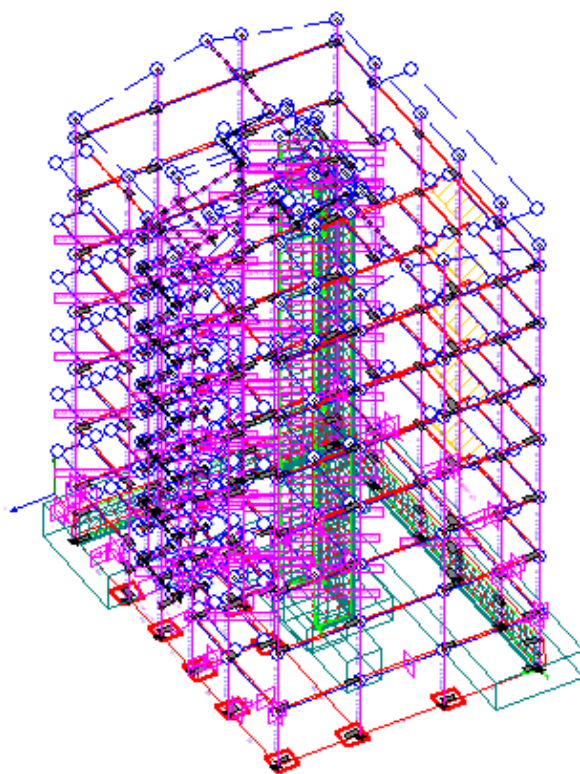


Figura 27 Modelo da estrutura sem secções atribuídas

Nas lajes são introduzidas as ações definidas anteriormente, na figura 28 podemos ver como são definidas essas ações e a geometria da laje.

**MODIFICAR LAJE**

Plano: 2050

Nome: COBERTUR

Ação superficial

Q(kN/m <sup>2</sup> ):	Hipótese:
2,0000	0 G
0,4000	1 Q1
0,7100	22 22

Vetor: 0,0000; -1,0000; 0,0000; Yg-

Separção para o cálculo de amaduras (cm)

Longitudinal	50
Trasversal	50

Espessura(cm): 15

Situar a laje na face inferior das vigas

Indefornável no seu plano (ver Opções de Cálculo)

**Vigas periféricas**

Pré-dimensionamento

Ficha pré-definida

Secção

Viga de laje fictícia

Ficha pré-definida

Nome:  Procurar...

Secção

Série:  Procurar...

Perfil:  Procurar...

Posicionamento

Interior

Centrada

Exterior

Guardar Cancelar

Figura 28 Definição das ações e geometria da laje

A introdução das ações resultantes das paredes exteriores e divisórias (entre apartamentos/acessos), bem como do guarda corpo da escada, pode ser visualizada na figura 29 representadas a vermelho, são forças distribuídas linearmente sobre o pavimento.

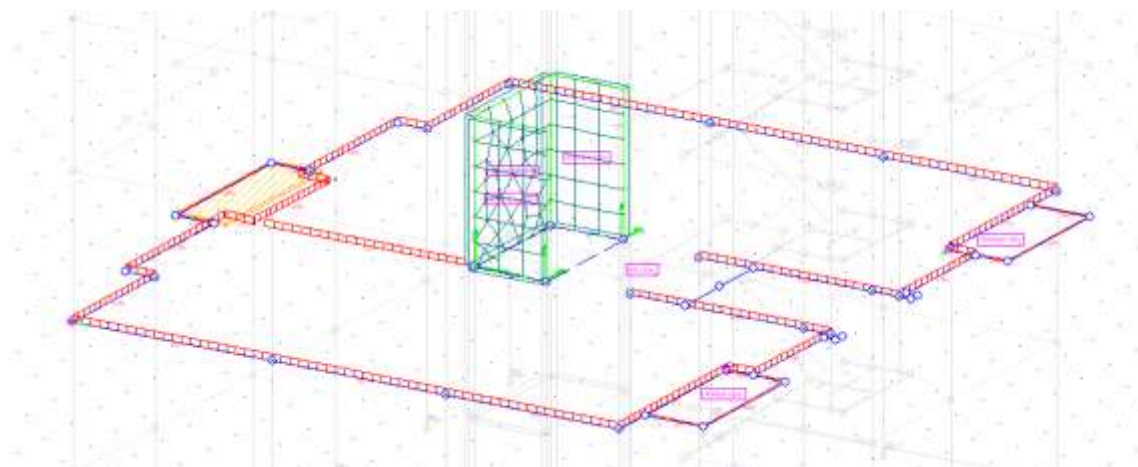


Figura 29 Introdução das ações

Quanto ao sismo, são introduzidos no programa os dados definidos e calculados anteriormente de forma ao programa realizar o cálculo das ações do sismo, a definição está apresentada a seguir, figura 30.

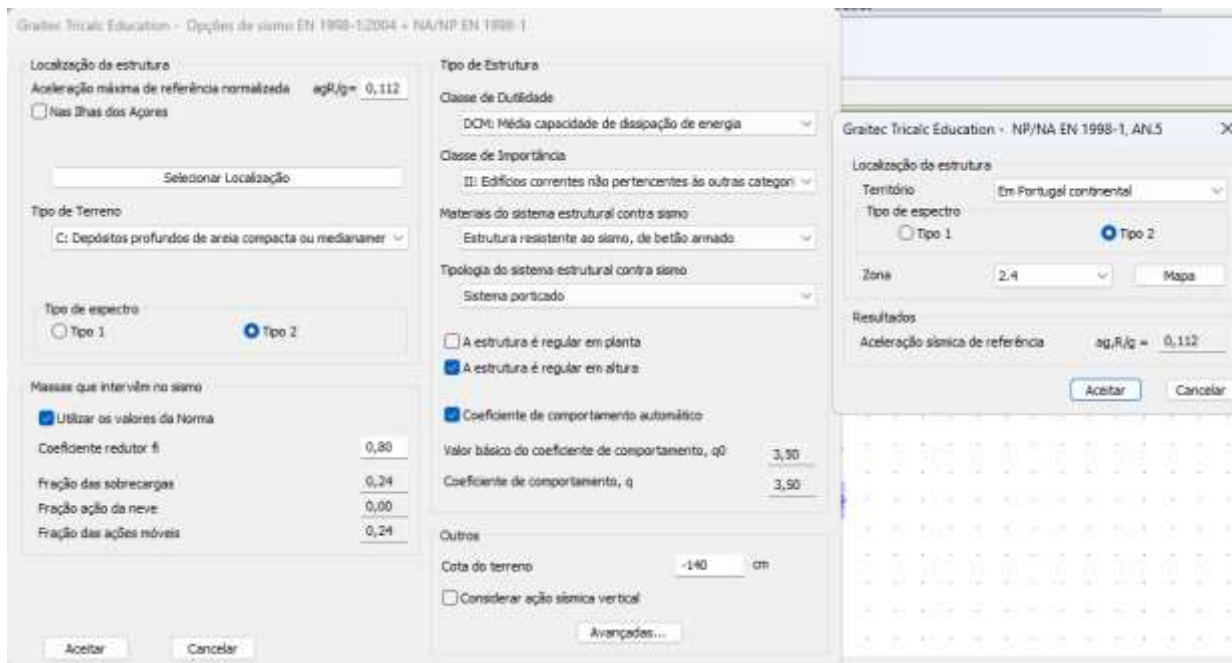


Figura 30 Introdução dos parâmetros para o cálculo automático da ação sísmica

## 5.1 Dimensionamento com laje fungiforme maciça.

Realizado todo o processo de modelação e dimensionamento obteve-se os seguintes resultados:

- Pilares.

Os pilares possuem na sua maioria secções diferentes, tendo ficado com secções grandes para ajudar a combater o efeito do punçoamento nas lajes, não foi possível realizar grandes diminuição da área dos pilares entre pavimentos superiores e inferiores.

- Paredes resistentes

As paredes resistentes da caixa do elevador mantiveram uma espessura constante de 20 cm desde a base até a cobertura. A parede do muro de cave ambas ficaram com espessura constante de 25cm.

- Lajes.

As espessuras das lajes ficaram maior do que a prevista no projeto arquitetônico, devido ao efeito do punçoamento, foi necessário o aumento da espessura da laje.

As espessuras das lajes estão apresentadas na tabela 13.

Tabela 12 Espessura das lajes fungiformes maciças

<b>Pavimento</b>	<b>Espessura da laje (cm)</b>
Cave	21
Piso 0	21
Piso 1	21
Piso 2	21
Piso 3	21
Piso 4	20
Piso 5	20
Piso 6 (Arrecadação)	20
Coberturas	15
Laje casa das maquinas dos elevadores	10

- Arquitetura.

Referente as inconformidades com a arquitetura, os pilares interno do acesso, bem como os pilares laterais direito, tiveram secções maiores que a espessura da parede, causando saliências de 5cm para o interior dos ambientes.

Outra alteração, em relação ao projeto arquitetônico, foi a necessidade de alterar o posicionamento do portão da garagem em 20 cm para o lado esquerdo de modo a manter o alinhamento do pilar existente nessa zona.

No que diz respeito à laje, esta ficou com uma espessura ligeiramente superior à prevista inicialmente no projeto arquitetônico (20cm).

A figura 31 apresenta a secções dos pilares na cave, onde pode ver as inconformidades com a arquitetura causadas pela dimensão adotada para os pilares.

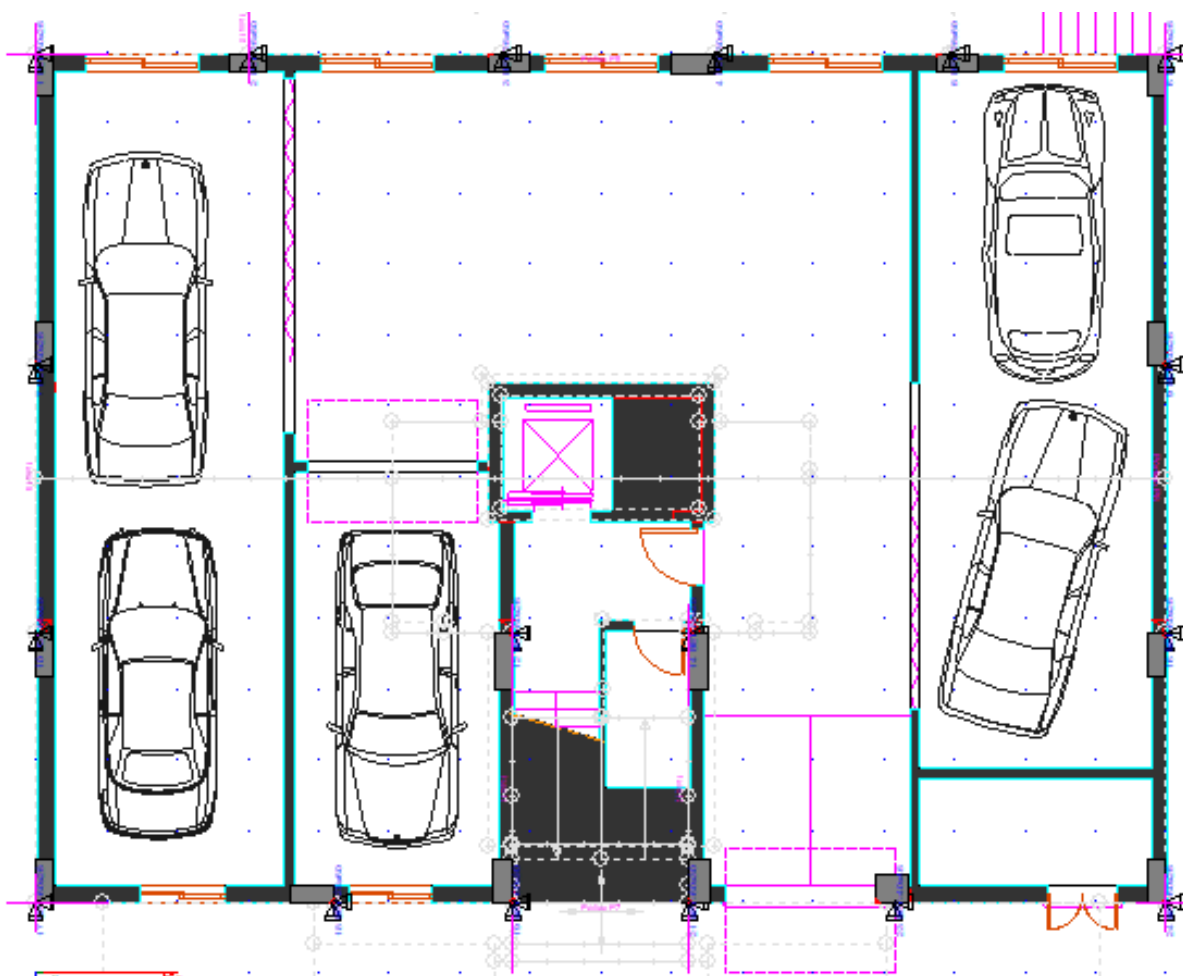


Figura 31 Posição dos pilares na cave

- Orçamento.

O programa calcula e elabora o orçamento detalhado.

Os valores obtidos pelo programa para o total das medições bem como o valor do orçamento total podem ser observados na tabela 13.

Tabela 13 Total de medições - projeto laje fungiforme

	Aço nervurado	Betão	Betão pobre	Cofragem	Superfície			
					Lajes	Escadas	Lajes de fundação	Paredes de betão
	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares	13690,85	58,464		637,806				
Vigas	608,86	4,239		41,145				
Fundação	4041,17	27,126	6,380	16,400				
Lajes maciças	30490,89	317,534			1613,00			
Lajes de fundação	1316,69	13,248	1,656				16,56	
Escadas-rampas	1371,13	8,400				62,91		
Paredes resistentes	12136,60	31,410		341,896				157,06
Muro de cave	2562,14	38,150	5,740	76,950				37,80
Totais	66218,33	498,571	13,776	1114,197	1613	62,91	16,56	194,86
<b>Orçamento total €</b>	<b>110145,44</b>							

A seguir temos as vistas do projeto em 3d (figura 32 e 33) e a escala dos deslocamentos da estrutura (figura 34).

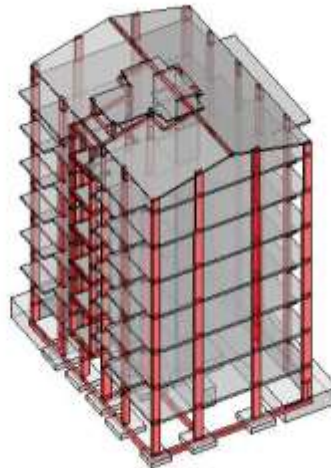


Figura 32 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje fungiforme maciça

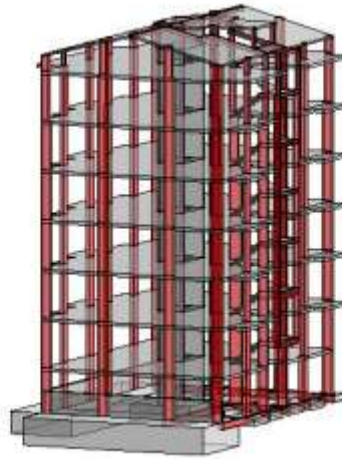


Figura 33 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje fungiforme maciça

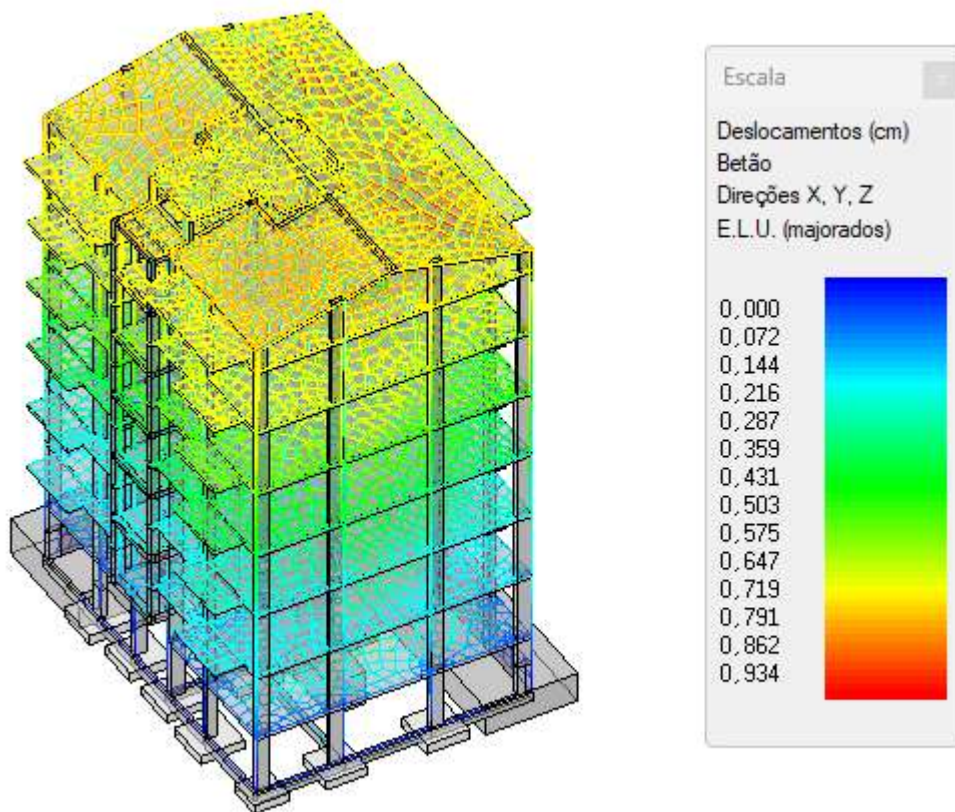


Figura 34 Deslocamentos da estrutura - Projeto laje fungiforme

## 5.2 Dimensionamento com laje vigada.

Após realizado a modelação e o dimensionamento obteve-se os seguintes resultados.

- Pilares.

Os pilares possuem em sua maioria secções diferentes, a diminuição das áreas dos pilares entre pavimentos superiores e inferiores não foram significativas.

- Vigas.

Devido as condicionantes da arquitetura, optou-se pela introdução de vigas apenas na periferia laterais do edifício e nas escadas.

- Arquitetura.

Referente as inconformidades com a arquitetura, assim como o caso da laje fungiforme os pilares interno do acesso, bem como os pilares laterais direito, tiveram secções maiores que a espessura da parede, causando saliências de 5cm para o interior dos ambientes e também a necessidade de alterar o posicionamento do portão da garagem em 20 cm para o lado esquerdo.

Quanto a laje e as vigas não ocasionaram empecilhos na arquitetura.

- Lajes.

As espessuras das lajes ficaram igual a prevista no projeto arquitetônico, a criação de vigas ajudou combater os efeitos causados pelo punçoamento.

As espessuras das lajes estão apresentadas na tabela 14.

Tabela 14 Espessura das lajes vigadas

<b>Pavimento</b>	<b>Espessura da laje (cm)</b>
Cave	20
Piso 0	20
Piso 1	20
Piso 2	20
Piso 3	20
Piso 4	20
Piso 5	20
Piso 6 (Arrecadação)	20
Coberturas	15
Laje casa das maquinas dos elevadores	10

- Orçamento.

O programa calcula e elabora o orçamento detalhado.

Os valores obtidos pelo programa para o total das medições bem como o valor do orçamento total podem ser observados na tabela 15.

tabela a seguir apresenta o total das medições

Tabela 15 Total medições - projeto laje vigada

	Aço nervurad o	Betão	Betã o pobr e	Cofrage m	Superfície			
					Lajes	Esca das	Lajes de fundaç ão	Parede s de betão
					kg	m³	m³	m²
Pilares	13713,80	57,281		631,961				
Vigas	3073,66	26,801		240,522				
Fundação	3830,69	28,556	6,56 5	16,200				
Lajes maciças	29580,50	298,069			1613,02			
Lajes de fundação	1164,36	11,520	1,44 0				14,40	
Escadas-rampas	1382,85	8,378				66,48		
Paredes resistentes	13663,82	31,410		341,896				157,06
Muro de cave	2562,14	38,15	5,74	76,95				37,8
Totais	68835,77	500,103	13,7 3	1307,549	1613,02	66,48	14,4	194,86
<b>Orçamento total €</b>	<b>120852,09</b>							

Seguidamente temos as vistas do projeto em 3d (figura 35 e 36) e a escala dos deslocamentos da estrutura (figura 37), respectivamente.

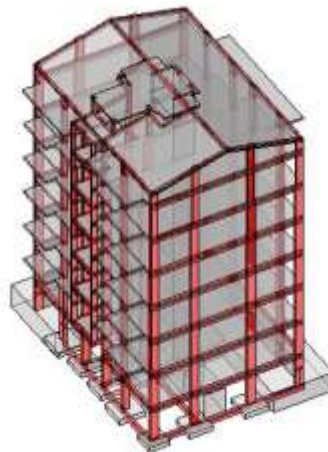


Figura 35 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje vigada



Figura 36 Vista alçado lateral direito projeto 3D laje vigada

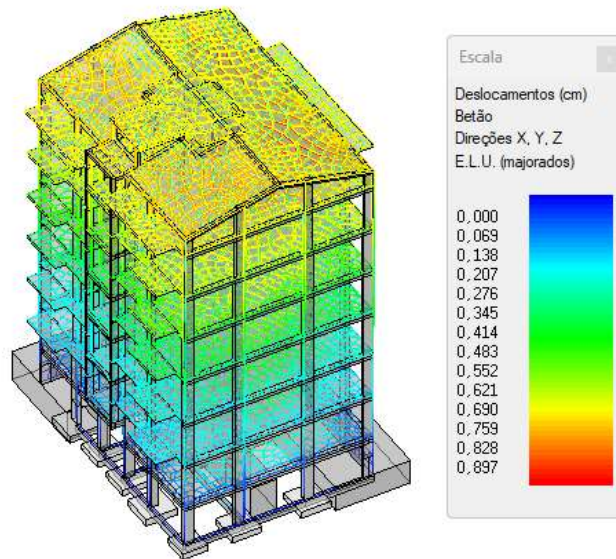


Figura 37 Deslocamento da estrutura - Projeto laje vigada

### **5.3 Escolha do modelo para o detalhamento.**

Após analisados os dois modelos, chegou se a conclusão que a nível de inconformidades na arquitetura não houve grandes diferenças entre os modelos, quanto aos deslocamentos, o modelo com laje vigada possui um deslocamento máximo de 0.897 cm enquanto o com laje fungiforme possui deslocamento máximo de 0.934 cm, o que representa uma diferença de aproximadamente 4% no deslocamento máximo.

Ao que refere ao orçamento, houve uma diferença de 10707€ que representa aproximadamente 8%.

Posto isso, pelo fato de o orçamento ter uma diferença considerável, o modelo escolhido para o detalhamento e posteriormente a construção é o primeiro modelo apresentado com lajes fungiformes maciças.

### **5.4 Dimensionamento manual.**

De forma a validar os resultados obtidos pelo programa de cálculo automático, foram realizados cálculos manuais para o dimensionamento da laje, pilares, sapatas e feito a comparação dos resultados obtidos.

#### **5.4.1 Dimensionamento laje.**

Por se tratar de uma laje fungiforme maciça utilizou para o cálculo manual o método dos pórticos equivalentes.

1) Modelo de cálculo.

O cálculo será realizado apenas para a parte lateral direita da laje, a figura 38 apresenta a planta do piso o.

Os modelos de cálculo considerados para a análise da laje estão esquematizados na figura 39.

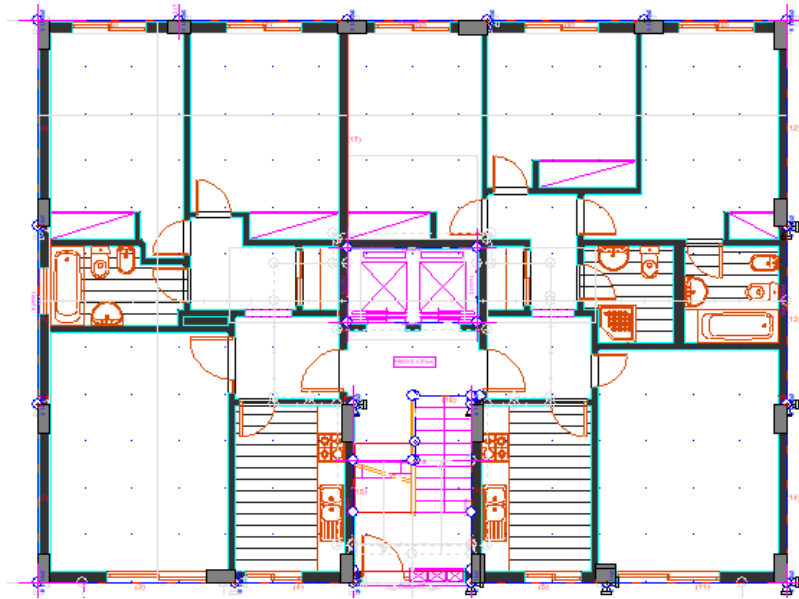


Figura 38 Posicionamento dos pilares planta piso 0.

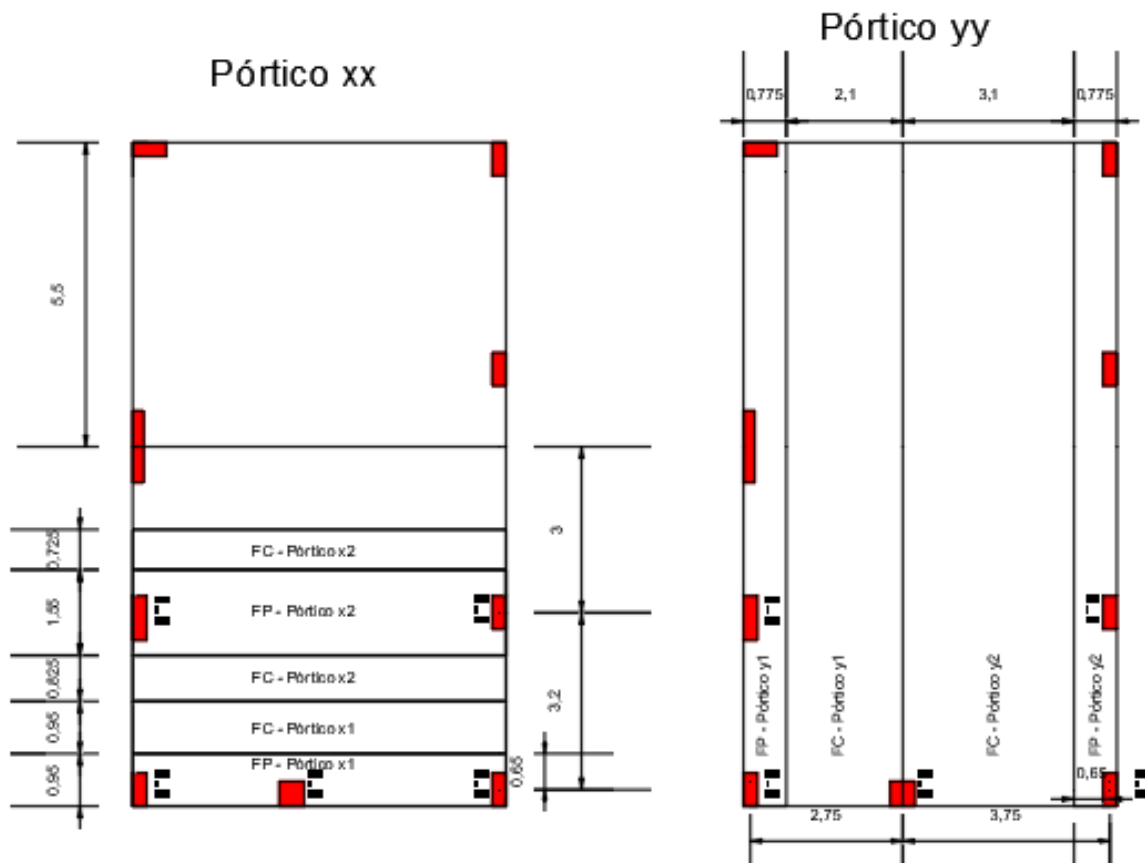


Figura 39 Modelo de cálculo dos pórticos equivalentes

$bx_1 = 1,8 \text{ m}$  e  $bx_2 = 3,1\text{m}$ .

$by_1 = 2,875 \text{ m}$  e  $by_2 = 3,875\text{m}$ .

2) Ações

Cargas permanentes (CP):

Revestimento -  $1.5 \text{ kN/m}^2$ .

Peso volumico do betão armado - 25 kN/m<sup>3</sup>.

Peso da alvenaria distribuída na laje – 2.02 kN/m<sup>2</sup>.

$$CP = 25 \times 0.21 + 1.5 + 2.02 = 8.77 \text{ kN/m}^2$$

Cargas variáveis (CV):

Sobrecarga de utilização – 2.0 kN/m<sup>2</sup>

$$CV = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

### 3) Esforços de dimensionamento

Momentos fletores totais

Direção xx

$$Q_{ed} = \gamma_g \times (CP \times b_{xi}) + \gamma_q \times (CV \times b_{xi})$$

$$Q_{ed, x1} = 1.35 \times (8.77 \times 1.8) + 1.5 \times (2.0 \times 1.8) = 26.71 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ed, x2} = 1.35 \times (8.77 \times 3.1) + 1.5 \times (2.0 \times 3.1) = 46.00 \text{ kN/m}$$

A figura 40 apresenta o modelo de cálculo do pórtico x1, a figura 41 o modelo adotado para o pórtico x2.

Posteriormente temos o diagrama de momentos fletores do pórtico x1 e x2, apresentados na figura 42 e figura 43, respectivamente

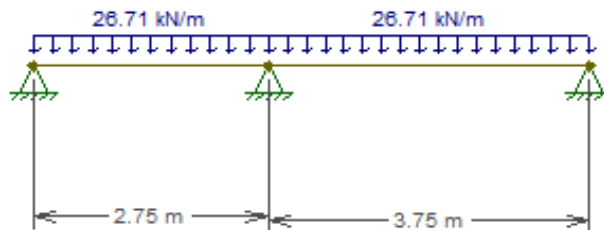


Figura 40 modelo de cálculo pórtico x1

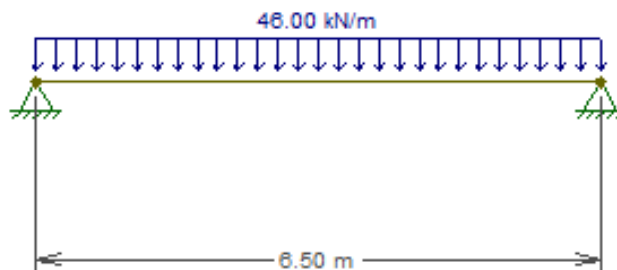


Figura 41 Modelo de cálculo pórtico x2

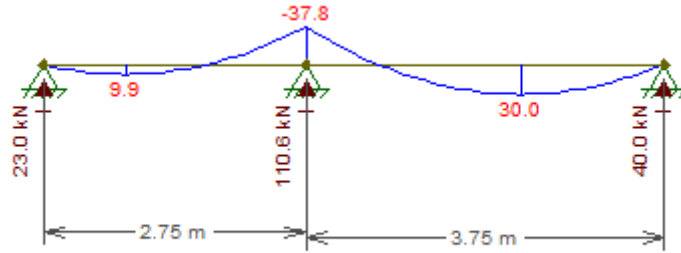


Figura 42 Esforços de dimensionamento pórtico x1

Med<sup>+</sup>,x1= 30 kNm.

Med<sup>-</sup>,x1= -37,8 kNm.

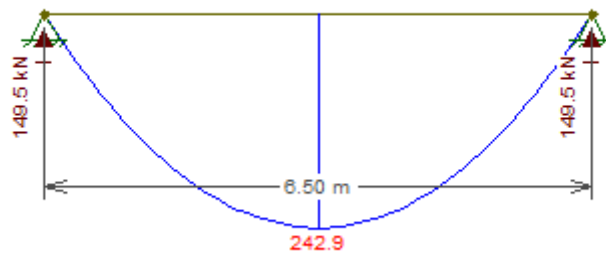


Figura 43 Esforços de dimensionamento pórtico x2

Med<sup>+</sup>,x2 = 242,9 kNm.

Med<sup>-</sup>,x2 = 0 kNm.

Direção yy

$$Q_{ed} = \gamma_g x (CP \times byi) + \gamma_q x (CV \times byi)$$

$$Q_{ed,y1} = 1,35 \times (8,77 \times 2,875) + 1,5 \times (2,0 \times 2,875) = 42,66 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ed,y2} = 1,35 \times (8,77 \times 3,875) + 1,5 \times (2,0 \times 3,875) = 57,50 \text{ kN/m}$$

A figura 44 apresenta o modelo de cálculo do pórtico y1, a figura 45 o modelo adotado para o pórtico y2.

Posteriormente temos o diagrama de momentos fletores do pórtico x1 e x2, apresentados na figura 46 e figura 47, respectivamente

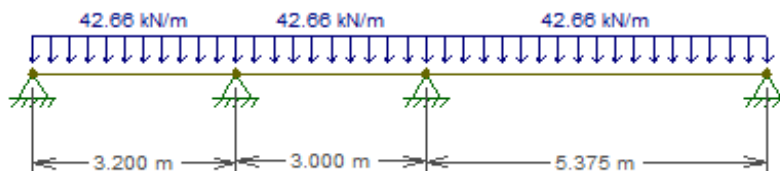


Figura 44 modelo de cálculo pórtico y1

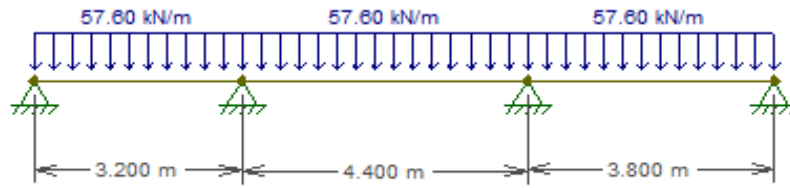


Figura 45 modelo de cálculo y2

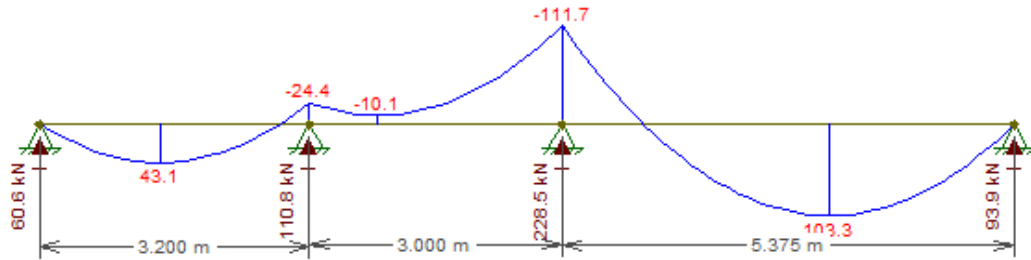


Figura 46 Esforços dimensionamento pórtico y1

$Med^+, y1 = +43.1 \text{ kNm}$ .

$Med^-, y1 = -24.4 \text{ kNm}$ .

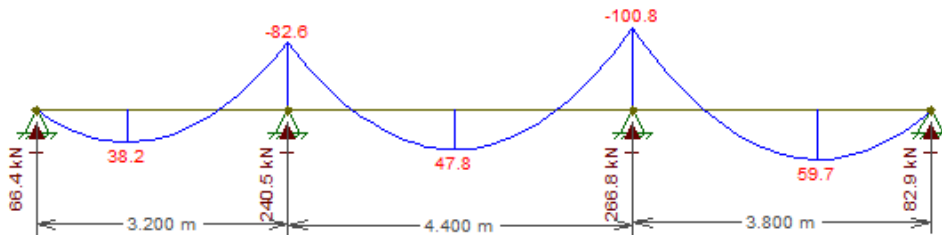


Figura 47 Esforços de dimensionamento pórtico y2

$Med^+, y2 = 38.2 \text{ kNm}$ .

$Med^-, y2 = -82.6 \text{ kNm}$ .

Momentos fletores distribuídos nas faixas sobre pilares (75% Med<sup>-</sup> ; 55% Med<sup>+</sup>)

Direção xx

$Med^{-}FP, x1 = -29.84 \text{ kNm/m}$ .

$Med^{+}FP, x1 = 17.37 \text{ kNm/m}$ .

$Med^{-}FP, x2 = 0 \text{ kNm/m}$ .

$Med^{+}FP, x2 = 86.19 \text{ kNm/m}$ .

Direção yy

$Med^{-}FP, y1 = -23.61 \text{ kNm/m}$ .

$Med^{+}FP, y1 = 30.59 \text{ kNm/m}$ .

Med-FP,y2 = -79.94 kNm/m.

Med+FP,y2 = 27.11 kNm/m.

Momentos fletores distribuídos nas faixas centrais (25% Med<sup>-</sup> ; 45% Med<sup>+</sup>)

Direção xx

Med-FC,x1 = -9.95 kNm/m.

Med+FC,x1 = 14.21 kNm/m.

Med-FC,x2 = 0kNm/m.

Med+FC,x2 = 70.52 kNm/m.

Direção yy

Med-FC,y1 = -2.90 kNm/m.

Med+FC,y1 = 9.24 kNm/m.

Med-FC,y2 = -6.66 kNm/m.

Med+FC,y2 = 5.55 kNm/m.

4) Verificação da segurança ao ELU de flexão.

Espessura da laje = 0.21m.

Recobrimento = 0.025m.

Hipótese diâmetro longitudinal = 10mm.

d = 0.21 - 0.025 - 0.010 = 0.175m.

fcd (C30/37) = 20 mPa.

fsyd (A400) = 348 mPa.

Momento fletor reduzido ( $\mu$ ):

$$\mu = \frac{Med}{b \times d^2 \times fcd}$$

Porcentagem mecânica de armadura ( $\omega$ ):

$$\omega = \mu \times (\mu + 1)$$

Área de armadura longitudinal ( $A_s$ ):

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{fcd}{fyd}$$

Verificação da quantidade de armadura EC2-9.3.1.1(4)

Armadura mínima ( $A_{s,min}$ ):

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{fctm}{fyk} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{400} \times 1 \times 0.175 \times 10^4 = 3.30 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,min} = 3.30 \frac{\text{cm}^2}{m} > 0.0013 \times bt \times d = 2.275 \frac{\text{cm}^2}{m} \text{ OK!}$$

Percentagem mecânica de armadura mínima ( $\omega_{\min}$ ):

$$\omega_{\min} = \frac{As, \min \times f_{syd}}{b \times d \times f_{cd}} = \frac{3.30 \times 348}{1 \times 17.5 \times 20} \times 10^{-4} = 0.033$$

A tabela 16 apresenta os resultados obtidos das armaduras longitudinais.

Tabela 16 Cálculo manual armaduras longitudinais

Direção	Faixa	Med	u	w	As,calc (cm <sup>2</sup> /m)	solução	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)
xx	FP,x1	17,37	0,028357	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
		-29,84	0,048722	0,051	5,14	ϕ 10//0,15	5,24
	FC,x1	14,21	0,023201	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
		-9,95	0,016241	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
yy	FP,y1	30,59	0,049938	0,052	5,28	ϕ 10//0,125	6,28
		-23,61	0,038552	0,040	4,03	ϕ 10//0,175	4,49
	FC,y1	9,24	0,015079	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
		-2,90	0,004742	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
Direção	Faixa	Med	u	w	As,calc (cm <sup>2</sup> /m)	solução	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)
xx	FP,x2	86,19	0,140719	0,161	16,15	ϕ 16//0,10	20,11
		0,00	0	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
	FC,x2	70,52	0,115134	0,128	12,92	ϕ 16//0,15	13,40
		0,00	0	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
yy	FP,y2	27,11	0,044261	0,046	4,65	ϕ 10//0,15	5,24
		-79,94	0,130507	0,148	14,85	ϕ 16//0,125	16,08
	FC,y2	5,55	0,009053	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93
		-6,66	0,010876	0,033	3,30	ϕ 10//0,20	3,93

### Verificação do espaçamento máximo entre varões EC2-9.3.1.1(3)

- Espaçamento zonas de momentos máximos:

$$S_{max} = 2 \times h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 25 \text{ cm}$

$$S_{max} = 25 \text{ cm} \geq S_{ef} = 20 \text{ cm}$$

- Espaçamento zonas após dispensa das armaduras positivas:

$$S_{max} = 3 \times h = 3 \times 21 = 63 \text{ cm} \leq 2 \times S_{ef} = 40 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 40 \text{ cm}$ .

$$S_{max} = 40 \text{ cm} \geq 2 \times S_{ef} = 40 \text{ cm OK!}$$

### **5.4.2 Dimensionamento muro de cave.**

O projeto possui muro de cave em parte da fachada principal com alturas de 0.70m e 1.35m, na fachada lateral esquerda com altura de 1.35m e na fachada posterior com altura de 1.35m. A seguir será apresentado os cálculos manuais realizados relativamente ao muro de cave da fachada posterior.

#### 1. Modelo de cálculo:

O primeiro passo é definir o modelo de cálculo da estrutura (figura 48) bem como as características do solo.

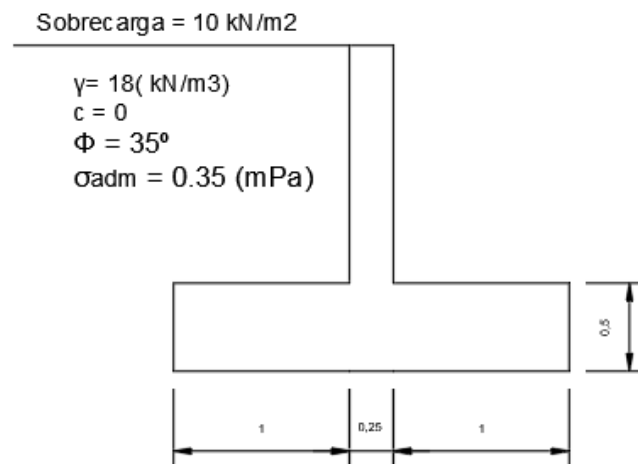


Figura 48 Modelo de cálculo muro de cave

Onde;

$\gamma$  = peso específico do solo.

$\Phi$  = ângulo de atrito.

$c$  = coesão.

$\sigma_{adm}$  = tensão admissível.

## 2. Verificação da estabilidade exterior (E.L.S).

O primeiro passo é a definição das forças atuantes. Na figura 49 apresenta-se esquematicamente as ações sobre o muro de cave.

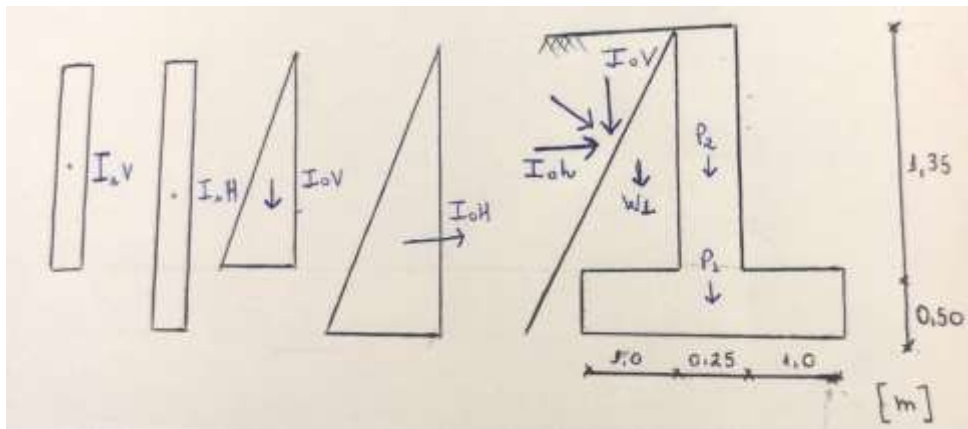


Figura 49 Cálculo estabilidade exterior muro de cave

Forças verticais:

$P_1$  (peso da sapata) =  $25 \times 0,5 \times 2,25 = 28,125$  kN/m e  $X_{cg} = 1,125$ m.

$P_2$  (peso pilar) =  $25 \times 0,25 \times 1,35 = 8,44$  kN/m e  $X_{cg} = 1,125$ m.

$W_1$  (peso das terras) =  $18 \times 1,35 \times 1,0 / 2 = 12,15$  kN/m e  $X_{cg} = 0,67$ m.

Sabendo as características do solo temos:

$k_H = 0,265$ .

$K_v = 0,387$ .

$K_p = 3,69$ .

Resultantes dos impulsos ativos

$I_{aH} = 0,5 \times 0,265 \times 18 \times 1,85^2 = 8,16$  kN/m e  $Y_{cg} = 0,62$ m.

$I_{aV} = 0,5 \times 0,387 \times 18 \times 1,35^2 = 6,35$  kN/m e  $X_{cg} = 0,67$ m.

Resultantes dos impulsos devido à sobrecarga:

$I_{sH} = 0,265 \times 10 \times 1,85 = 4,90$  kN/m e  $Y_{cg} = 0,925$ m.

$I_{sV} = 0,387 \times 10 \times 1,35 = 5,22$  kN/m e  $X_{cg} = 0,50$  m.

Conhecendo as forças e definidos o centro geométrico inicia as verificações.

a) Verificação da segurança ao deslizamento.

A segurança ao deslizamento consiste na verificação de equilíbrio entre os empuxos ativos e as ações verticais.

Respeitando a seguinte condição de segurança:

$$\frac{\Sigma F_v \times u}{\Sigma F_v} \leq \gamma_s$$

Onde;

$\gamma_s$  = fator de segurança.

$\Sigma F_v$  = somatório forças verticais.

$\Sigma F_h$  = somatório forças horizontais.

$u$  = Coeficiente de atrito terreno/muro.

Substituindo os valores na formula anterior temos:

$$(28.125 + 8.44 + 12.15 + 6.35 + 5.22) \times 0.5 / (8.16 + 4.90) = 2.30 > 1.5 \text{ OK!}$$

b) Verificação da segurança ao deslizamento.

A verificação da segurança ao deslizamento consiste na seguinte verificação:

$$\frac{\Sigma M_{est}}{\Sigma M_{inst}} > \gamma_s$$

Onde;

$\gamma_s$  = fator de segurança.

$\Sigma M_{est}$  = somatório dos momentos estabilizantes.

$\Sigma M_{inst}$  = somatório dos momentos instabilizantes.

$$\Sigma M_{est} = (28.125 \times 1.125 + 8.44 \times 1.125 + 12.15 \times 0.67 + 6.35 \times 0.67 + 5.22 \times 0.5) = 56.30 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_{inst} = (8.16 \times 0.62 + 4.90 \times 0.925) = 9.59 \text{ kNm/m.}$$

Temos:

$$\frac{56.3}{9.59} = 5.87 > 2.0 \text{ OK}$$

c) Verificação da segurança do solo de fundação.

$$\Sigma M_{est} = 56.30 \text{ kNm/m.}$$

$$\Sigma M_{inst} = 9.59 \text{ kNm/m.}$$

$$\Sigma F_v = 60.28 \text{ kN/m.}$$

Conhecido os momentos atuantes e as forças verticais o passo seguinte é calcular o momento no centro geométrico da sapata e em seguida a excentricidade, de forma a verificar se a resultante se encontra dentro do núcleo central (figura 50).

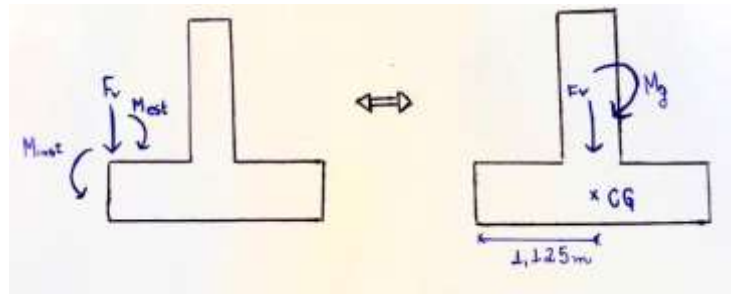


Figura 50 Momento no centro geométrico da sapata e força vertical

$$Mg = 56.30 \times 1.125 + 9.59 - 56.3 = 21.30 \text{ kNm/m.}$$

$$e = \frac{Mg}{Fv} < \frac{A}{6}$$

$$e = \frac{21.30}{60.28} = 0.35m < \frac{2.25}{6} = 0.375m$$

Como a condição é verdadeira, conclui-se que a resultante se encontra dentro do núcleo central.

Em seguida calcula-se as tensões máximas e mínimas na sapata, a tensão de comparação e faz a verificação se a tensão de comparação é inferior a tensão admitida do solo de fundação.

Tensão (máxima/mínima)

$$\sigma = \frac{Fv}{A \times 1} (\mp) \frac{Mg}{I/v}$$

onde;

$$I = \frac{1 \times A^3}{12} = \frac{1 \times 2.25^3}{12} = 0.95$$

$$v = \frac{A}{2} = \frac{2.25}{2} = 1.125$$

Substituindo os valores na equação temos:

- Tensão máxima

$$\sigma_{\max} = \frac{60.28}{2.25 \times 1} + \frac{21.30}{\frac{0.95}{1.125}} = 52.05 \frac{kN}{m^2}$$

- Tensão mínima

$$\sigma_{\min} = \frac{60.28}{2.25 \times 1} - \frac{21.30}{\frac{0.95}{1.125}} = 1.55 \frac{kN}{m^2}$$

- Tensão de comparação

$$\sigma_{comp} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{comp} = \frac{3 \times 52.05 + 1.55}{4} = 39.41 \text{ kN/m}^2$$

- Verificação da segurança

$$\sigma_{comp} = 39.41 < \sigma_{adm} = 350 \text{ kN/m}^2$$

OK verifica a segurança!

### 3. Verificação da estabilidade interior (E.L.U).

Feita as verificações da estabilidade exterior, faz-se a verificação da instabilidade interior do muro e da sapata, de forma a obter as armaduras necessárias para resistir aos impulsos em repouso.

#### a) Muro.

O modelo de cálculo considerado para o dimensionamento do foi o apresentado na figura 51.

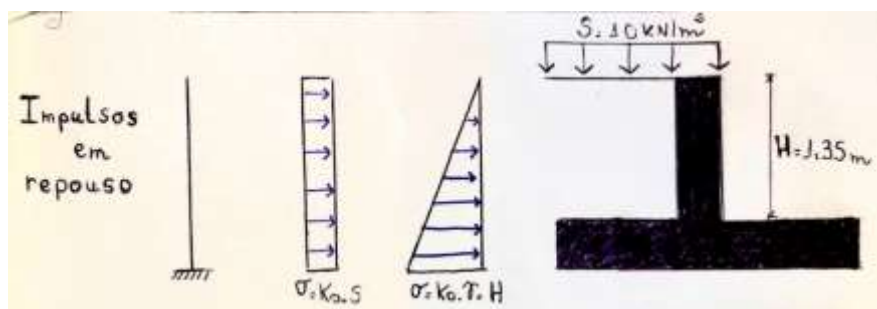


Figura 51 Modelo de cálculo para o muro

$$K_0 = 1 - \text{sen } \Phi = 1 - \text{sen } 35^\circ = 0.426.$$

Em seguida calcula-se os esforços de dimensionamento:

$$M_{ed} = \gamma_g \times \left( \frac{1}{2} \times K_0 \times \gamma \times H^2 \times \frac{1}{3} \times H \right) + \gamma_q \times \left( k_0 \times S \times H \times \frac{1}{2} \times H \right)$$

$$M_{ed} = 1.35 \times \left( \frac{1}{2} \times 0.426 \times 18 \times 1.35^2 \times \frac{1}{3} \times 1.35 \right) + 1.5 \times \left( 0.426 \times 10 \times 1.35 \times \frac{1}{2} \times 1.35 \right)$$

$$M_{ed} = 10.07 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = \gamma_g \times \left( \frac{1}{2} \times K_0 \times \gamma \times H^2 \right) + \gamma_q \times (k_0 \times S \times H)$$

$$V_{ed} = 1.35 \times \left( \frac{1}{2} \times 0.426 \times 18 \times 1.35^2 \right) + 1.5 \times (0.426 \times 10 \times 1.35)$$

$$V_{ed} = 18.06 \text{ kN/m}$$

E.L.U

$d = 0.20\text{m}$ .

- Momento fletor reduzido ( $\mu$ ):

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$
$$\mu = \frac{10.07}{b \times 0.20^2 \times 20 \times 10^3} = 0.0126$$

- Percentagem mecânica de armadura ( $\omega$ ):

$$\omega = \mu \times (\mu + 1)$$
$$\omega = 0.0126 \times (0.0126 + 1) = 0.0128$$

- Área de armadura longitudinal ( $A_s$ ):

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = 0.0128 \times 1 \times 0.20 \times \frac{20}{348} \times 10^4 = 1.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura efetiva ( $A_{s,ef}$ ):

$$\Phi 10 // 0.20 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Verificação da quantidade de armadura EC2-9.3.1.1(4)

- Armadura mínima ( $A_{s,min}$ ):

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{400} \times 100 \times 20 = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{s,min} = 3.77 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 0.0013 \times b \times d = 2.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ OK!}$$

Verificação:

$$A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

#### Verificação do espaçamento máximo entre varões EC2-9.3.1.1(3)

- Espaçamento zonas de momentos máximos:

$$S_{max} = 2 \times h = 2 \times 25 = 50 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 25 \text{ cm}$

$$S_{max} = 25 \text{ cm} \geq S_{ef} = 20 \text{ cm}$$

- Espaçamento zonas após dispensa das armaduras positivas:

$$S_{max} = 3 \times h = 3 \times 25 = 75 \text{ cm} \leq 2 \times S_{ef} = 40 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 40 \text{ cm}$ .

$$S_{max} = 40 \text{ cm} \geq 2 \times S_{ef} = 40 \text{ cm OK!}$$

Armadura de distribuição EC2-9.3.1.1(2):

- Área de armadura de distribuição ( $A_{s,dist}$ ):

$$A_{s,dist} = 0.20 \times A_{s,ef} = 0.20 \times 3.93 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Área de armadura de distribuição mínima ( $A_{s,dist \text{ min}}$ ):

$$A_{s,dist \text{ min}} = \frac{0.10 \times b \times d}{100}$$

$$A_{s,dist \text{ min}} = \frac{0.10 \times 1 \times 0.20}{100} \times 10^4 = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura de distribuição efetiva ( $A_{sef,dist}$ ):

$$A_{sef,dist} \phi 8 // 15 \text{ cm} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da segurança ao Estado limite Ultimo ao esforço transversal

Para realiza a verificação utiliza-se a equação do EC2-6.2.2(1) para o cálculo do esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal ( $V_{Rd,c}$ ).

$$V_{Rd,c} = [CR_{d,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \omega \cdot d$$

$$\geq (0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \omega \cdot d$$

Onde,

$$CR_{d,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{200}} = 2.0 < 2.0$$

Adota-se  $k = 2.0$

$$\rho_l = \frac{A_{s,ef}}{b \times d} = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.20} = 0.00197$$

Substituindo na equação:

$$V_{Rd,c} = \left[ 0.12 \times 2 \times (100 \times 0.00197 \times 30)^{\frac{1}{3}} \right] 100 \times 0.20$$

$$\geq \left( 0.035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} \right) 1 \times 0.20 \times 10^3$$

$$VRd, c = 86.78 \text{ kN} \geq 108.44 \text{ kN}$$

Logo,  $VRd, c = 108.44 \text{ kN}$ .

Comparando o valor resistente com o valor atuante temos:

$$VRd, c = 108.44 \text{ kN} > VEd = 18.06 \text{ kN}$$

Verifica-se a resistência ao esforço transverso.

### Armadura para controle de fendilhação (EC2 – 7.3.2)

- Armadura mínima

$$As, \text{min} = Kc \times (kh \times h) \times \frac{Fctef}{Fyk}$$

$$As, \text{min} = 1 \times 0.86 \times 0.25 \times \frac{2.9}{400} = 15.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dividindo pelas duas faces:

$$As, \text{min} = \frac{15.59}{2} = 7.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura efetiva para controlo de fendilhação:

Adota-se  $\phi 10 // 10\text{cm} = 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$

### **b) Sapata.**

O modelo de cálculo para o dimensionamento da sapata do muro está representado na figura 52.

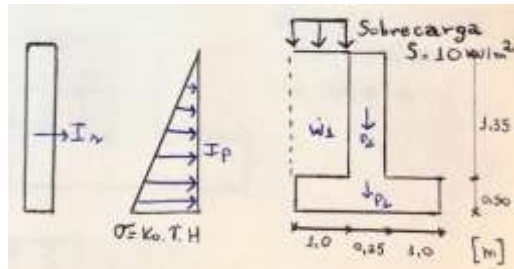


Figura 52 Modelo de cálculo instabilidade interior sapata

Forças verticais:

$P_1$  (peso da sapata) =  $25 \times 0.5 \times 2.25 = 28.125 \text{ kN/m}$  e  $X_{cg} = 1.125\text{m}$ .

$P_2$  (peso muro) =  $25 \times 0.25 \times 1.35 = 8.44 \text{ kN/m}$  e  $X_{cg} = 1.125\text{m}$ .

$W_1$  (peso das terras) =  $18 \times 1 \times 1.35 = 24.3$  e  $X_{cg} = 0.50\text{m}$

Forças horizontais.

$I_p = 0.426 \times 18 \times 1.85^2 \times / 2 = 13.121 \text{ kN/m}$  e  $Y_{cg} = 0.62\text{m}$ .

$I_s = 0.426 \times 10 \times 1.85 = 7.88 \text{ kN/m}$  e  $Y_{cg} = 0.925\text{m}$ .

$S = 10 \times 1.0 = 10 \text{ kN/m}$  e  $X_{cg} = 0.5\text{m}$ .

$$\Sigma F_v = N = 28.125 + 8.44 + 24.3 + 10 = 70.87 \text{ kN/m.}$$

$$\Sigma M_o = (28.125 \times 1.125 + 8.44 \times 1.125 + 24.3 \times 0.5 + 10 \times 0.5) - (13.121 \times 0.62 + 7.88 \times 0.925) = 42.90 \text{ kNm/m.}$$

$$M_g = 70.87 \times 1.125 - 42.90 = 36.82 \text{ kNm/m.}$$

$$e = 36.82 / 70.87 = 0.52.$$

$$A/6 = 2.25/6 = 0.375 \text{ m.}$$

$$e = 0.52 \text{ m} > 0.375 \text{ m OK!}$$

- Tensão máxima

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \times \frac{N}{(A - 2 \times e)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \times \frac{70.87}{(2.25 - 2 \times 0.52)} = 78.09 \text{ kN/m}$$

$$A' = 3 \times \left( \frac{2.25}{2} - 0.52 \right) = 1.815 \text{ m}$$

A figura 53 mostra o resumo das tensões na sapata, bem como o modelo mais desfavorável, que no caso é considerando apenas as tensões máximas atuantes, pois o acréscimo das forças da sobrecarga e do solo são favoráveis a diminuição dos momentos na sapata.

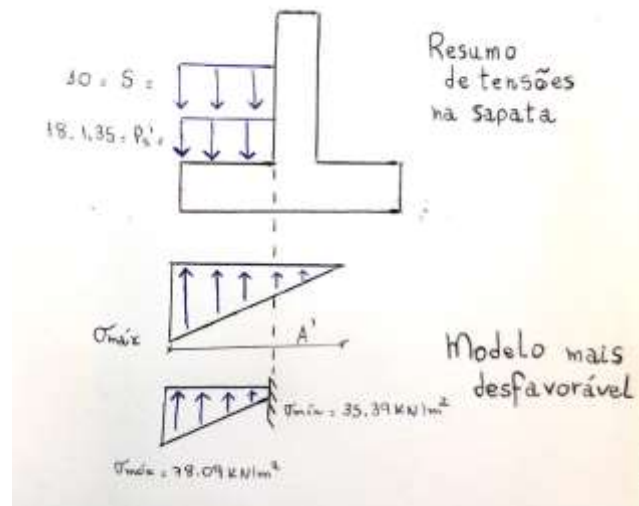


Figura 53 Resumo de tensões na sapata

Dimensionamento das armaduras:

i) “calcanhar”

$$h \leq \frac{1}{2}$$

$$h = 0.50 \leq 0.5$$

Logo, elemento flexível.

Med (caso mais desfavorável).

A seguir a figura 54 apresenta o modelo de cálculo, a figura 55 o resultado do diagrama de momentos fletores e a figura 56 o diagrama de esforços transversos, respectivamente.

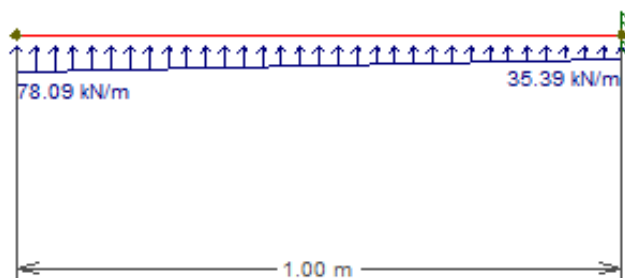


Figura 54 Modelo de cálculo "calcanhar"

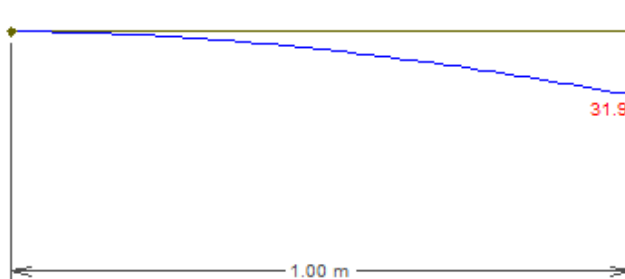


Figura 55 Diagrama de momentos fletores "calcanhar"

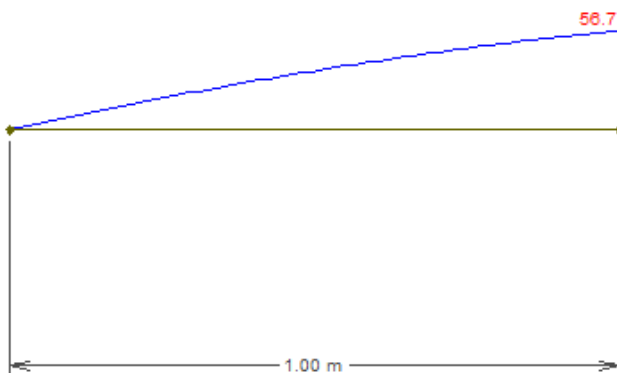


Figura 56 Diagrama de esforços transversos "calcanhar"

Med = 31.9 kNm/m

Ved = 56.7 kN/m.

$$h = 0.50 \leq \frac{1.0}{2} = 0.50$$

Portanto, elemento flexível.

E.L.U

$d = 0.45\text{m}$ .

- Momento fletor reduzido ( $\mu$ ):

$$\mu = \frac{Med}{b \times d^2 \times fcd}$$
$$\mu = \frac{31.9}{b \times 0.45^2 \times 20 \times 10^3} = 0.00788$$

- Percentagem mecânica de armadura ( $\omega$ ):

$$\omega = \mu \times (\mu + 1)$$
$$\omega = 0.00788 \times (0.00788 + 1) = 0.0079$$

- Área de armadura longitudinal ( $A_s$ ):

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{fcd}{fyd}$$
$$A_s = 0.0079 \times 1 \times 0.45 \times \frac{20}{348} \times 10^4 = 2.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura efetiva ( $A_{s,ef}$ ):

$$\Phi 10//0.20 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Verificação da quantidade de armadura EC2-9.3.1.1(4)

- Armadura mínima ( $A_{s,min}$ ):

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{fctm}{fyk} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{400} \times 100 \times 45 = 8.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{s,min} = 8.48 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 0.0013 \times bt \times d = 5.85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ OK!}$$

Verificação:

$$A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 8.48 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Falha!

Portanto altera-se a solução da Armadura efetiva ( $A_{s,ef}$ ) para

$$\Phi 12//0.10 = 11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Verificação do espaçamento máximo entre varões EC2-9.3.1.1(3)

- Espaçamento zonas de momentos máximos:

$$S_{max} = 2 \times h = 2 \times 50 = 100\text{cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 25 \text{ cm}$

$$S_{max} = 25\text{cm} \geq S_{ef} = 20\text{cm}$$

- Espaçamento zonas após dispensa das armaduras positivas:

$$S_{max} = 3 \times h = 3 \times 50 = 150\text{ cm} \leq 2 \times S_{ef} = 20\text{ cm}$$

Como a condição não verifica adota-se  $S_{max} = 40\text{ cm}$ .

$$S_{max} = 40\text{ cm} \geq 2 \times S_{ef} = 20\text{ cm OK!}$$

## 5.5 Comparação entre os resultados obtidos.

Com os cálculos automáticos e manuais realizados, realiza-se a comparação dos resultados obtidos, de forma a validar o modelo.

Serão apresentadas imagens da pormenorização dos resultados obtidos, mas vale ressaltar que as peças desenhadas com toda informação necessária se encontram em anexo.

### 5.5.1 Escadas.

Os resultados das armaduras obtidas em ambos os cálculos estão representados na tabela a seguir, tabela 17.

Tabela 17 Comparação resultados da escada

Tipo de armadura	Cálculo manual	Cálculo automático
Armadura longitudinal	$\Phi 10//0.15$ (5.24 cm <sup>2</sup> /m)	$\Phi 10//0.15$ (5.24 cm <sup>2</sup> /m)
Armadura de distribuição	$\Phi 8//0.20$ (3.35 cm <sup>2</sup> /m)	$\Phi 10//0.15$ (5.24 cm <sup>2</sup> /m)
Armadura de bordo apoiado	$\Phi 6//0.20$ (1.4 cm <sup>2</sup> /m)	$\Phi 10//0.30$ (2.62 cm <sup>2</sup> /m)

A diferença apresentada entre os dois resultados deve-se ao modelo adotado para o cálculo manual, modelo apoiado/apoiado, enquanto pelos resultados obtidos no cálculo automático podemos observar que o modelo que se aproxima seria apoiado/encastado. Além do fato que o modelo automático entra com as ações do sismo na estrutura.

As imagens a seguir mostra a pormenorização das escadas, manual e automático, respectivamente.

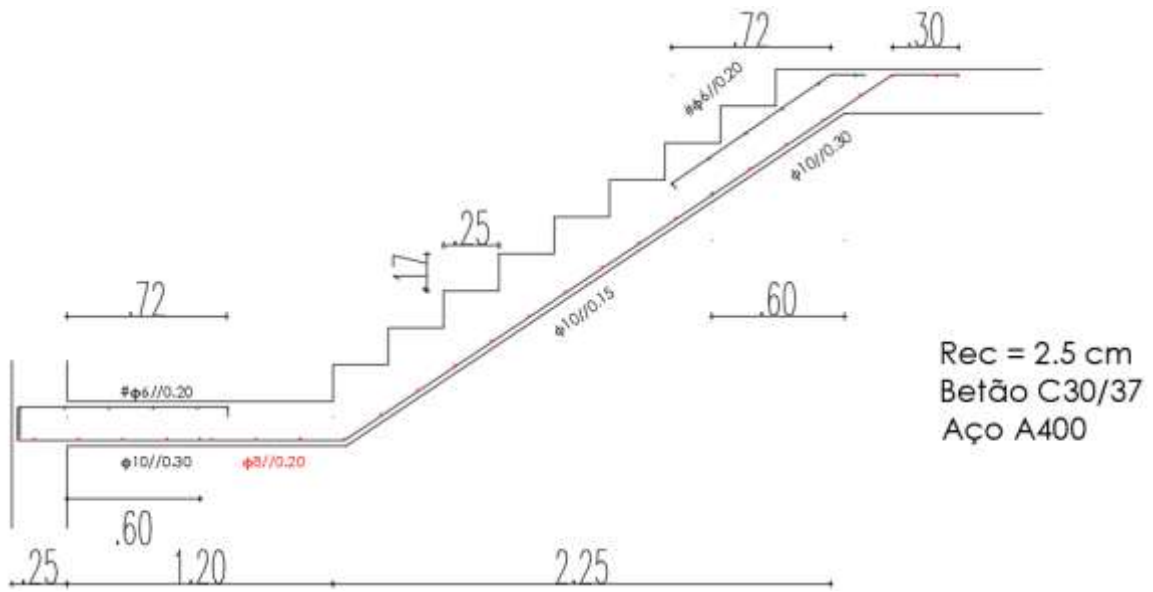


Figura 57 Pormenorização escadas, cálculo manual

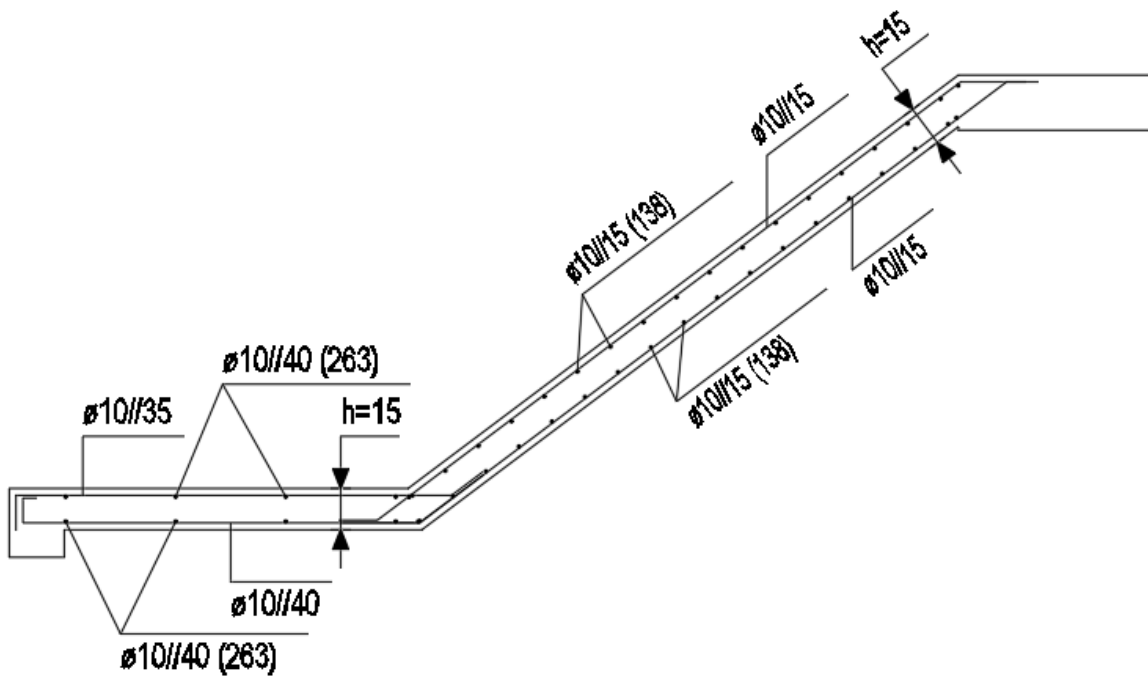


Figura 58 Pormenorização escada tipo, cálculo automático

### 5.5.2 Lajes.

A tabela 18 apresenta os resultados obtidos no cálculo manual e automático para parte da laje do piso 0.

Tabela 18 Comparação de resultados da laje

Direção	Faixa	Cálculo manual			Cálculo automático	
			solução As,ef (cm <sup>2</sup> /m)		solução As,ef (cm <sup>2</sup> /m)	
xx	FP,x1	17,37	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
		-29,84	Φ 10//0,15	5,24	Φ 10//0,15	5,24
	FC,x1	14,21	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
		-9,95	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
yy	FP,y1	<b>30,59</b>	<b>Φ 10//0,125</b>	<b>6,28</b>	Φ 10//0,15+ 1Φ12	7,86
		-23,61	Φ 10//0,175	4,49	Φ 10//0,15	5,24
	FC,y1	9,24	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
		-2,90	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
xx	FP,x2	<b>86,19</b>	<b>Φ 16//0,10</b>	<b>20,11</b>	Φ 10//0,15 +1Φ10	6,82
		0,00	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
	FC,x2	<b>70,52</b>	<b>Φ 16//0,15</b>	<b>13,40</b>	Φ 10//0,15+ 1Φ10	6,82
		0,00	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
yy	FP,y2	27,11	Φ 10//0,15	5,24	Φ 10//0,15	5,24
		<b>-79,94</b>	<b>Φ 16//0,125</b>	<b>16,08</b>	Φ 10//0,15 + 1Φ12	7,86
	FC,y2	5,55	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24
		-6,66	Φ 10//0,20	3,93	Φ 10//0,15	5,24

A diferença entre os resultados obtidos, deve-se ao fato de o cálculo manual ser realizado utilizando o método dos pórticos equivalentes, enquanto o cálculo automático faz o uso do método dos elementos finitos, além disso, o cálculo automático conta com as ações do sismo no edifício e utilizou armadura base em ambas as faces, colocando reforços apenas nas zonas de momentos máximos onde a armadura base foi o suficiente.

Mesmo com essas diferenças apresentadas, podemos concluir que os resultados da área de armadura obtidas não se diferem muito.

A seguir a figura 59 apresenta os resultados obtidos para as armaduras inferiores, e a figura 60 para as armaduras superiores, obtidas no cálculo automático, onde podemos também observar os reforços acima mencionados.



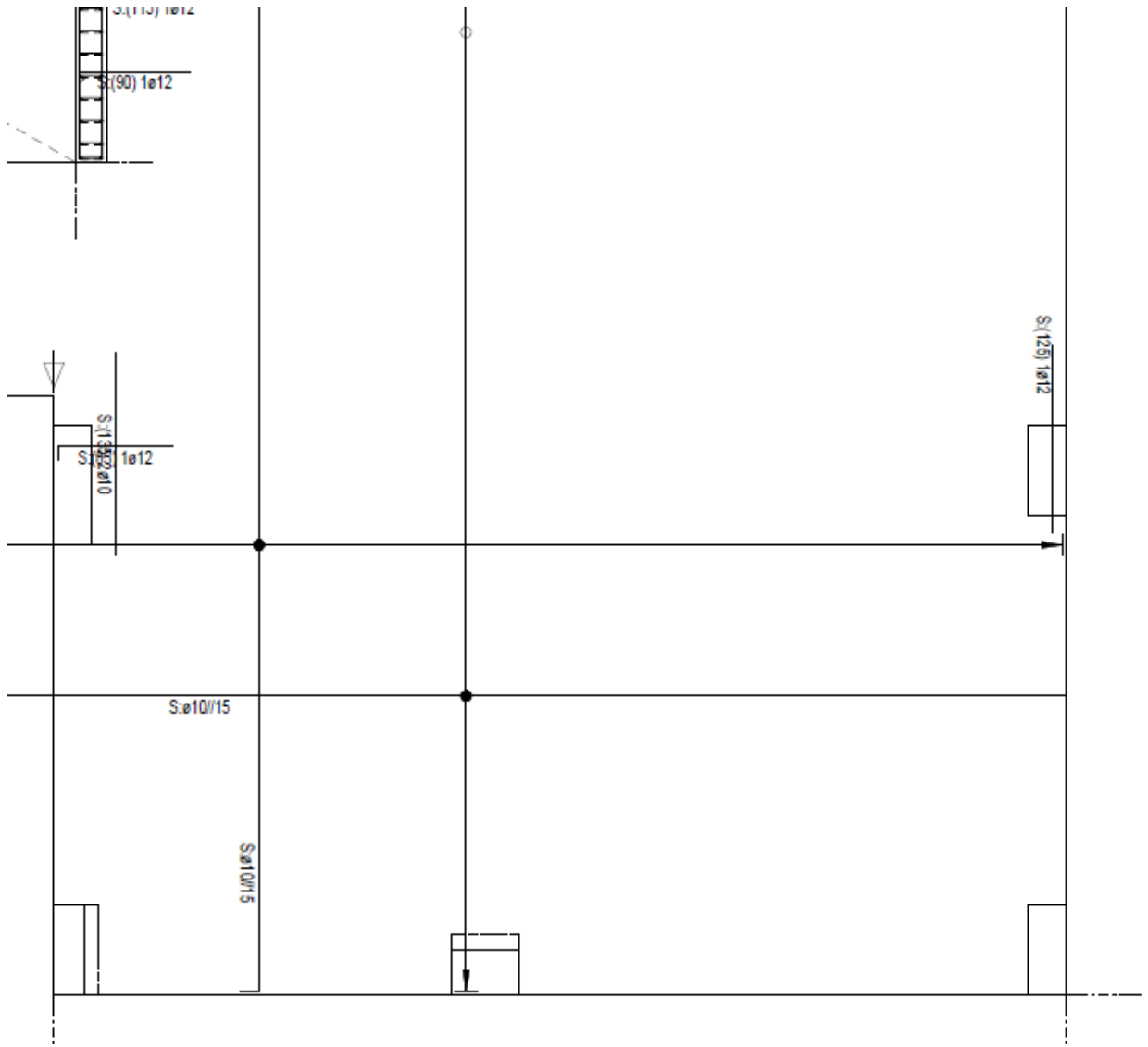


Figura 60 Armaduras superiores da laje, cálculo automático

### 5.5.3 Muros de cave.

O cálculo manual do muro de cave foi realizado em separado da estrutura.

Os resultados obtidos das armaduras e as dimensões da fundação para ambos os casos está representado a seguir, tabela 19.

Tabela 19 Comparação dos resultados obtidos do muro de cave

Muro	Cálculo manual	Cálculo automático
As,ef	$\phi 10//0.10$ (7.85 cm <sup>2</sup> /m)	$\phi 12//0.15$ (7.54 cm <sup>2</sup> /m)
Espessura	25cm	25 cm
Sapata	Cálculo manual	Cálculo automático
As,ef	$\phi 12//0,10$ (11.31cm <sup>2</sup> /m)	$\phi 12//0,10$ (11.31cm <sup>2</sup> /m)
Dimensões (comprimento x altura)	2.25 x 0.50 m	2.05 x 0.50 m

Podemos assim concluir que a taxa de armadura em ambos os casos, bem como a dimensão da sapata, não apresenta diferença significativa.

A figura 61 apresenta a pormenorização obtida pelo programa de cálculo automático.

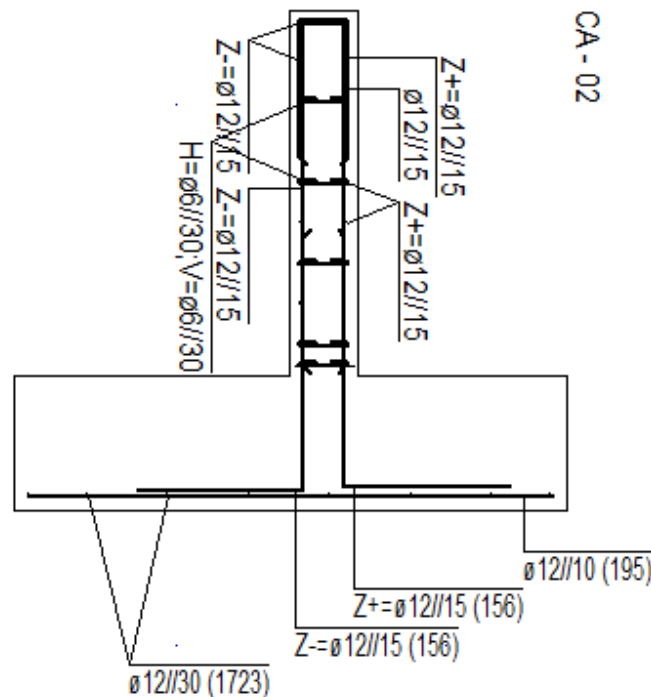


Figura 61 Pormenorização muro de cave

## **Capítulo 6 - Conclusão.**

Conclui-se que a elaboração do projeto estrutural é condicionada pelo projeto arquitetônico, o projeto estrutural deve sempre atender aos limites de segurança e utilização e cumprir os regulamentos e normas em vigor, neste caso concreto os Eurocódigos, bem como, levar em consideração os aspectos econômicos e sustentáveis.

Assim, cabe aos arquitetos e engenheiros trabalhar em conjunto para a elaboração do projeto arquitetônico de forma garantir a compatibilização com o projeto estrutural, assegurando a construção mais econômica, viável, prática e sustentável.

Os objetivos propostos nesse trabalho foram atingidos, como a concepção estrutural, definição das ações, dimensionamento manual e automático, e , por fim, a elaboração das peças desenhadas.

Vale ressaltar que as peças desenhadas devem ser realizadas de forma clara e sucinta, para que no momento da construção os diversos intervenientes consigam interpretar e construir conforme projetado.

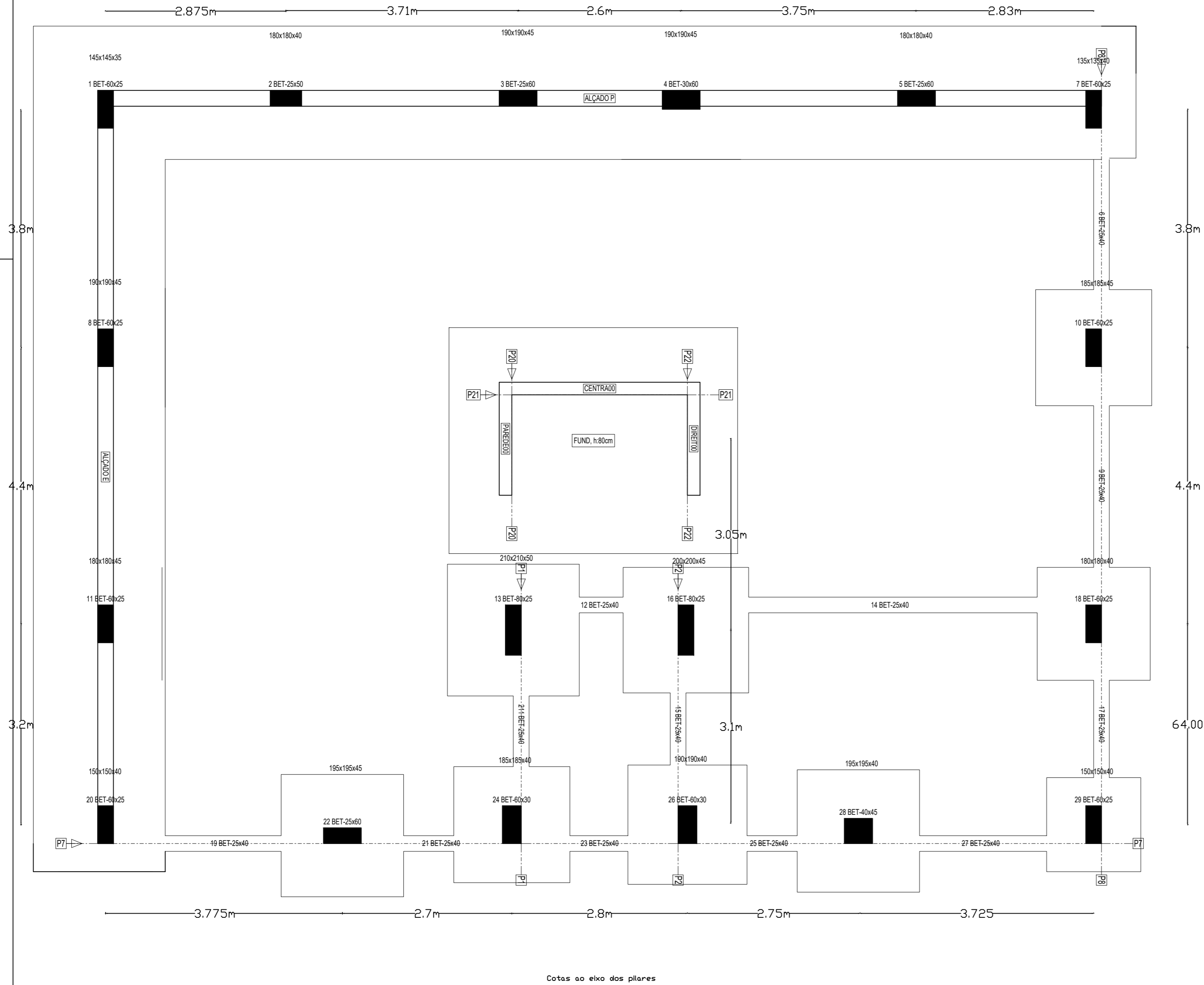


## Referências

- [1] “Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas”, 2009
- [2] “Eurocódigo 2 - Projetos de estruturas de betão”, 2010.
- [3] “Eurocódigo 1-Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, 2009
- [4] “Eurocódigo 1-Acções em estruturas Parte 1-3: Acções gerais Acções da neve”, 1991
- [5] “EN1998, Eurocódigo 8”, 2010.

Plano -275

Cotas ao eixo dos pilares

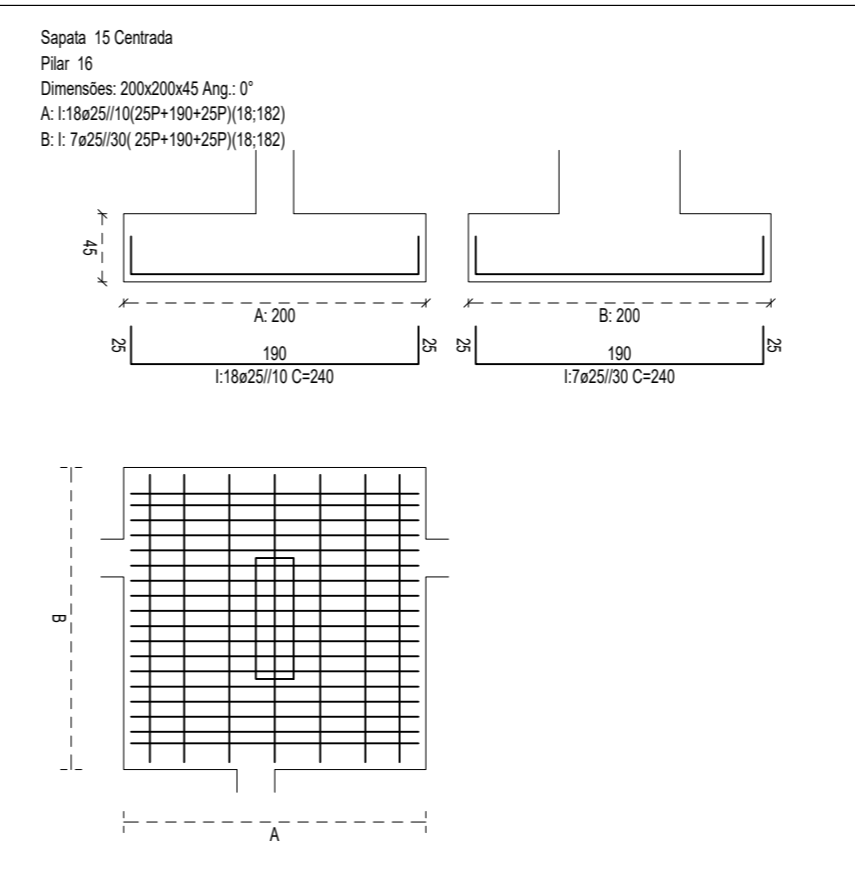
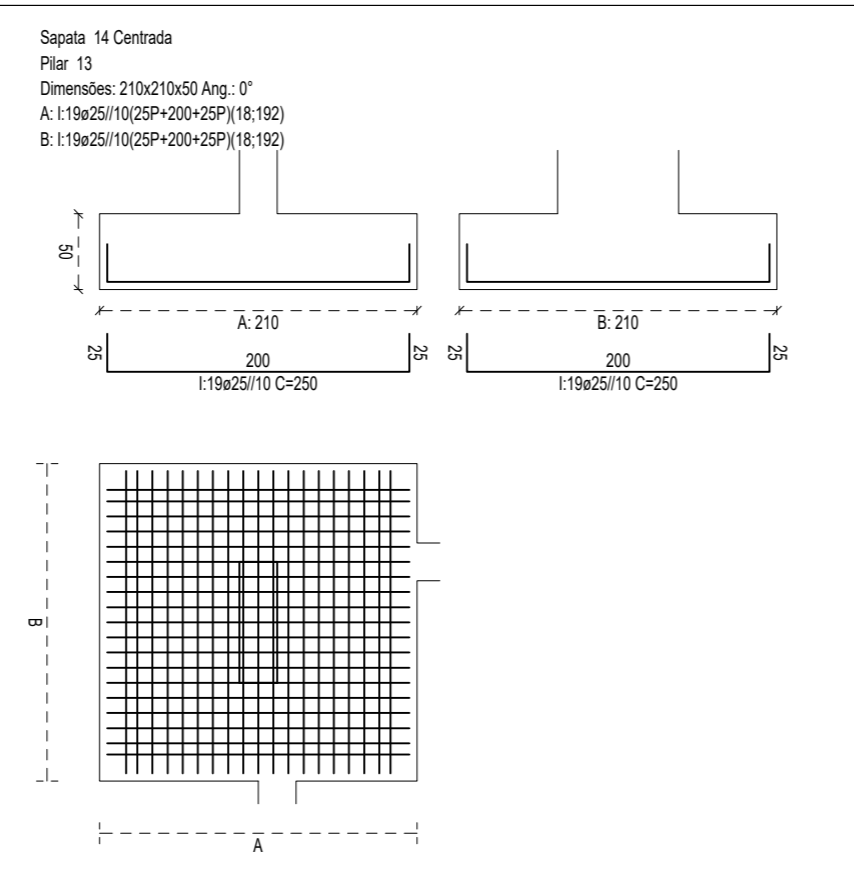
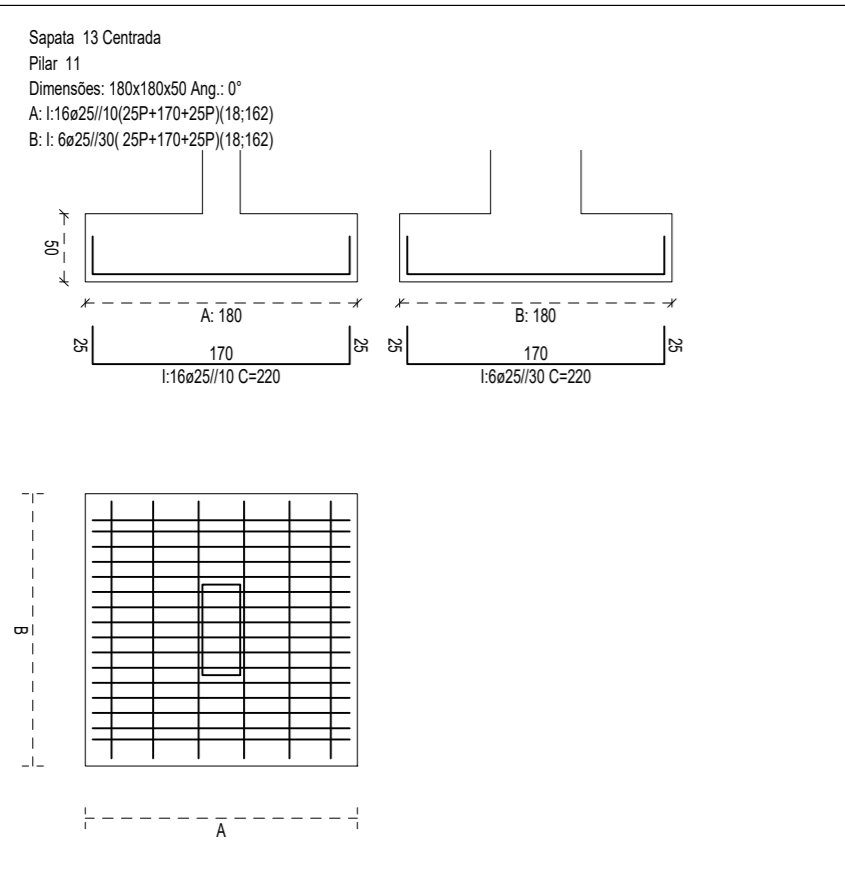
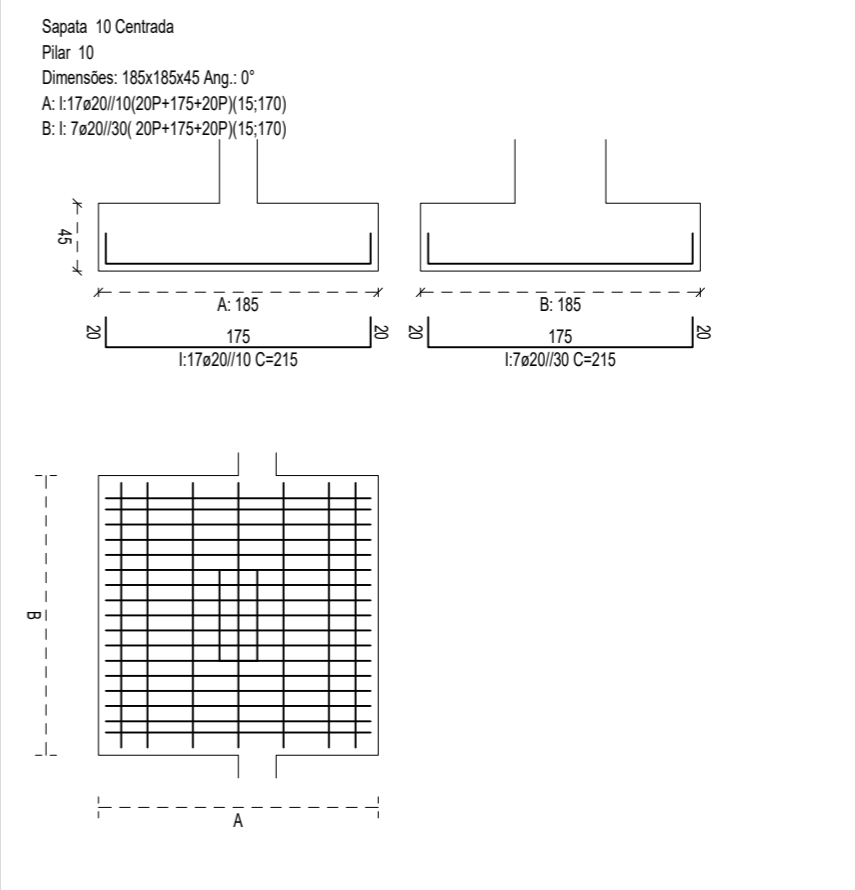
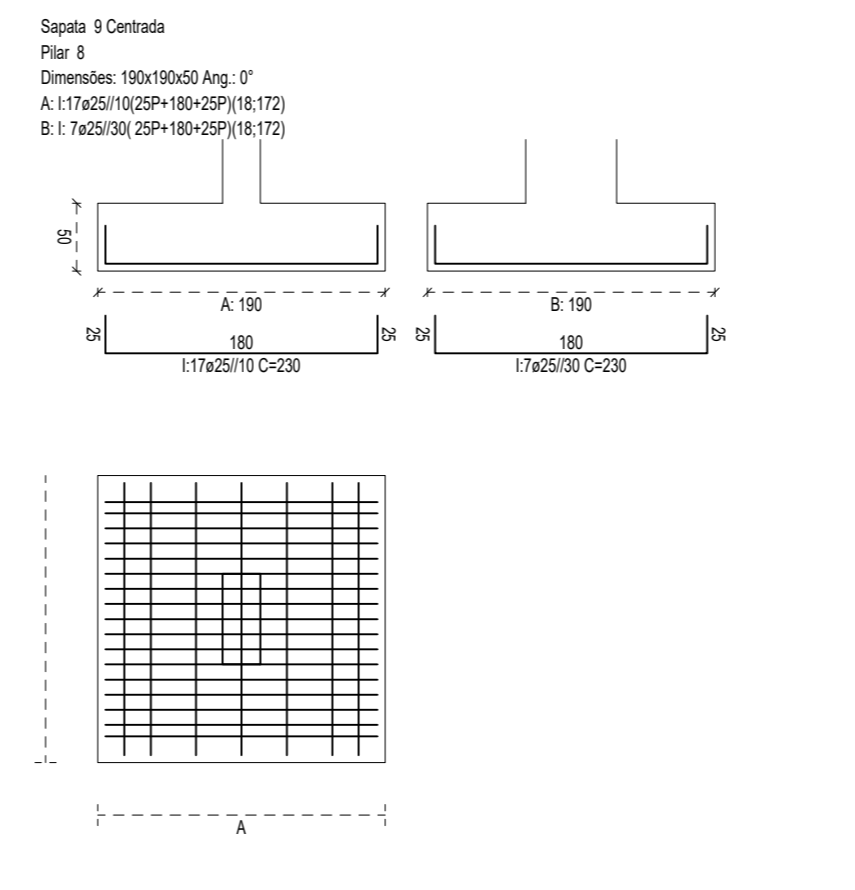
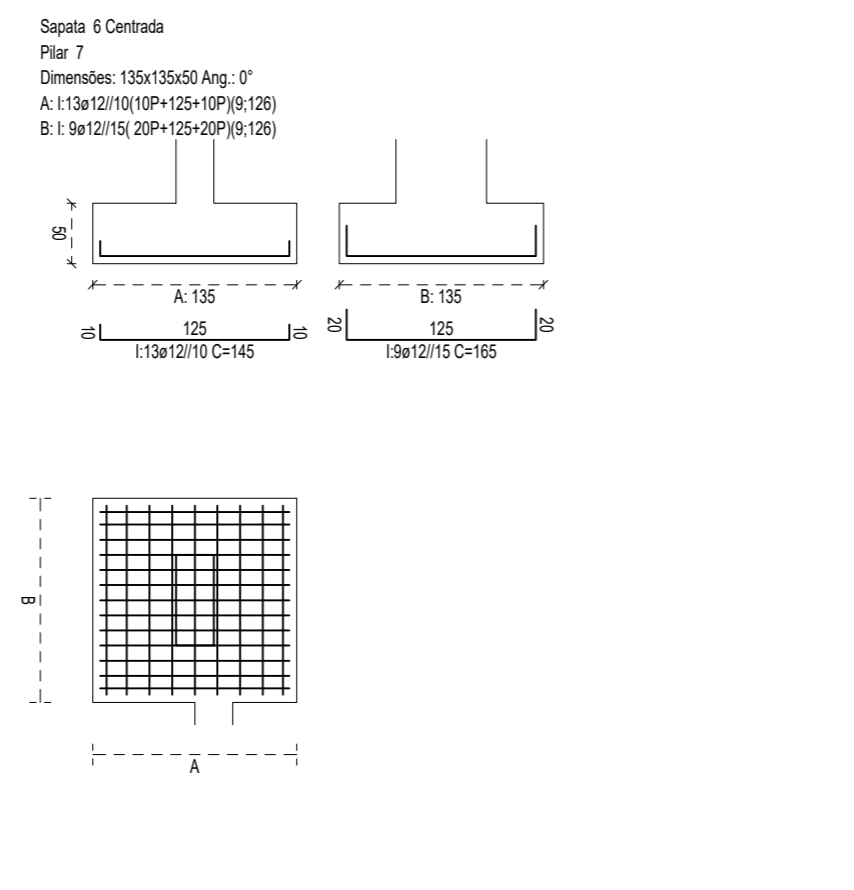
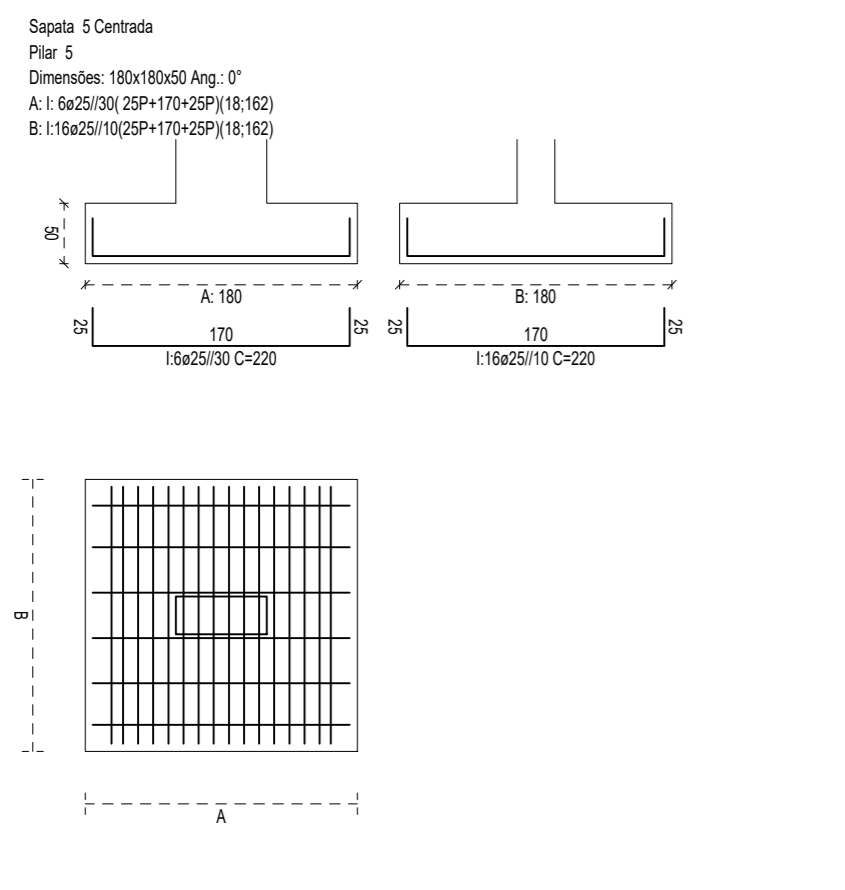
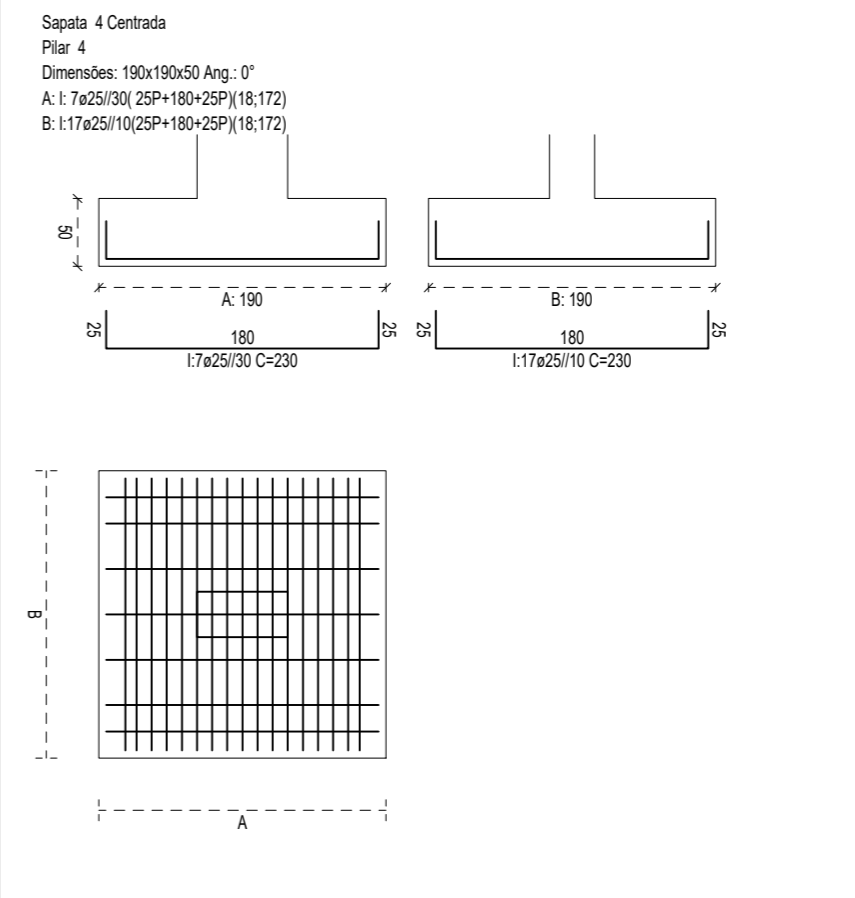
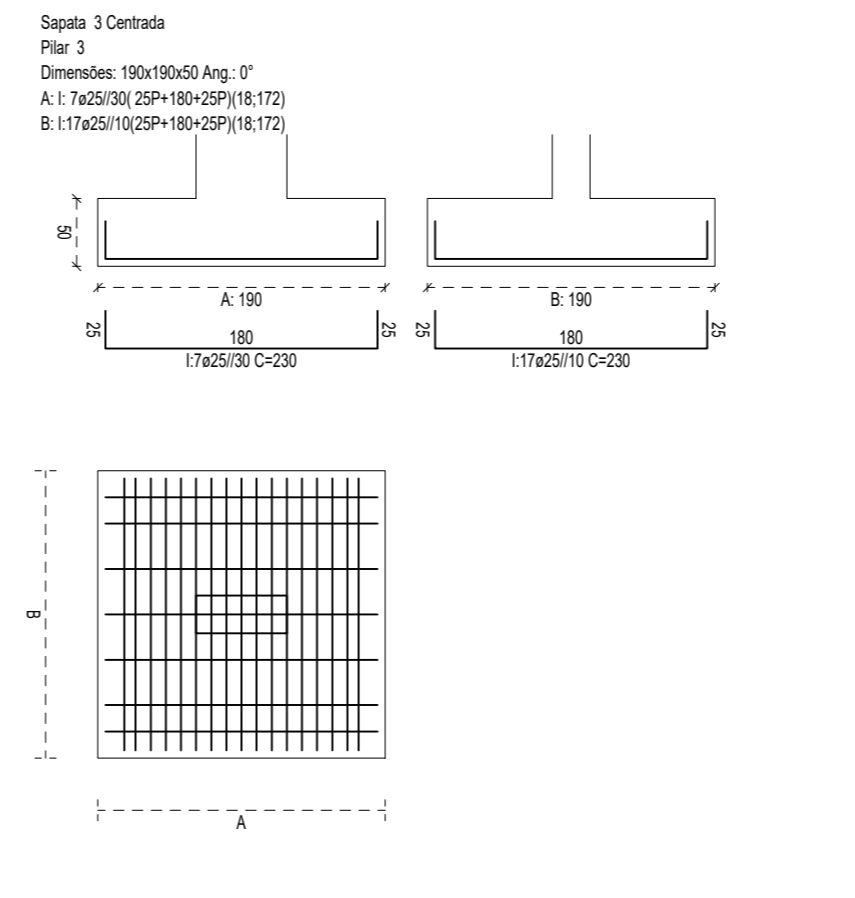
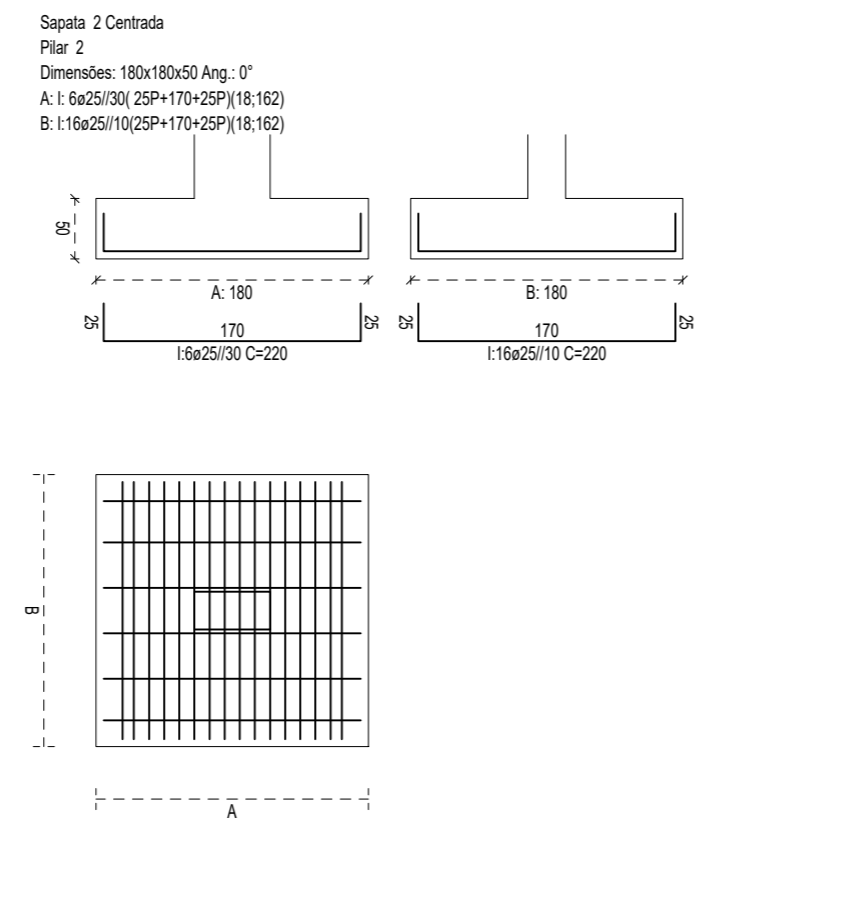
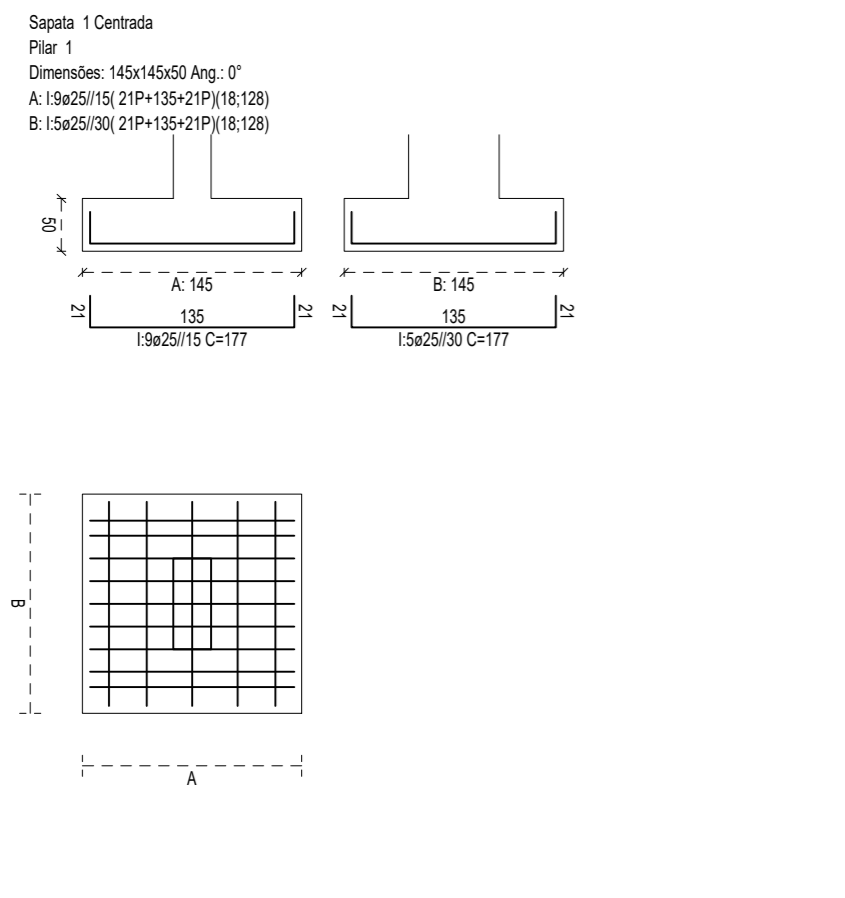


Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>															
Des.	Planta de Implantação -275																	
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva																	
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva																	
Escala:	Planta de implantação	<table border="1"> <tr> <td colspan="5">Desenho N° 0</td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> </table>		Desenho N° 0														
Desenho N° 0																		
1/50																		
Toleran.																		



**QUADRO DE SAPATAS**

Alturas e cotas em cm Escala: 1/50

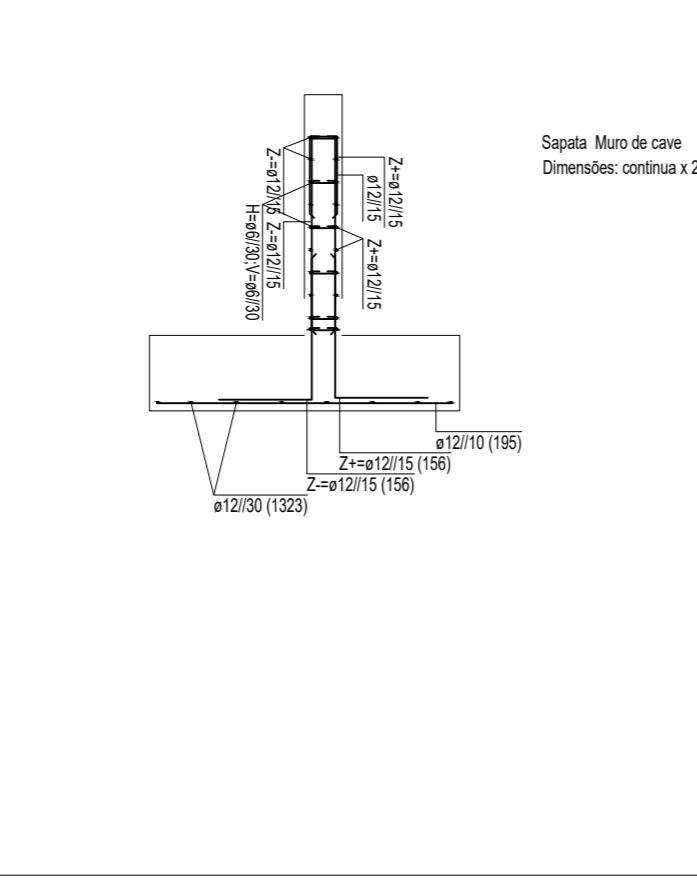
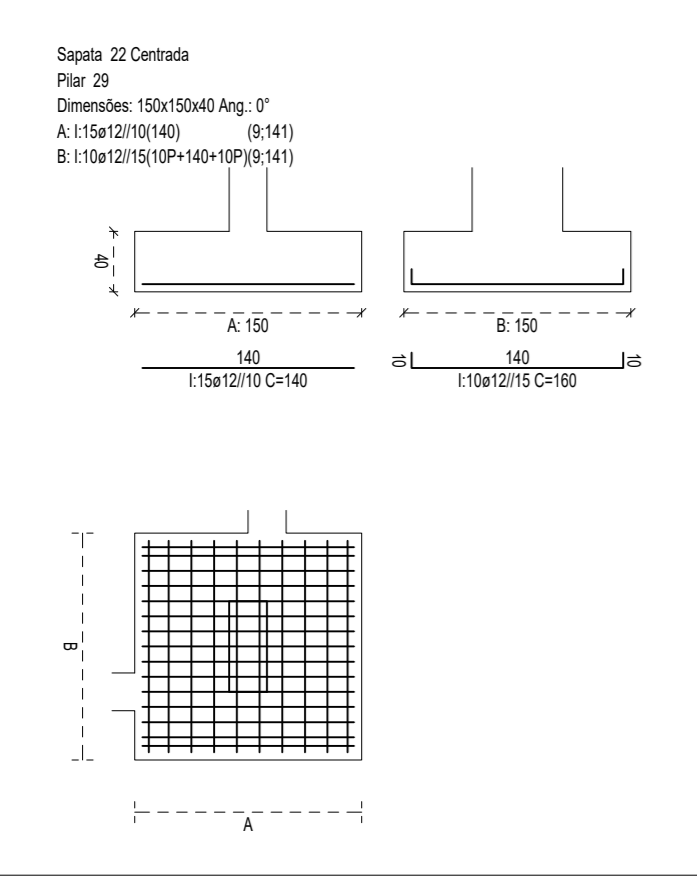
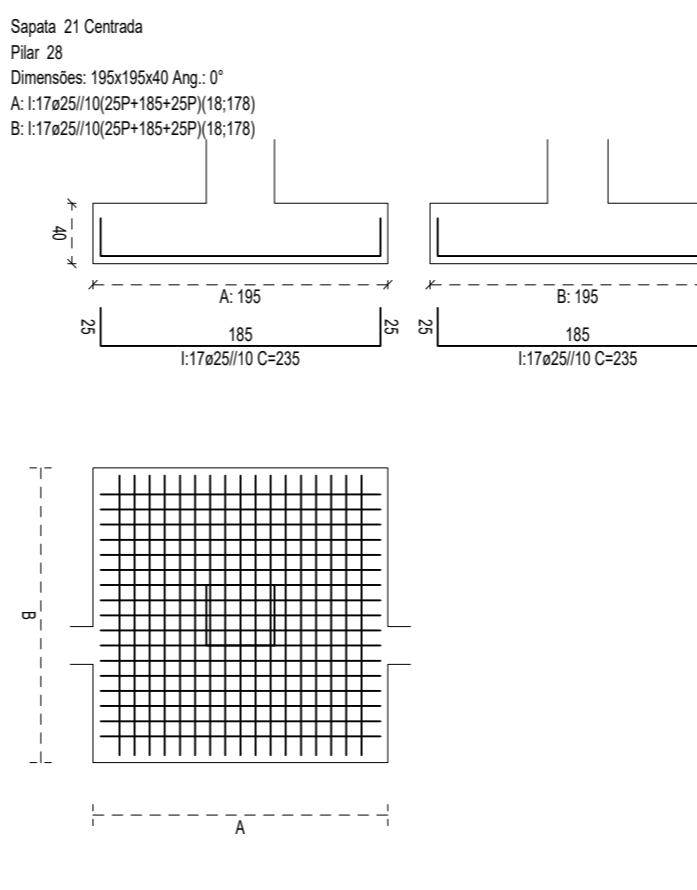
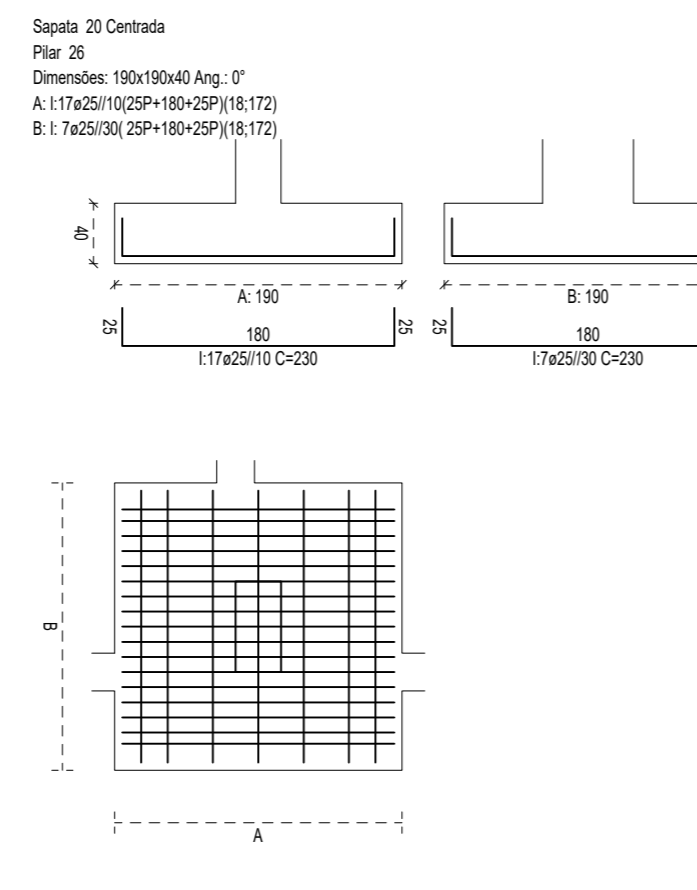
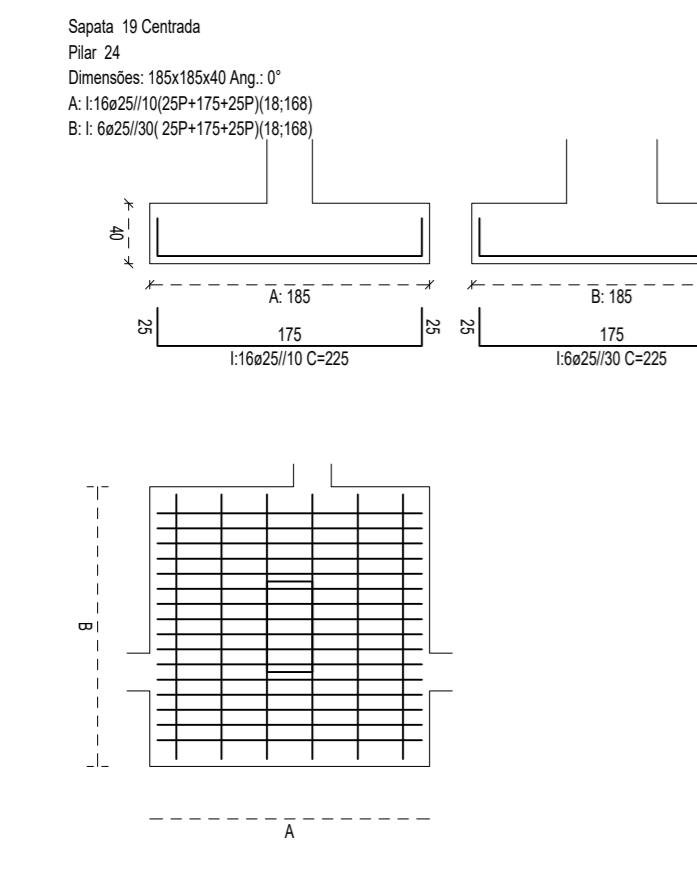
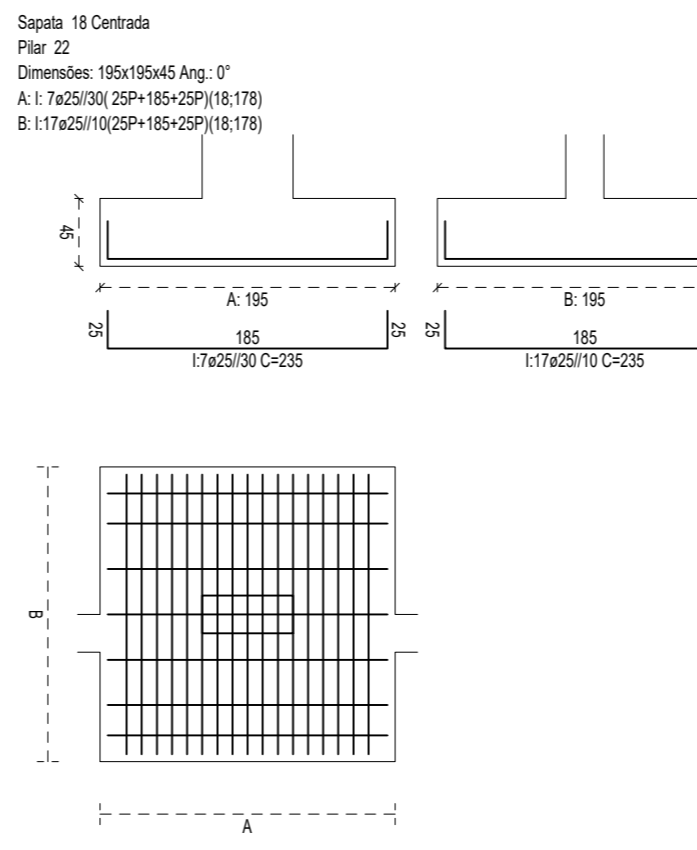
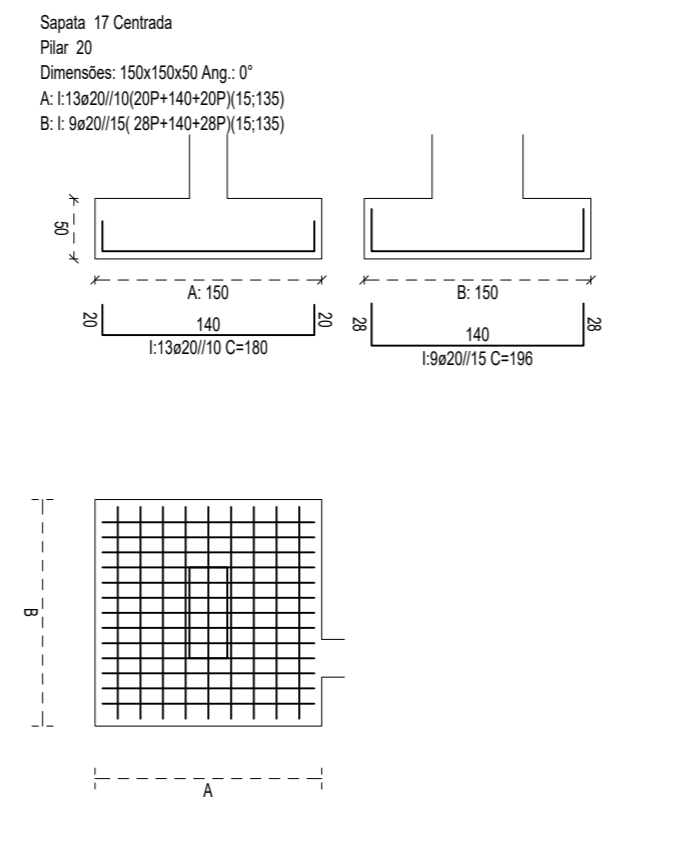
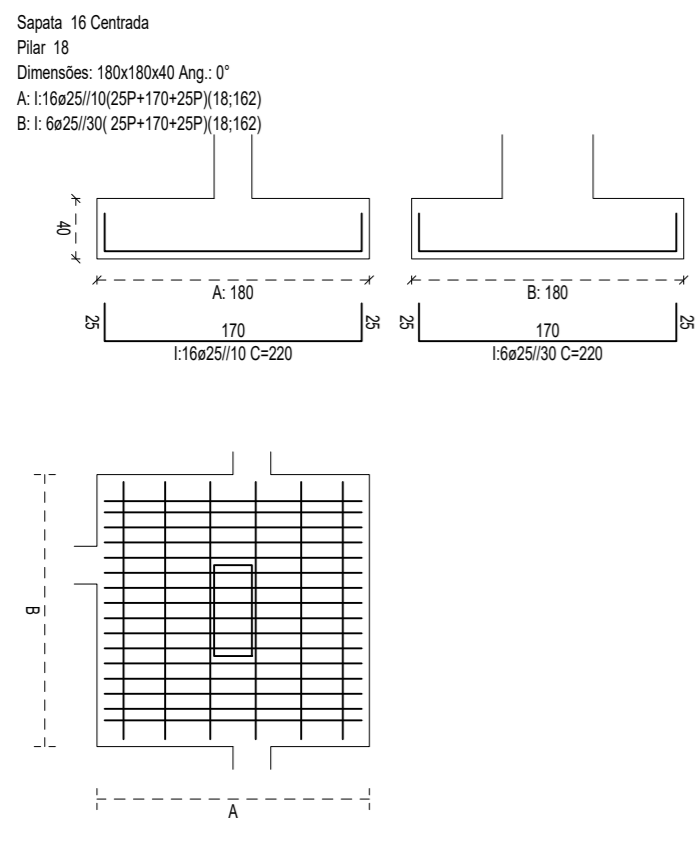


Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Quadro de sapatas		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta de Fundações	Desenho Nº 01
Toleran.			

**QUADRO DE SAPATAS**

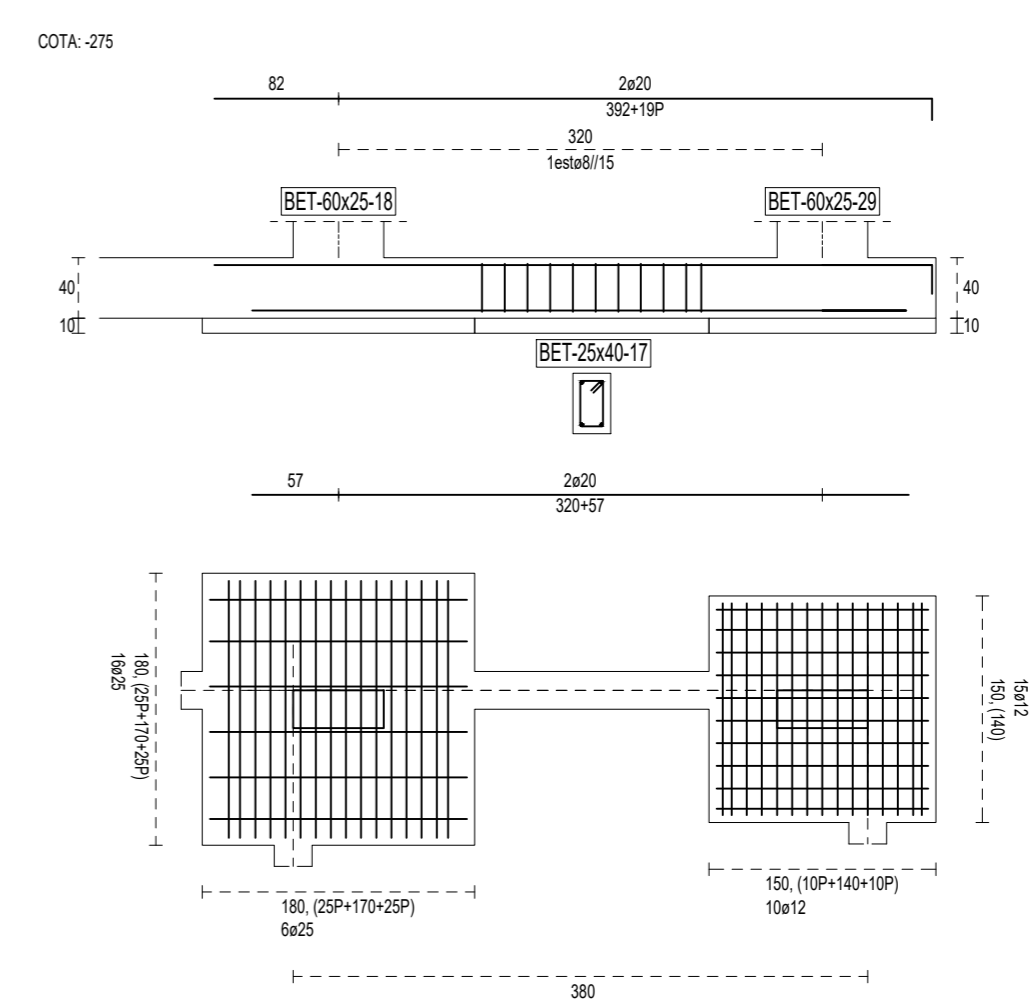
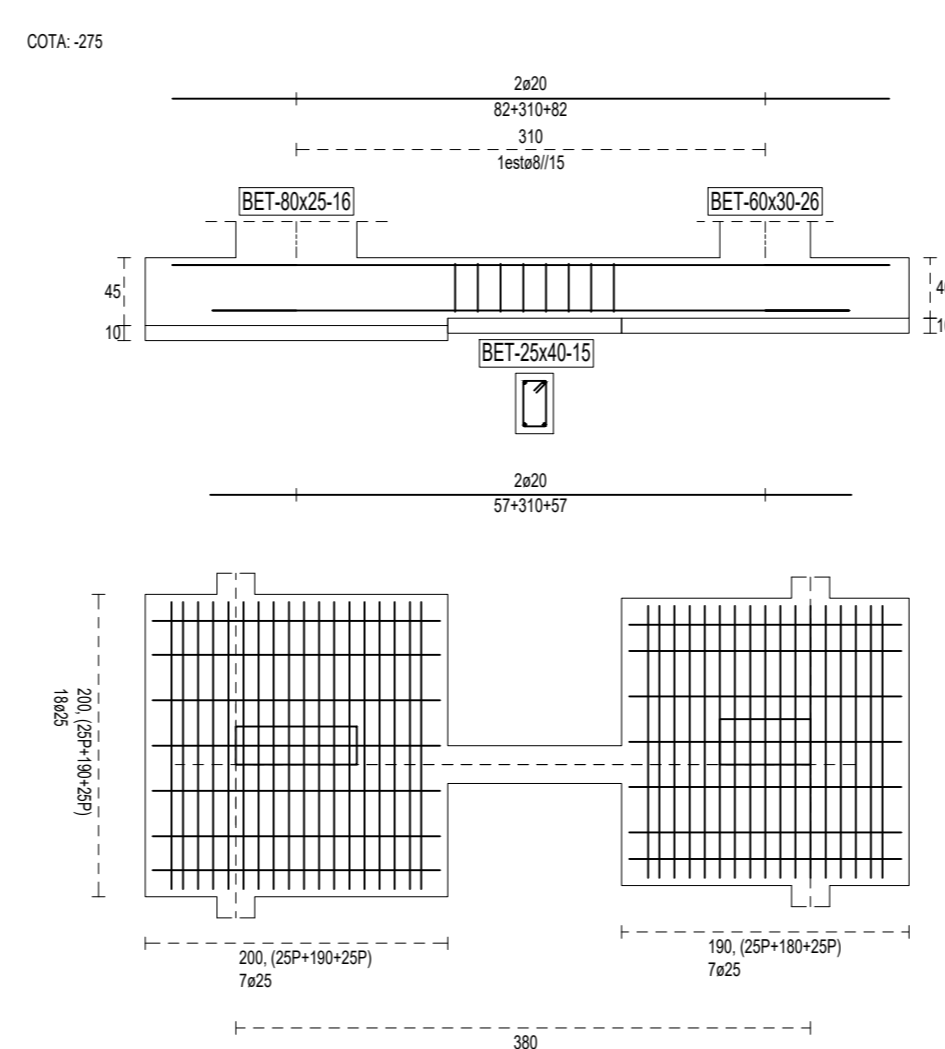
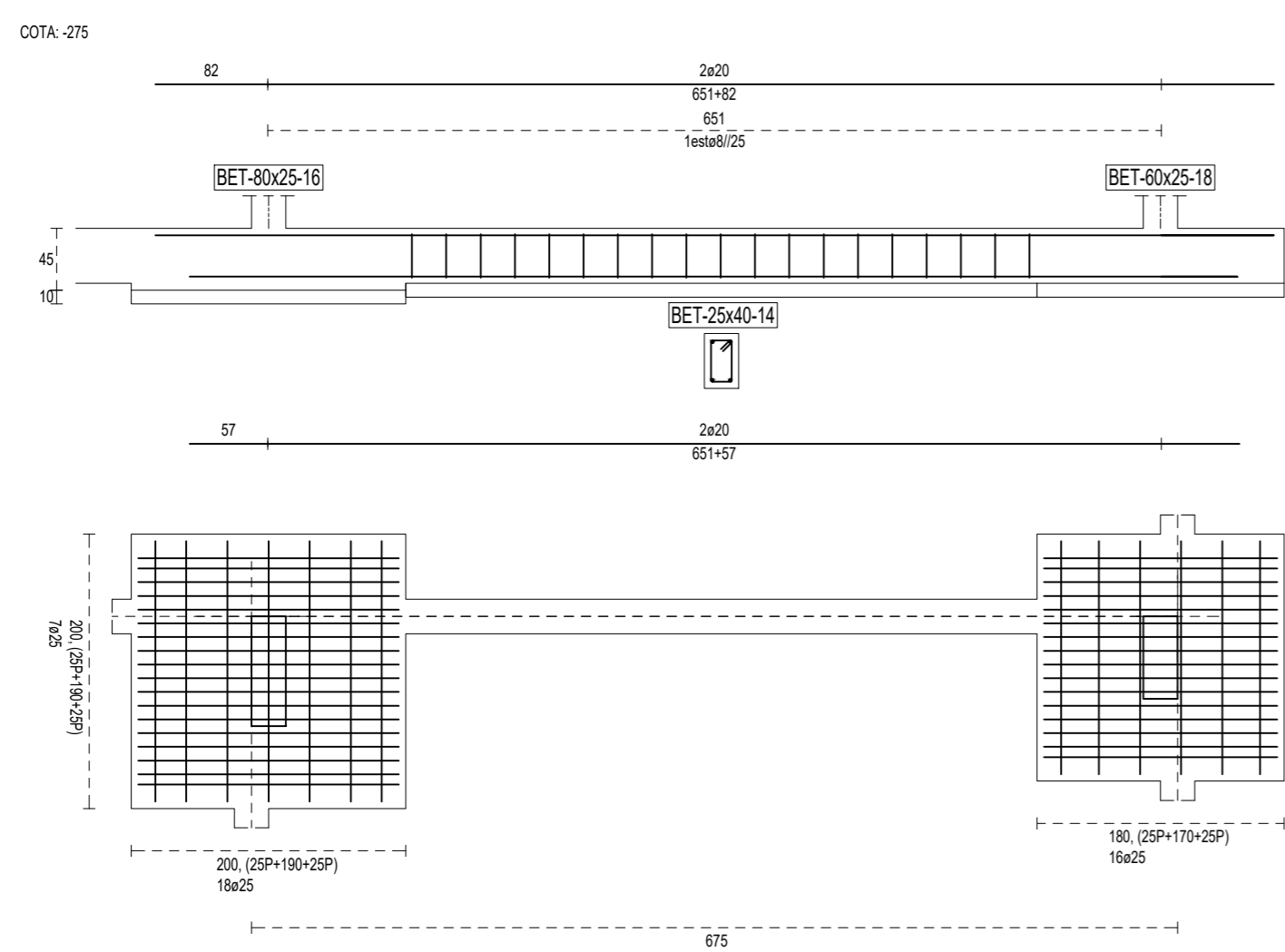
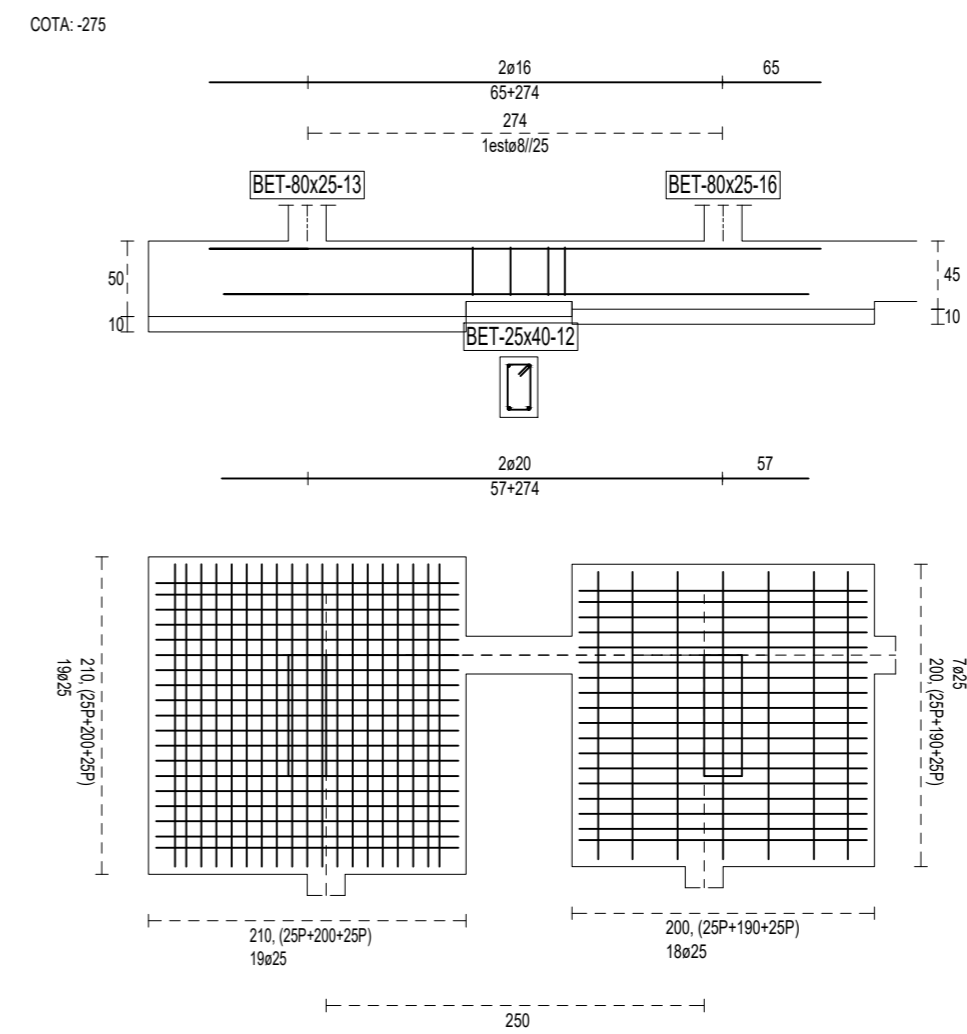
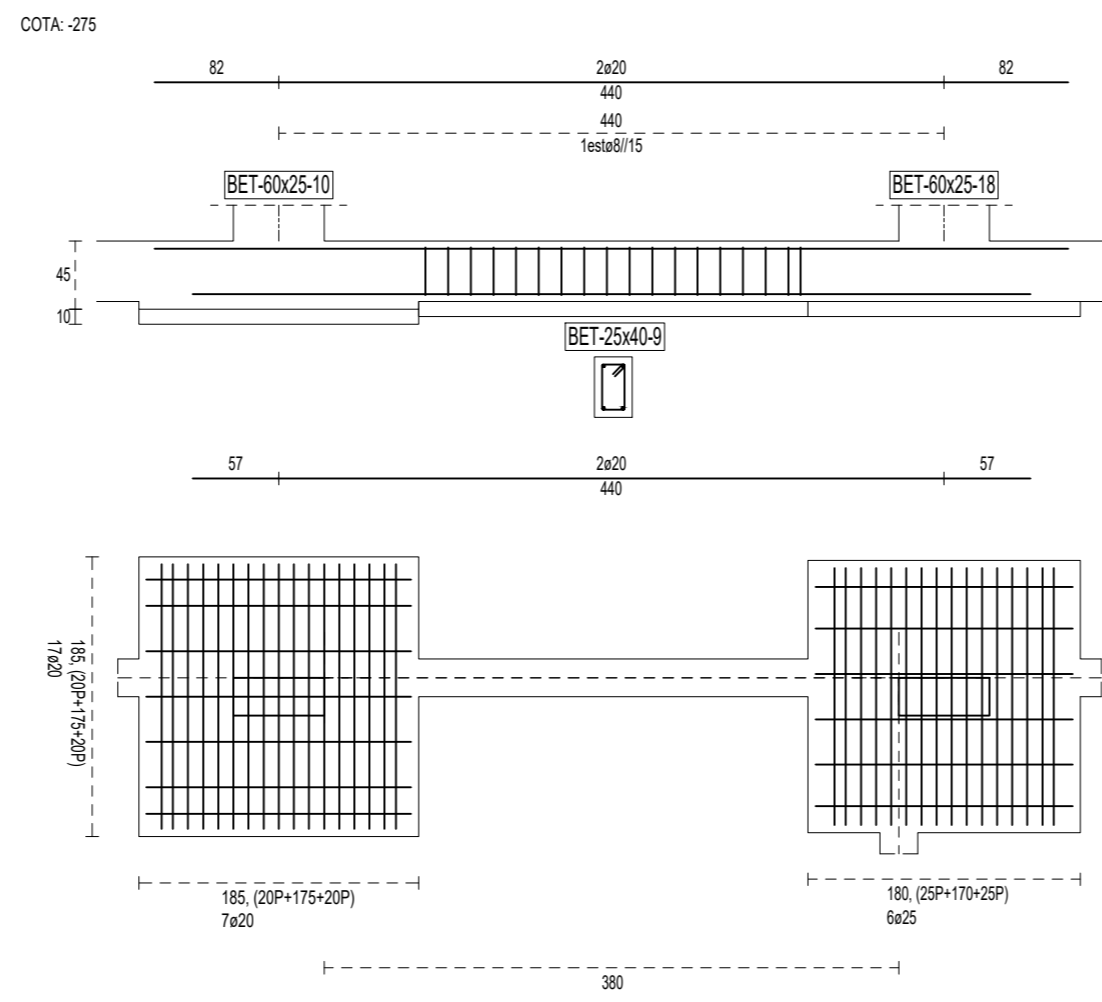
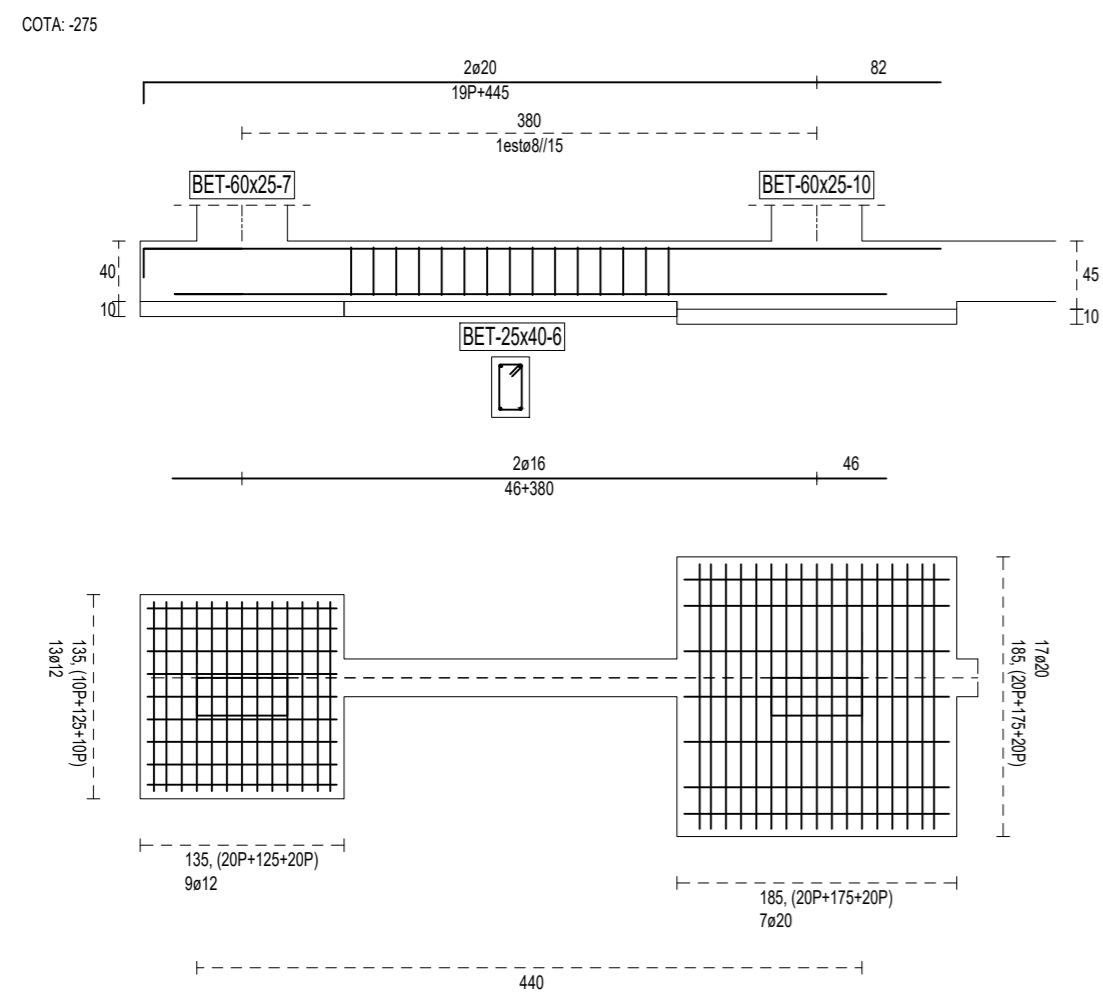
Alturas e cotas em cm Escala: 1/50

TABELA DE FUNDAÇÕES			
	Dim.(cm)	Altura	Armadura
Sapata 1	A: 145	50	Inf. A: 9ø25/15(21P+135+21P)(18,128)
	B: 145		Inf. B: 6ø25/30(21P+135+21P)(18,128)
Sapata 2	A: 180	50	Inf. A: 6ø25/30(25P+170+25P)(18,162)
	B: 180		Inf. B: 16ø25/10(25P+170+25P)(18,162)
Sapata 3	A: 190	50	Inf. A: 7ø25/30(25P+180+25P)(18,172)
	B: 190		Inf. B: 17ø25/10(25P+180+25P)(18,172)
Sapata 4	A: 190	50	Inf. A: 7ø25/30(25P+180+25P)(18,172)
	B: 190		Inf. B: 17ø25/10(25P+180+25P)(18,172)
Sapata 5	A: 180	50	Inf. A: 6ø25/30(25P+170+25P)(18,162)
	B: 180		Inf. B: 16ø25/10(25P+170+25P)(18,162)
Sapata 6	A: 135	50	Inf. A: 13ø12/10(10P+125+10P)(9,126)
	B: 135		Inf. B: 9ø12/15(20P+125+20P)(9,126)
Sapata 9	A: 190	50	Inf. A: 17ø25/10(25P+180+25P)(18,172)
	B: 190		Inf. B: 7ø25/30(25P+180+25P)(18,172)
Sapata 10	A: 185	45	Inf. A: 17ø20/10(20P+175+20P)(15,170)
	B: 185		Inf. B: 7ø20/30(20P+175+20P)(15,170)
Sapata 13	A: 180	50	Inf. A: 16ø25/10(25P+170+25P)(18,162)
	B: 180		Inf. B: 6ø25/30(25P+170+25P)(18,162)
Sapata 14	A: 210	50	Inf. A: 19ø25/10(25P+200+25P)(18,192)
	B: 210		Inf. B: 19ø25/10(25P+200+25P)(18,192)
Sapata 15	A: 200	45	Inf. A: 18ø25/10(25P+190+25P)(18,182)
	B: 200		Inf. B: 7ø25/30(25P+190+25P)(18,182)
Sapata 16	A: 180	40	Inf. A: 16ø25/10(25P+170+25P)(18,162)
	B: 180		Inf. B: 6ø25/30(25P+170+25P)(18,162)
Sapata 17	A: 150	50	Inf. A: 13ø20/10(20P+140+20P)(15,135)
	B: 150		Inf. B: 9ø20/15(28P+140+28P)(15,135)
Sapata 18	A: 195	45	Inf. A: 7ø25/30(25P+185+25P)(18,178)
	B: 195		Inf. B: 17ø25/10(25P+185+25P)(18,178)
Sapata 19	A: 185	40	Inf. A: 16ø25/10(25P+175+25P)(18,168)
	B: 185		Inf. B: 6ø25/30(25P+175+25P)(18,168)
Sapata 20	A: 190	40	Inf. A: 17ø25/10(25P+180+25P)(18,172)
	B: 190		Inf. B: 7ø25/30(25P+180+25P)(18,172)
Sapata 21	A: 195	40	Inf. A: 17ø25/10(25P+185+25P)(18,178)
	B: 195		Inf. B: 17ø25/10(25P+185+25P)(18,178)
Sapata 22	A: 150	40	Inf. A: 15ø12/10(140)(9,141)
	B: 150		Inf. B: 10ø12/15(10P+140+10P)(9,141)
Parede CENTRA00	Comprimento	320	80
Parede PAREDE00	Comprimento	180	80
Parede DIREITO0	Comprimento	180	80
Lintel de fundação 6	Comprimento	380	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (19P+527)(546) Transv. 1ø20ø/15
Lintel de fundação 9	Comprimento	440	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (654) Transv. 1ø20ø/15
Lintel de fundação 12	Comprimento	274	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (388) Transv. 1ø20ø/25
Lintel de fundação 14	Comprimento	651	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (815) Transv. 1ø20ø/25
Lintel de fundação 15	Comprimento	310	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (474) Transv. 1ø20ø/15
Lintel de fundação 17	Comprimento	320	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (434) Transv. 1ø20ø/15
Lintel de fundação 19	Comprimento	378	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (19P+532)(551) Transv. 1ø20ø/25
Lintel de fundação 21	Comprimento	270	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (384) Transv. 1ø20ø/25
Lintel de fundação 23	Comprimento	280	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (394) Transv. 1ø20ø/25
Lintel de fundação 25	Comprimento	273	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (387) Transv. 1ø20ø/25
Lintel de fundação 27	Comprimento	375	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (529+19P)(548) Transv. 1ø20ø/25
Lintel de fundação 211	Comprimento	310	40
	Largura	25	Sup. 2ø20 (502+24P)(526) Transv. 1ø20ø/10



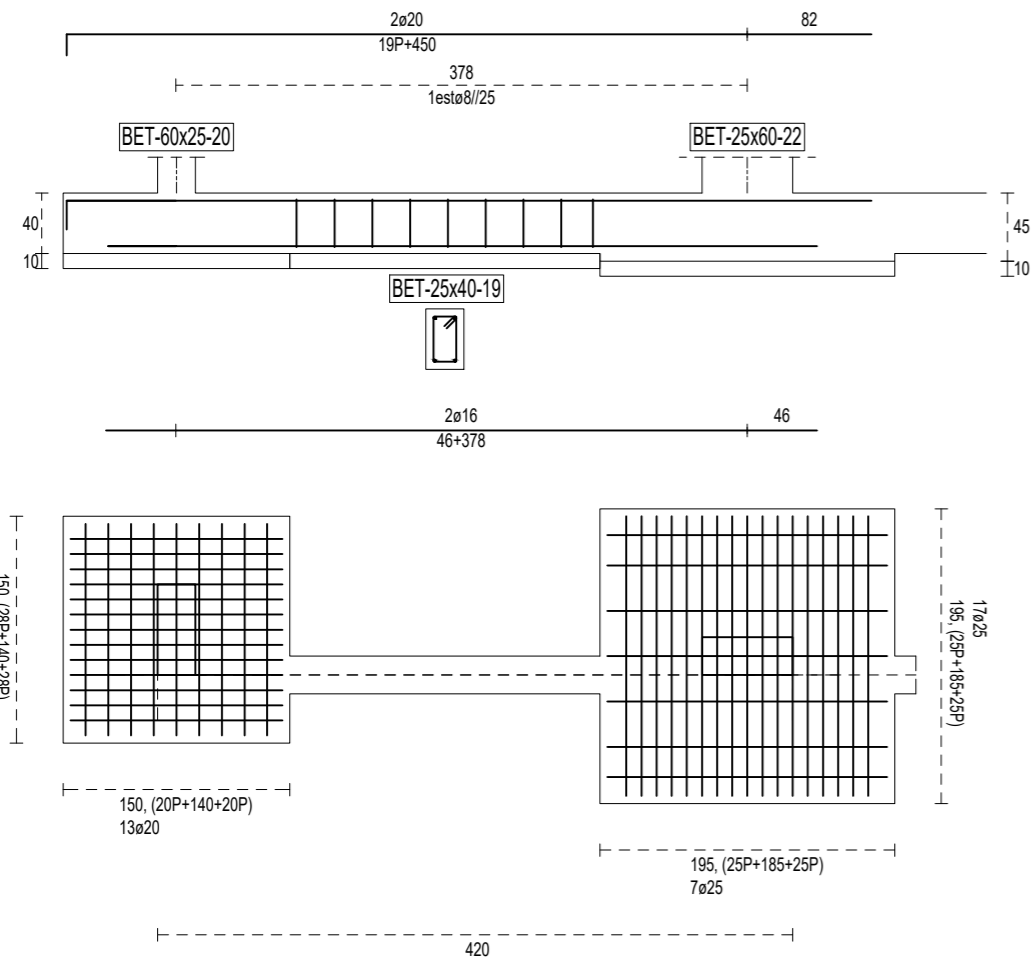
Proj.	Edifício multifunção	Universidade da Beira interior	<b>Arktec Portugal, Lda</b>
Des.	Quadro de sapatas		
Copiou	Luan António Naranjo da Silva		
Visto	Luan António Naranjo da Silva		
Escala:	1/50	Planta de Fundações	Desenho Nº 02
Toleran.			

MATERIAIS		Rec.
Betão C30/37	30 MPa	5cm
Aço	B400B 400 MPa	

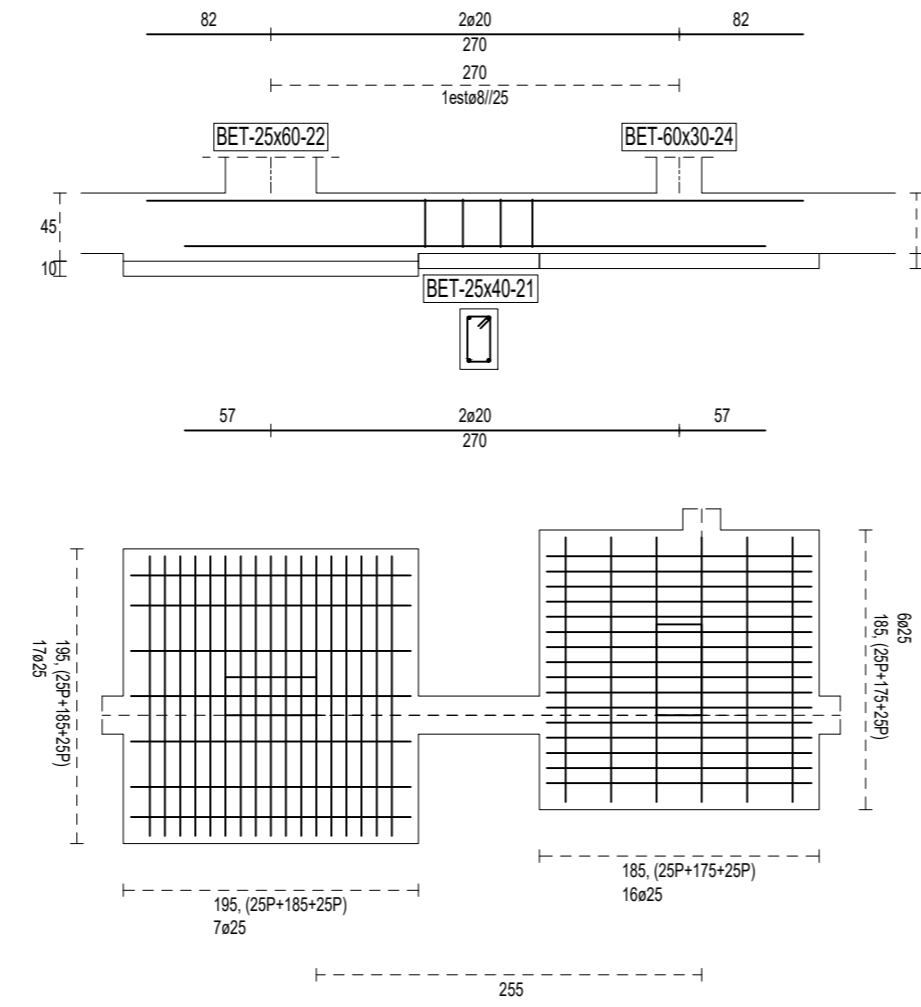


Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Unidade de Fundação		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		Gabinete de Projectos Lda
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta de Fundações	<b>Desenho N° 03</b>
Toleran.			

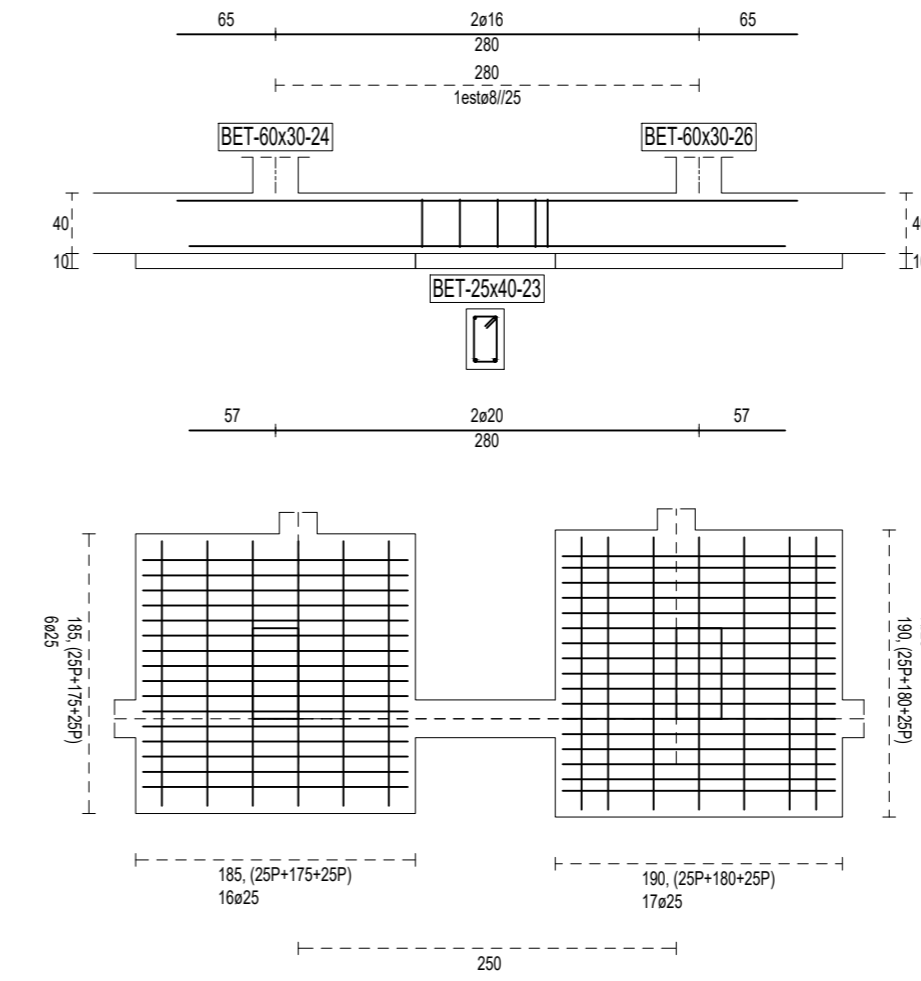
COTA: -275



COTA: -275

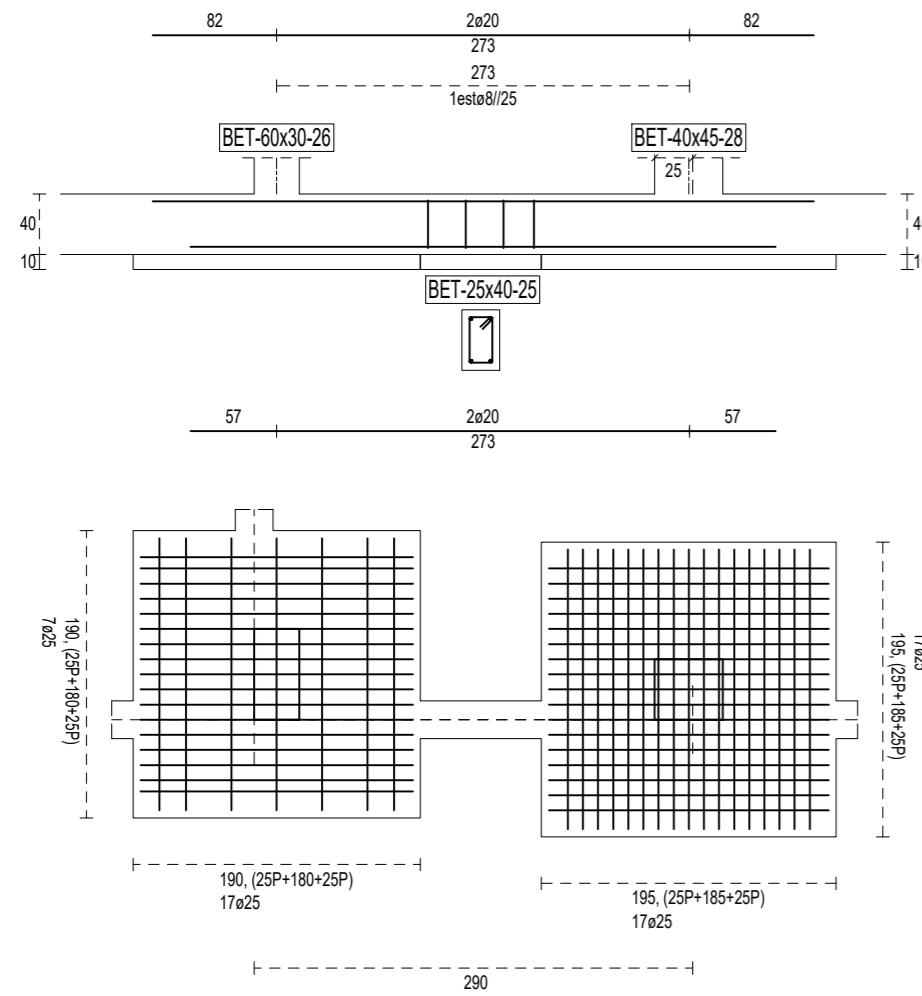


COTA: -275

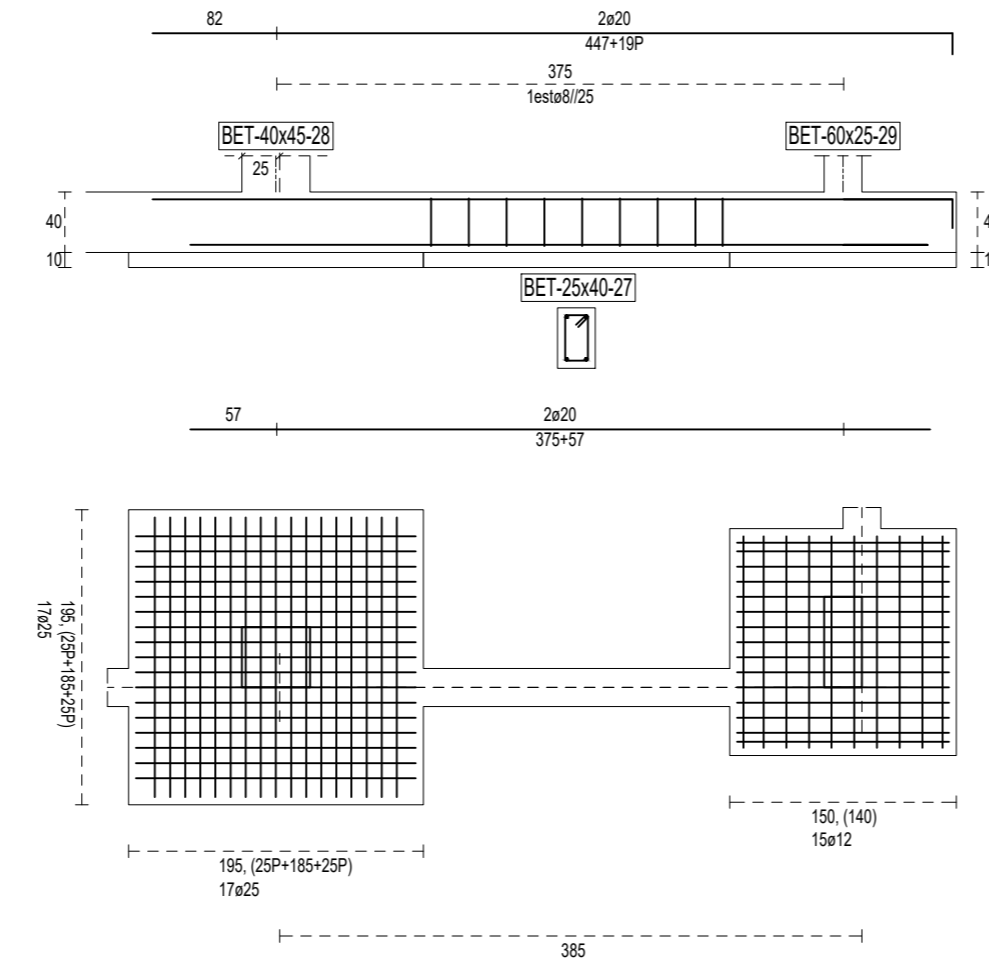


MATERIAIS		Rec.
Betão C30/37	30 MPa	5cm
Aço B400B	400 MPa	

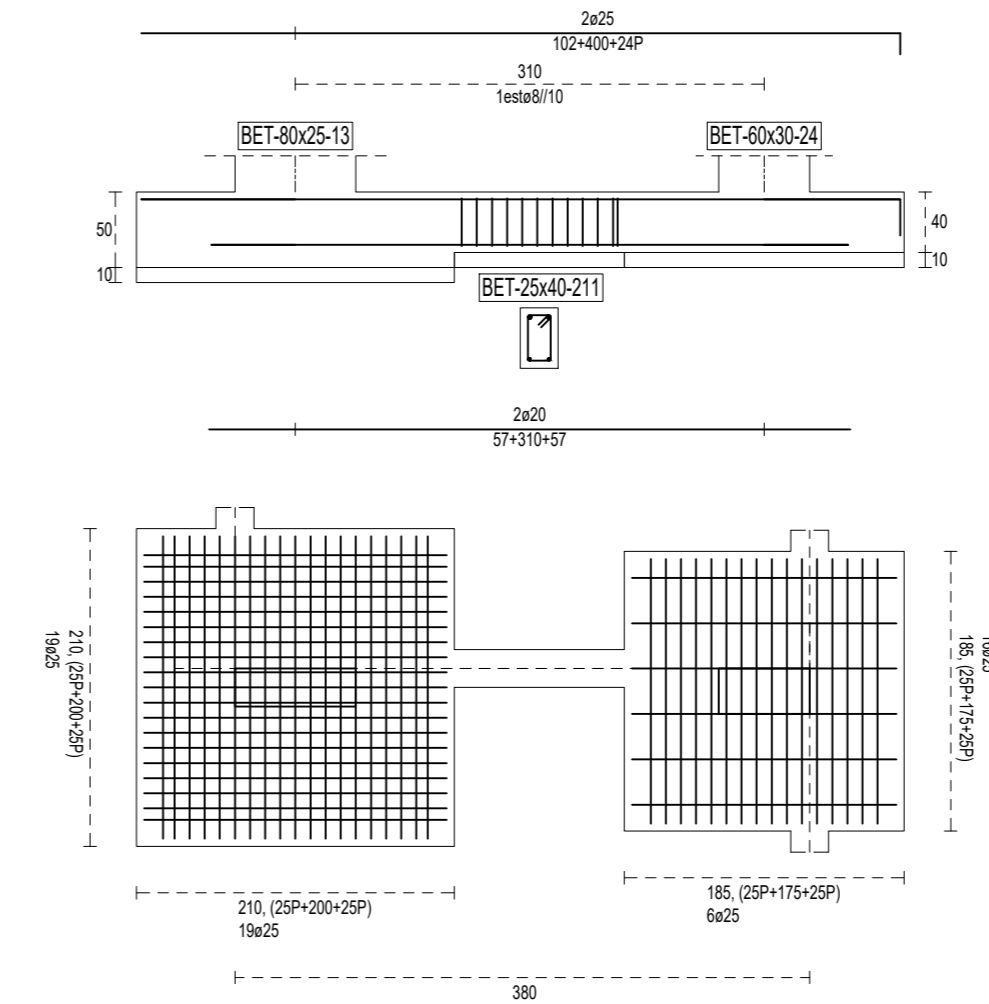
COTA: -275



COTA: -275

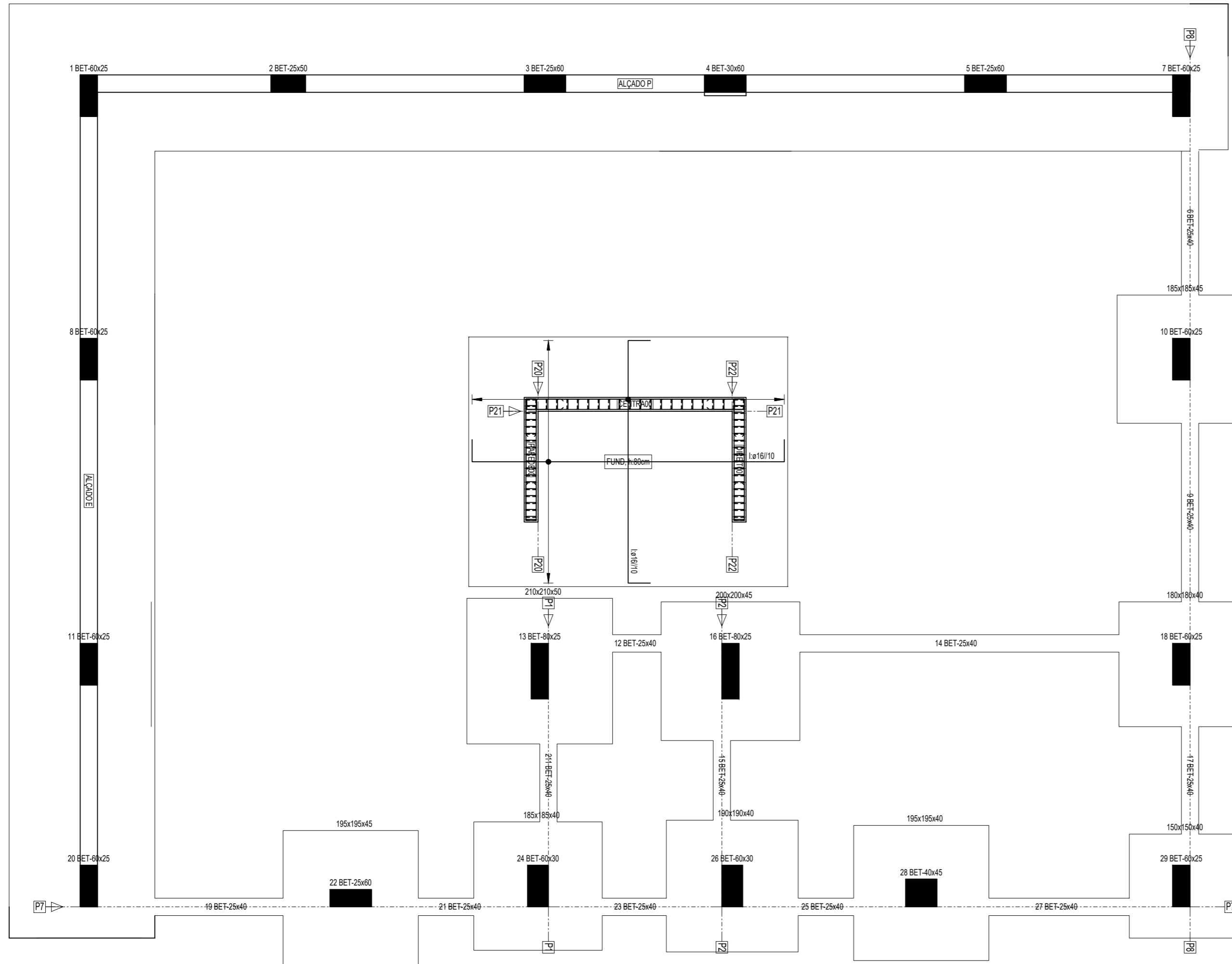


COTA: -275



Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Unidade de Fundação		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		<b>Desenho N° 04</b>
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta de Fundações	
Toleran.			

Plano -275  
 ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE REFORÇOS



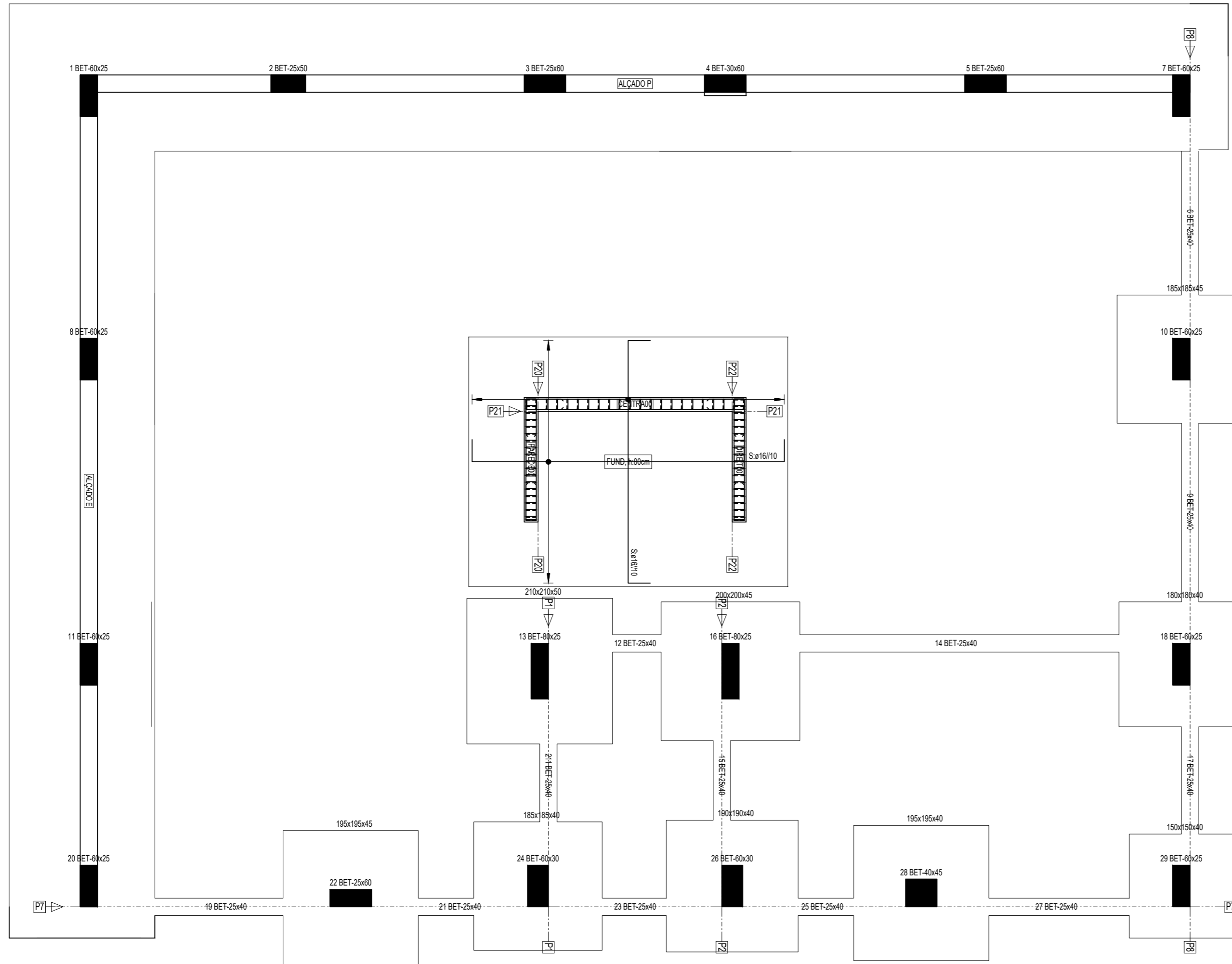
Armadura de montagem, base e distribuição

L. Fung. Alg.-Macaça	FUND
Base superior X	ø16/10
Base superior Y	ø16/10
Base inferior X	ø16/10
Base inferior Y	ø16/10
Armadura de distribuição	----

MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Laje plano -275		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	150	Planta das lajes	<b>Desenho Nº 5</b>
Toleran.			

Plano -275  
 ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE REFORÇOS



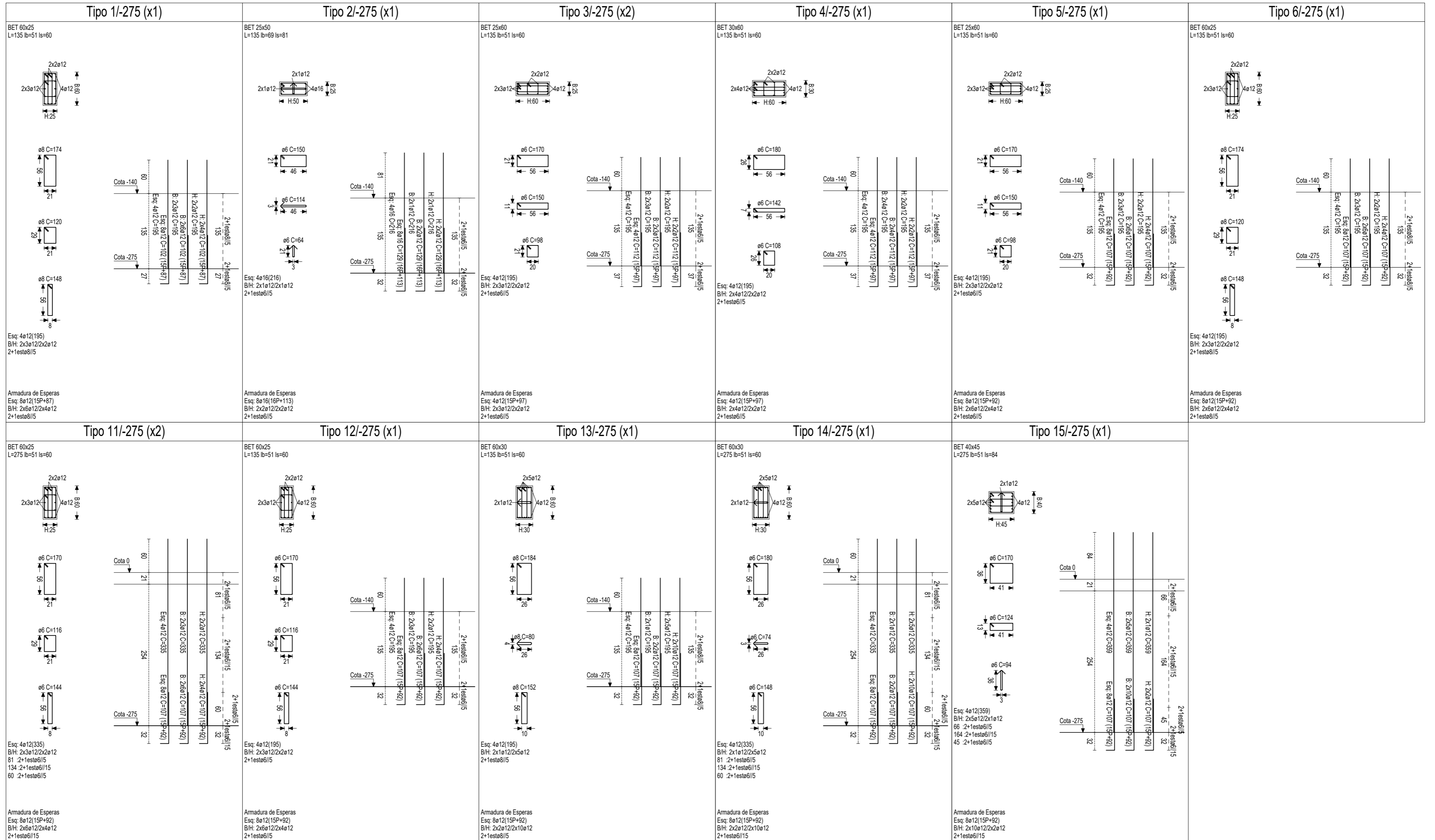
Armadura de montagem, base e distribuição

L. Fung. Alg.-Macaça	FUND
Base superior X	ø16/10
Base superior Y	ø16/10
Base inferior X	ø16/10
Base inferior Y	ø16/10
Armadura de distribuição	----

MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício multifunção	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Laje plano -275 Arm Sup.		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		Gabinete de Projectos Lda
Escala:	150	Planta das lajes	<b>Desenho Nº 6</b>
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA -275



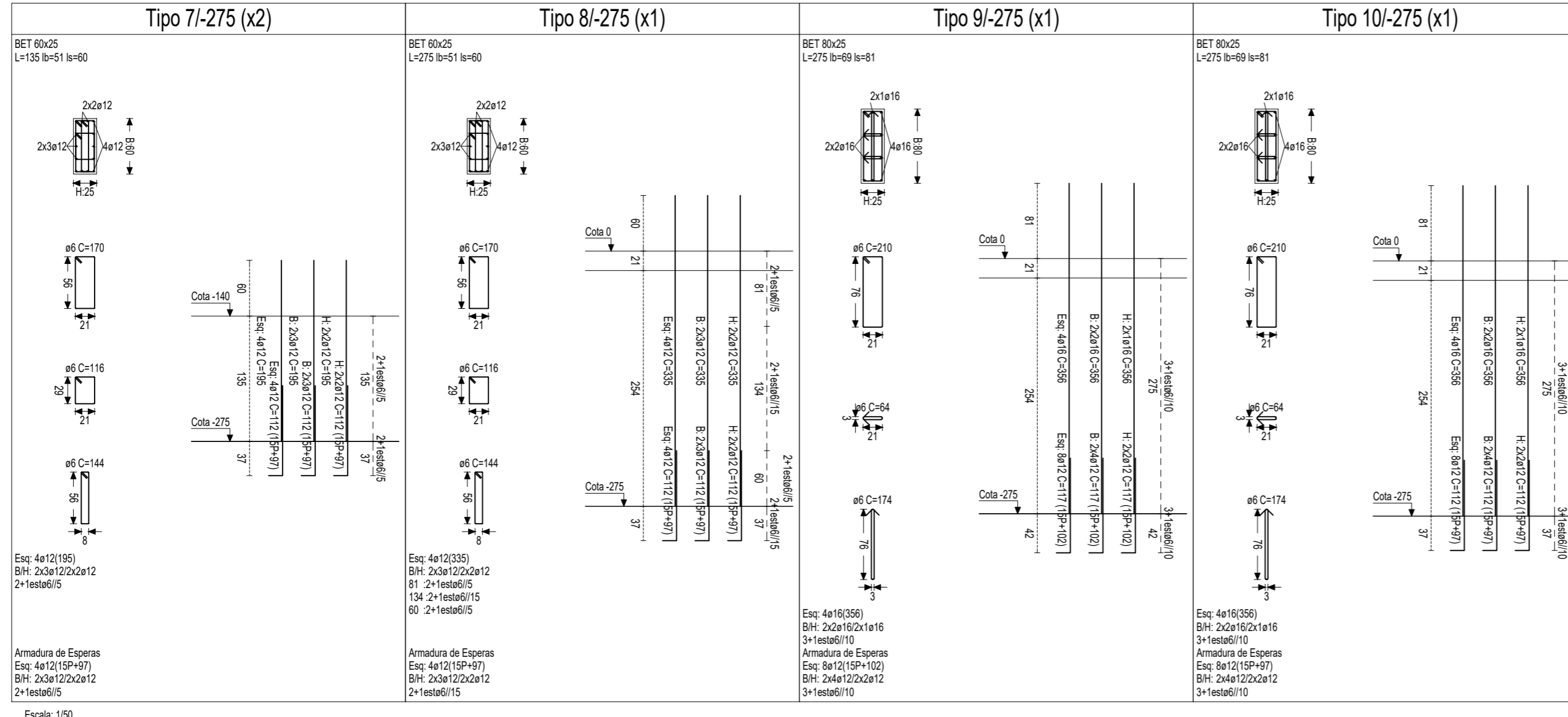
QUADRO DE PILARES DA COTA -275

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 1 BET 60x25 Tipo 1/-275	Pilar 2 BET 25x50 Tipo 2/-275	Pilar 3 BET 25x60 Tipo 3/-275	Pilar 4 BET 30x60 Tipo 4/-275	Pilar 5 BET 25x60 Tipo 5/-275
Pilar 7 BET 60x25 Tipo 6/-275	Pilar 8 BET 60x25 Tipo 7/-275	Pilar 10 BET 60x25 Tipo 8/-275	Pilar 11 BET 80x25 Tipo 7/-275	Pilar 13 BET 80x25 Tipo 9/-275
Pilar 16 BET 60x25 Tipo 10/-275	Pilar 18 BET 60x25 Tipo 11/-275	Pilar 20 BET 60x25 Tipo 12/-275	Pilar 22 BET 25x60 Tipo 3/-275	Pilar 24 BET 60x30 Tipo 13/-275
Pilar 26 BET 60x30 Tipo 14/-275	Pilar 28 BET 40x45 Tipo 15/-275	Pilar 29 BET 60x25 Tipo 11/-275		

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Pilares plano -275		
Copiou	Luan Antonio Menzen de Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen de Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	Desenho N° 07
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA -275



QUADRO DE PILARES DA COTA -275

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

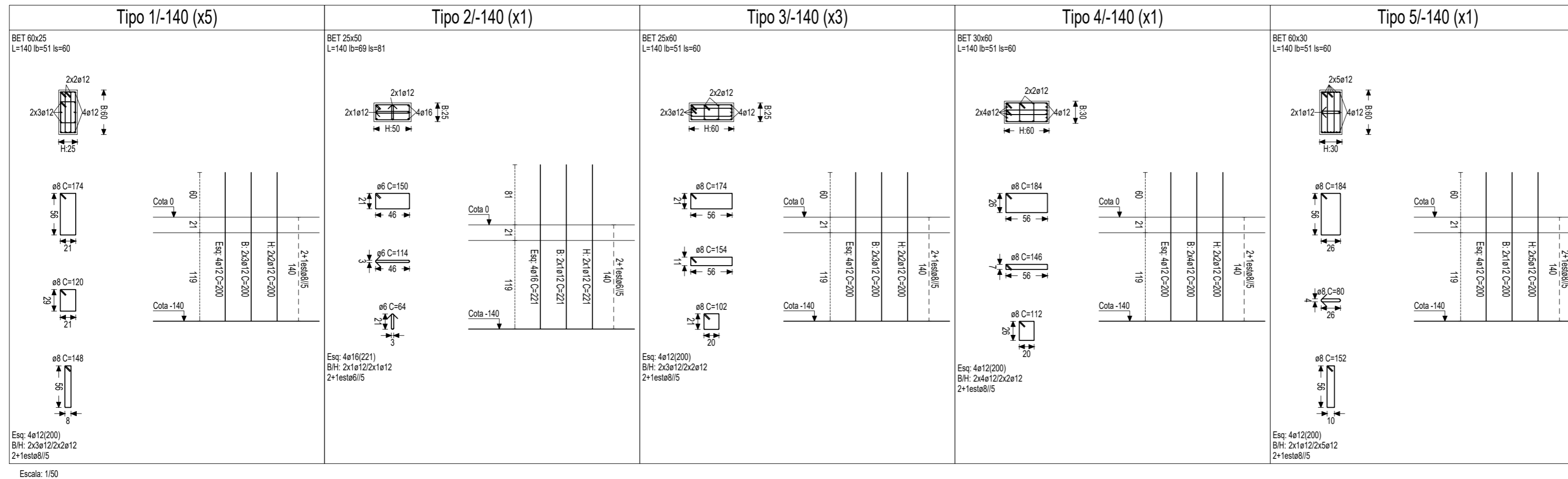
Pilar 1 BET 60x25 Tipo 1/-275	Pilar 2 BET 25x50 Tipo 2/-275	Pilar 3 BET 25x60 Tipo 3/-275	Pilar 4 BET 30x60 Tipo 4/-275	Pilar 5 BET 25x60 Tipo 5/-275
Pilar 7 BET 60x25 Tipo 6/-275	Pilar 8 BET 60x25 Tipo 7/-275	Pilar 10 BET 60x25 Tipo 8/-275	Pilar 11 BET 60x25 Tipo 7/-275	Pilar 13 BET 80x25 Tipo 9/-275
Pilar 16 BET 80x25 Tipo 10/-275	Pilar 18 BET 60x25 Tipo 11/-275	Pilar 20 BET 60x25 Tipo 12/-275	Pilar 22 BET 25x60 Tipo 3/-275	Pilar 24 BET 60x30 Tipo 13/-275
Pilar 26 BET 60x30 Tipo 14/-275	Pilar 28 BET 40x45 Tipo 15/-275	Pilar 29 BET 60x25 Tipo 11/-275		

QUADRO DE PILARES DA COTA -140

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 30 BET 60x25 Tipo 1/-140	Pilar 31 BET 25x50 Tipo 2/-140	Pilar 32 BET 25x60 Tipo 3/-140	Pilar 33 BET 30x60 Tipo 4/-140	Pilar 34 BET 25x60 Tipo 3/-140
Pilar 35 BET 60x25 Tipo 1/-140	Pilar 36 BET 60x25 Tipo 1/-140	Pilar 37 BET 60x25 Tipo 1/-140	Pilar 38 BET 60x25 Tipo 1/-140	Pilar 39 BET 25x60 Tipo 3/-140
Pilar 40 BET 60x30 Tipo 5/-140				

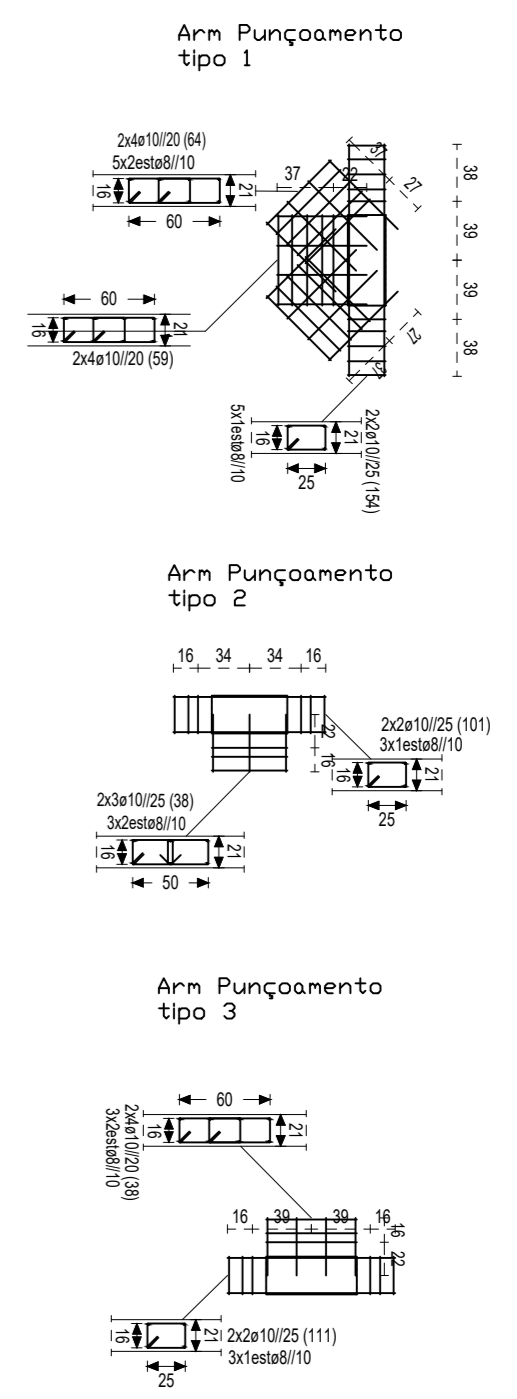
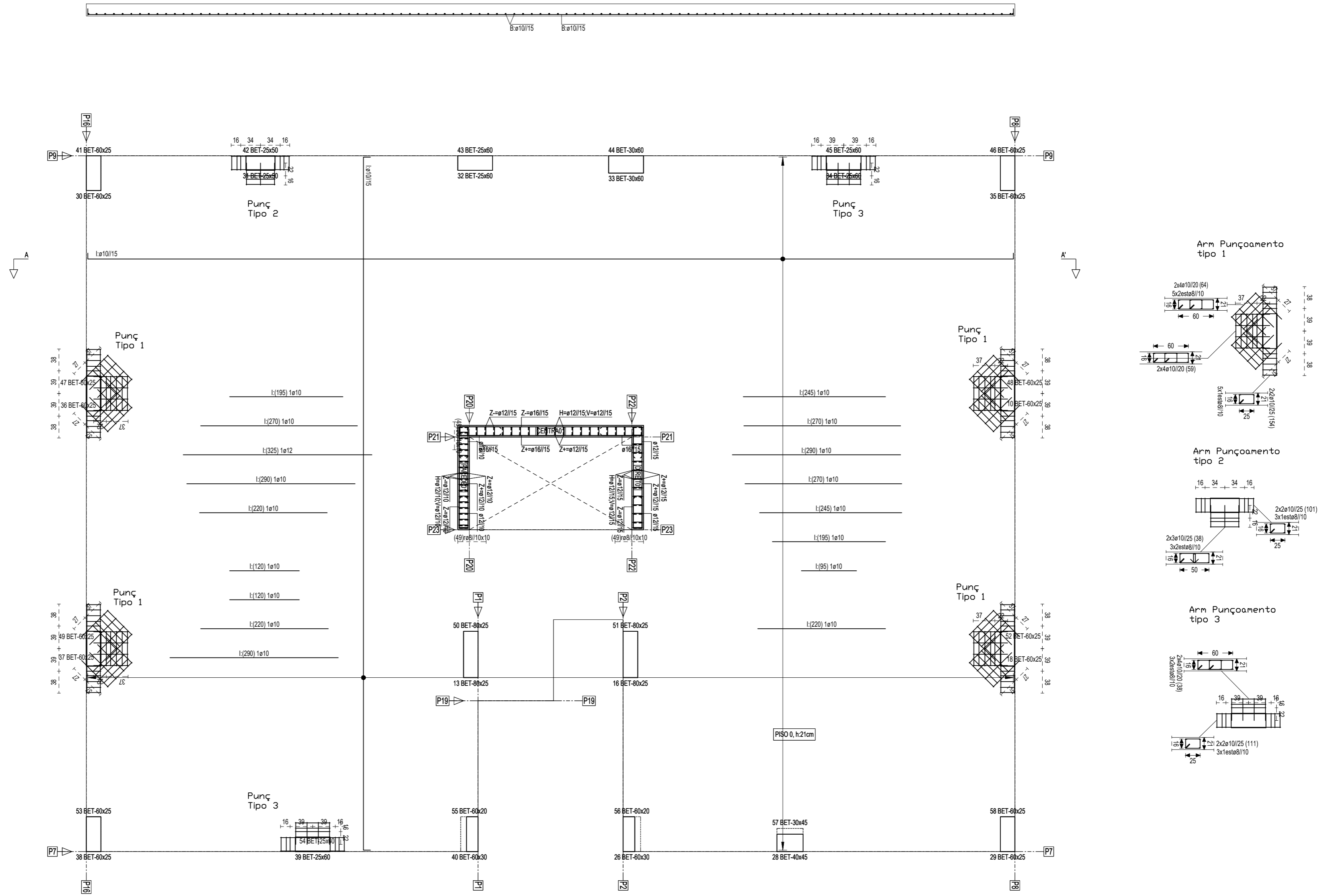
TIPOS DE PILARES DA COTA -140



Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Pilares plano -275		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho N° 08</b>
Toleran.			

Plano 0  
 ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
 ARMADURA BASE INFERIOR  
 ARMADURA EIXO(X) e EIXO(Y) DE ESTRIBOS

A - A'



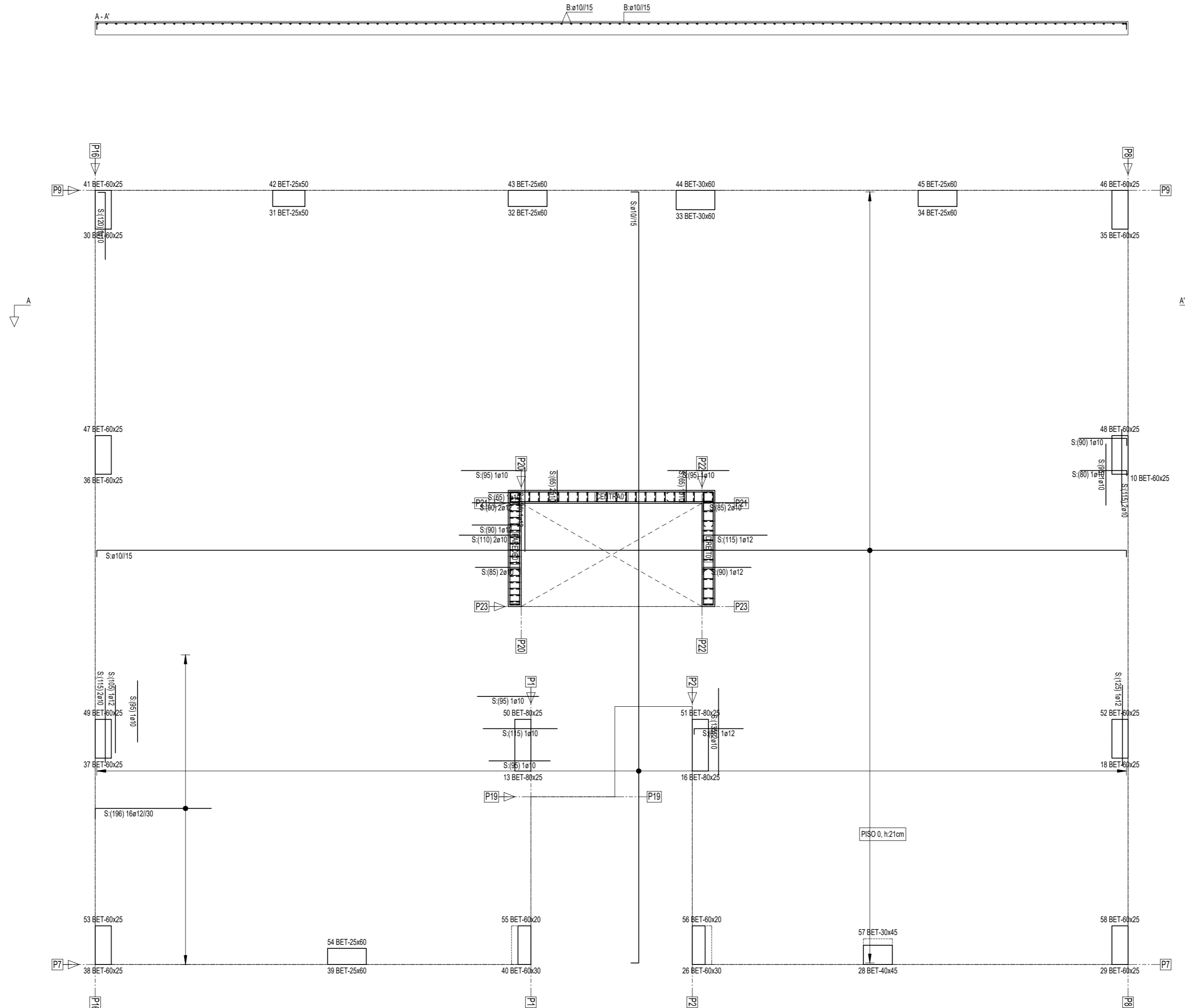
Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung Alig.-Macaça	PISO 0
Base superior X	ø10/15
Base superior Y	ø10/15
Base inferior X	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15
Armadura de distribuição	---

MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	2.5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício multifunções	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> Gabinete de Projectos Lda
Des.	Plano 0, Arm. Inf., Estrébas e Punç		
Copiou	Luís António Menzen de Silva		
Visto	Luís António Menzen de Silva		
Escala:	1/50	Planta das Lajes	<b>Desenho N° 09</b>
Toleran.			

Plano 0

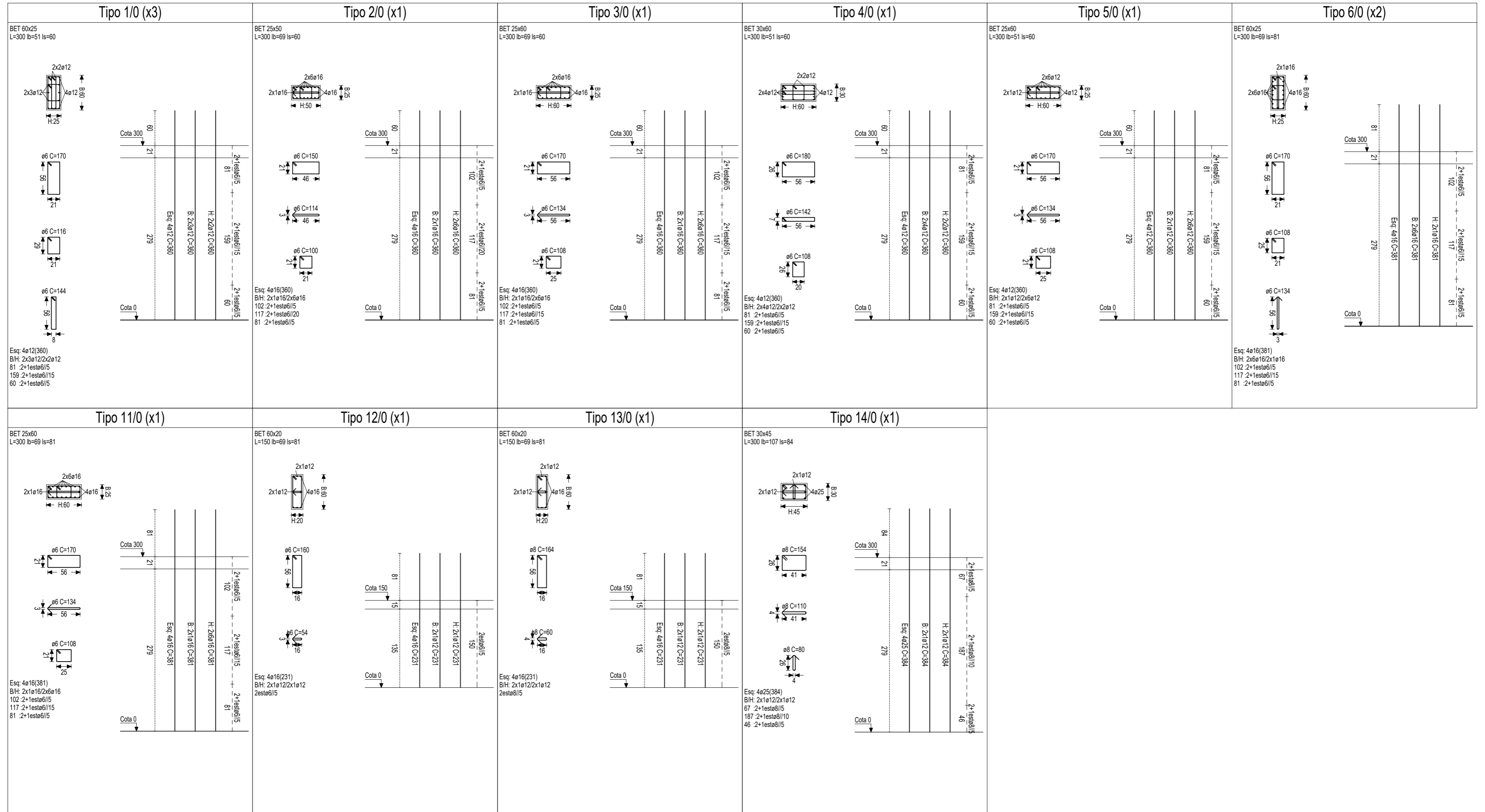
ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
ARMADURA BASE SUPERIOR.



Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung. Alig.-Maciça	PISO 0
Base superior X	ø10/15
Base superior Y	ø10/15
Base inferior X	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15
Armadura de distribuição	---

Proj.	Edifício multifunções	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>															
Des.	plano 0, Arm superior																	
Copiou	Luís António Menzen de Silva																	
Visto	Luís António Menzen de Silva																	
Escala:	Planta das Lajes	<table border="1"> <tr> <td colspan="5">Desenho Nº 10</td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> </table>		Desenho Nº 10														
Desenho Nº 10																		
1/50																		
Toleran.																		

TIPOS DE PILARES DA COTA 0



Escala: 1/50

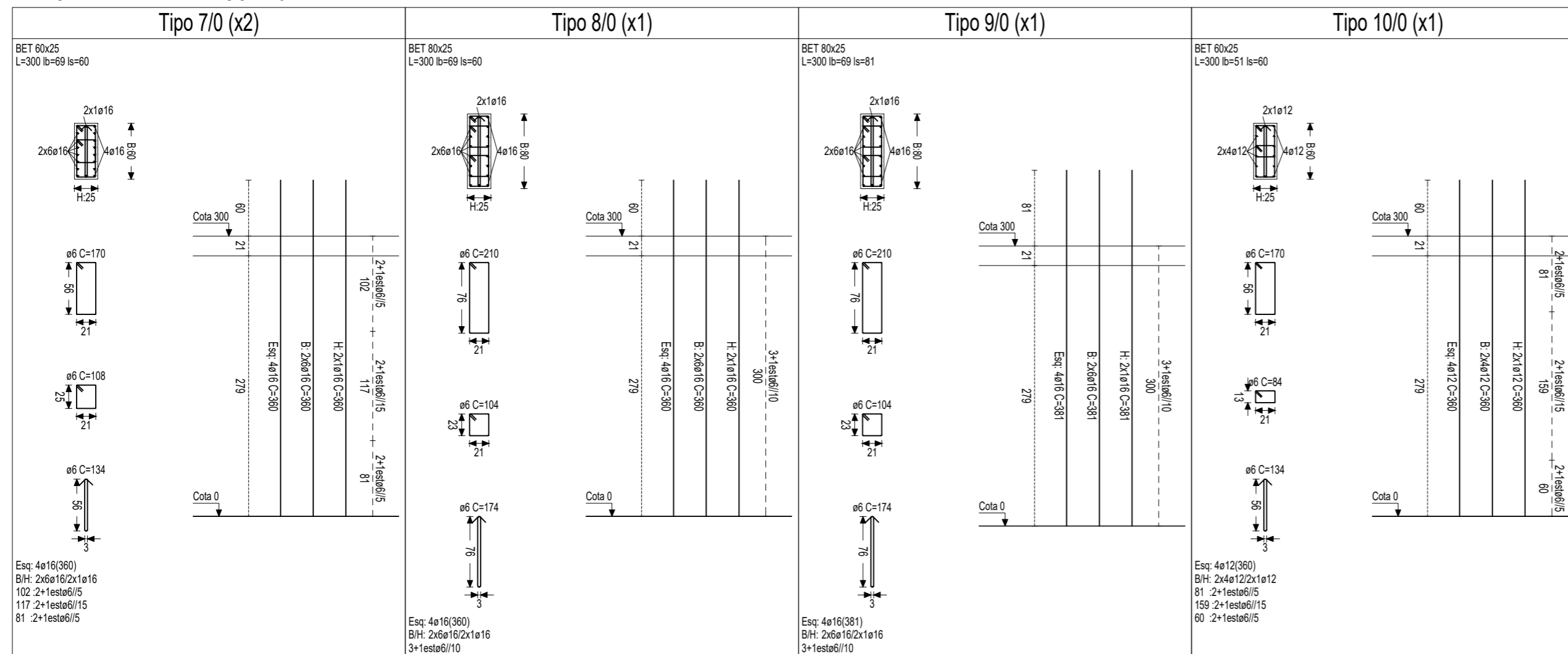
QUADRO DE PILARES DA COTA 0

Alluras e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 41 BET 60x25 Tipo 1/0	Pilar 42 BET 25x50 Tipo 2/0	Pilar 43 BET 25x60 Tipo 3/0	Pilar 44 BET 30x60 Tipo 4/0	Pilar 45 BET 25x60 Tipo 5/0
Pilar 46 BET 60x25 Tipo 1/0	Pilar 47 BET 60x25 Tipo 6/0	Pilar 48 BET 60x25 Tipo 6/0	Pilar 49 BET 60x25 Tipo 7/0	Pilar 50 BET 80x25 Tipo 8/0
Pilar 51 BET 80x25 Tipo 9/0	Pilar 52 BET 60x25 Tipo 7/0	Pilar 53 BET 60x25 Tipo 10/0	Pilar 54 BET 25x60 Tipo 11/0	Pilar 55 BET 60x20 Tipo 12/0
Pilar 56 BET 60x20 Tipo 13/0	Pilar 57 BET 30x45 Tipo 14/0	Pilar 58 BET 60x25 Tipo 1/0		

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Pilares plano 0		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho Nº 11</b>
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA 0



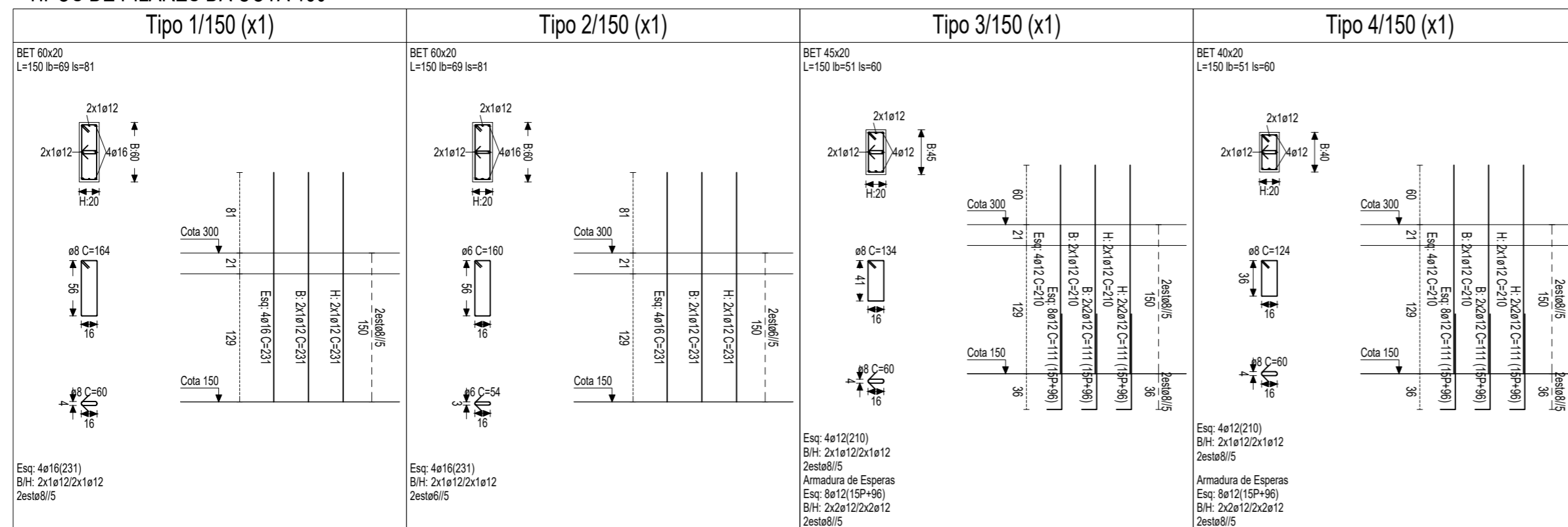
Escala: 1/50

QUADRO DE PILARES DA COTA 0

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 41 BET 60x25 Tipo 1/0	Pilar 42 BET 25x50 Tipo 2/0	Pilar 43 BET 25x60 Tipo 3/0	Pilar 44 BET 30x60 Tipo 4/0	Pilar 45 BET 25x60 Tipo 5/0
Pilar 46 BET 60x25 Tipo 1/0	Pilar 47 BET 60x25 Tipo 6/0	Pilar 48 BET 60x25 Tipo 6/0	Pilar 49 BET 60x25 Tipo 7/0	Pilar 50 BET 80x25 Tipo 8/0
Pilar 51 BET 80x25 Tipo 9/0	Pilar 52 BET 60x25 Tipo 7/0	Pilar 53 BET 60x25 Tipo 10/0	Pilar 54 BET 25x60 Tipo 11/0	Pilar 55 BET 60x20 Tipo 12/0
Pilar 56 BET 60x20 Tipo 13/0	Pilar 57 BET 30x45 Tipo 14/0	Pilar 58 BET 60x25 Tipo 1/0		

TIPOS DE PILARES DA COTA 150



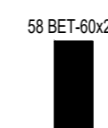
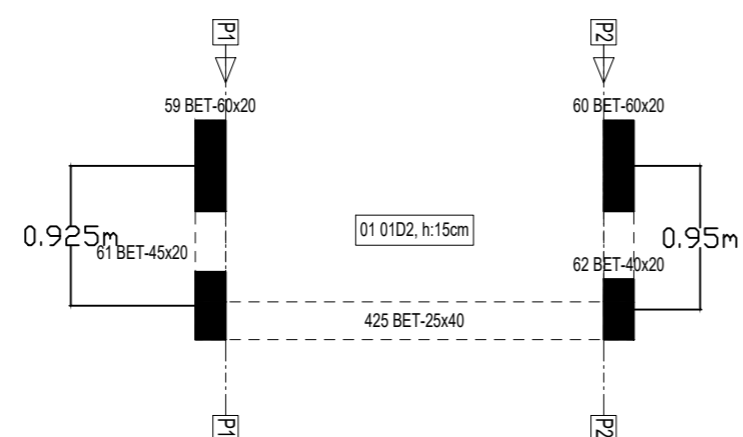
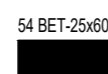
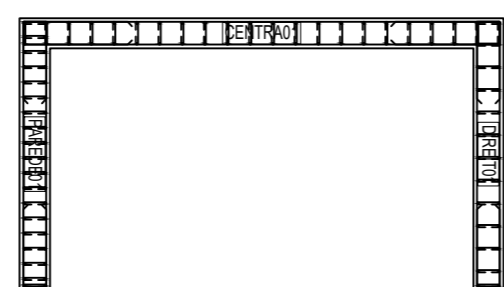
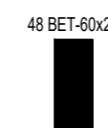
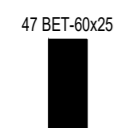
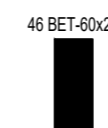
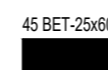
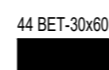
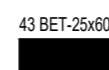
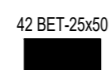
Escala: 1/50

QUADRO DE PILARES DA COTA 150

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 59 BET 60x20 Tipo 1/150	Pilar 60 BET 60x20 Tipo 2/150	Pilar 61 BET 45x20 Tipo 3/150	Pilar 62 BET 40x20 Tipo 4/150
-------------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------

Proj:	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> Gabinete de Projetos Lda
Des:	Pilares plano 0 e 150		
Copiou:	Luís António Menzen da Silva		
Visto:	Luís António Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	Desenho Nº 12
Toleran.			



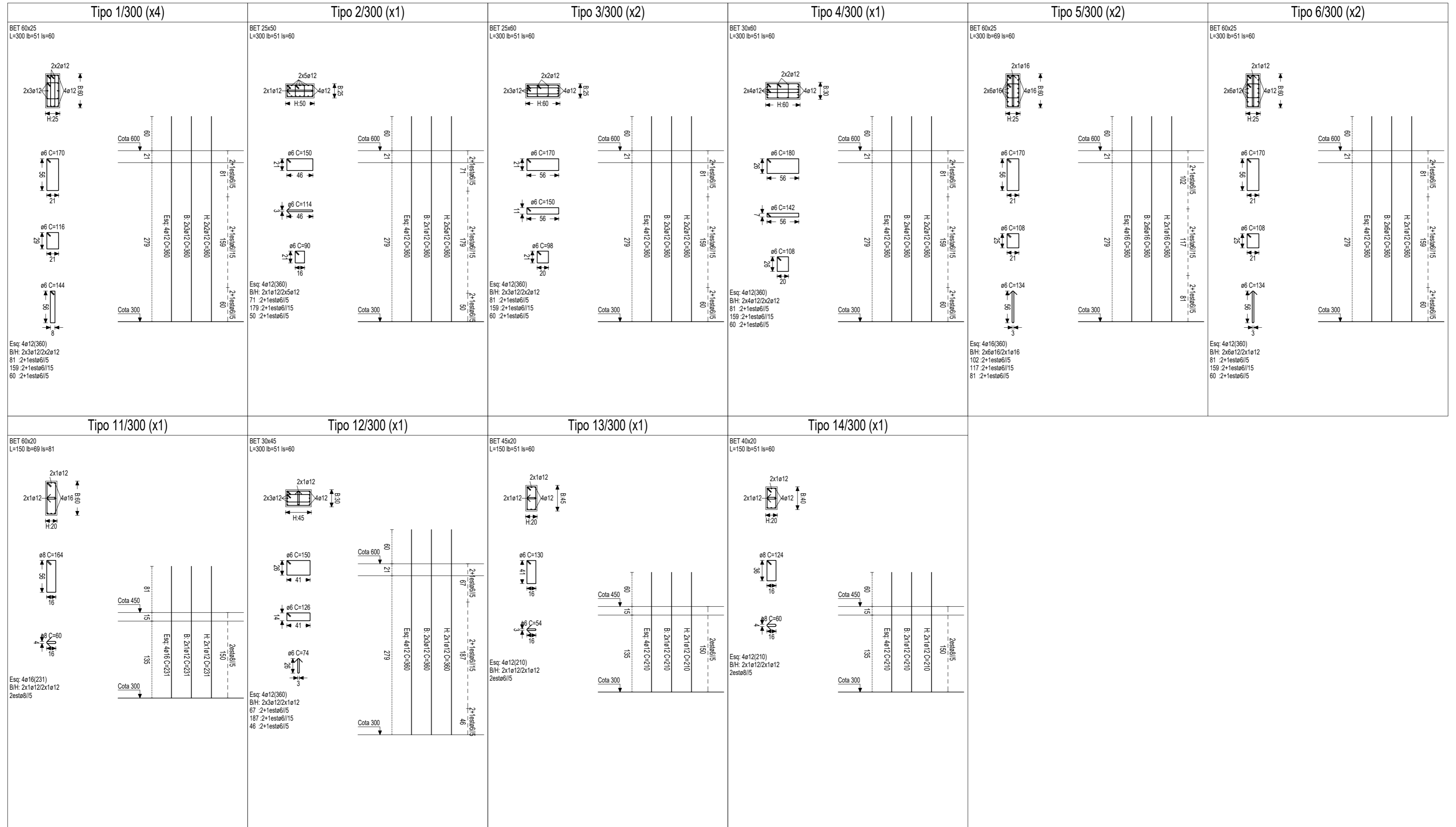
Escala: 1/50

Proj.	Edifício multifunções	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Planta de implantação plano 150		
Copiou	Luís António Menzen de Silva		Gabinete de Projectos Lda
Visto	Luís António Menzen de Silva		
Escala:	Planta das Lajes		<b>Desenho Nº 13</b>
1/50			
Toleran.			





TIPOS DE PILARES DA COTA 300



Escala: 1/50

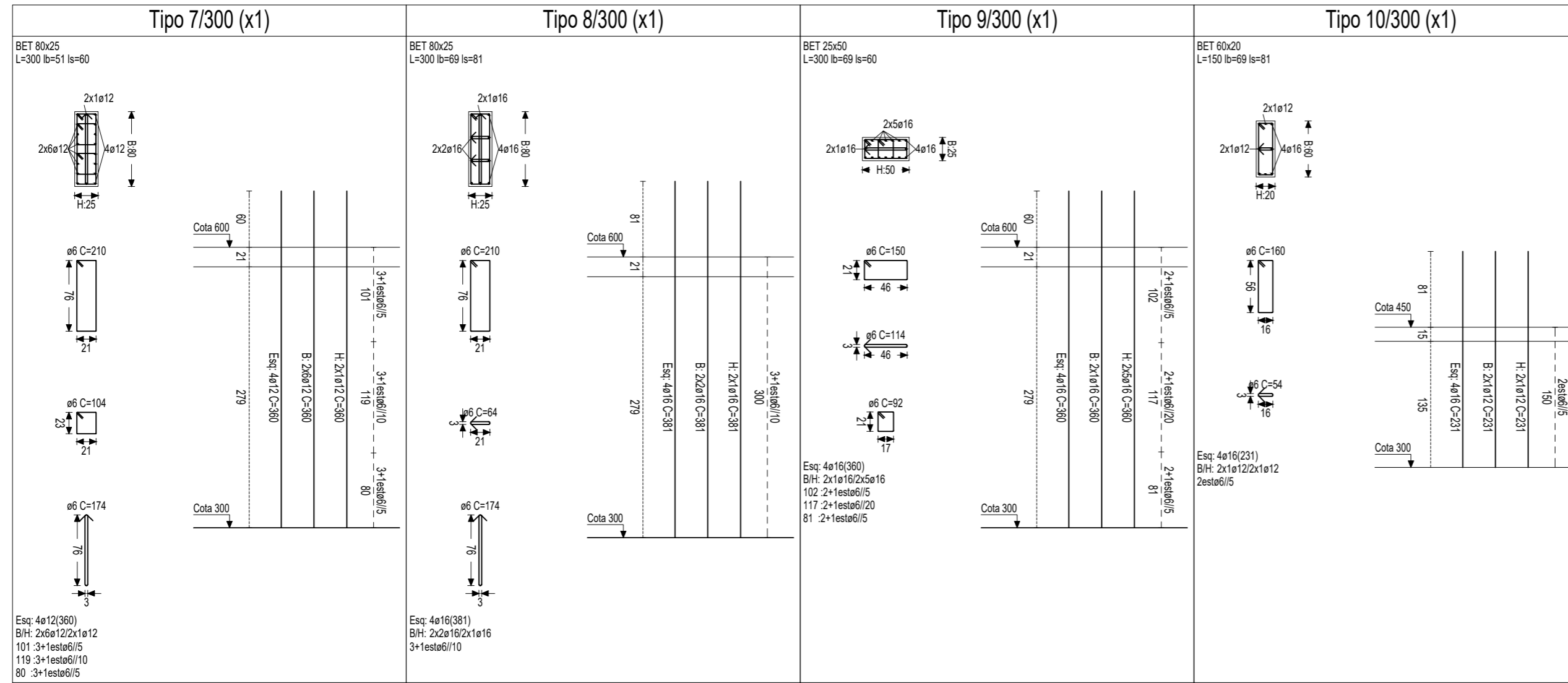
QUADRO DE PILARES DA COTA 300

Alluras e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 63 BET 60x25 Tipo 1/300	Pilar 64 BET 25x50 Tipo 2/300	Pilar 65 BET 25x60 Tipo 3/300	Pilar 66 BET 30x60 Tipo 4/300	Pilar 67 BET 25x60 Tipo 3/300
Pilar 68 BET 60x25 Tipo 1/300	Pilar 69 BET 60x25 Tipo 5/300	Pilar 70 BET 60x25 Tipo 5/300	Pilar 71 BET 60x25 Tipo 6/300	Pilar 72 BET 80x25 Tipo 7/300
Pilar 73 BET 60x25 Tipo 8/300	Pilar 74 BET 60x25 Tipo 6/300	Pilar 75 BET 60x25 Tipo 1/300	Pilar 76 BET 25x50 Tipo 9/300	Pilar 77 BET 60x20 Tipo 10/300
Pilar 78 BET 60x20 Tipo 11/300	Pilar 79 BET 30x45 Tipo 12/300	Pilar 80 BET 60x25 Tipo 1/300	Pilar 81 BET 45x20 Tipo 13/300	Pilar 82 BET 40x20 Tipo 14/300

Proj.	Edifício Multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Pilares plano 300		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho Nº 16</b>
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA 300



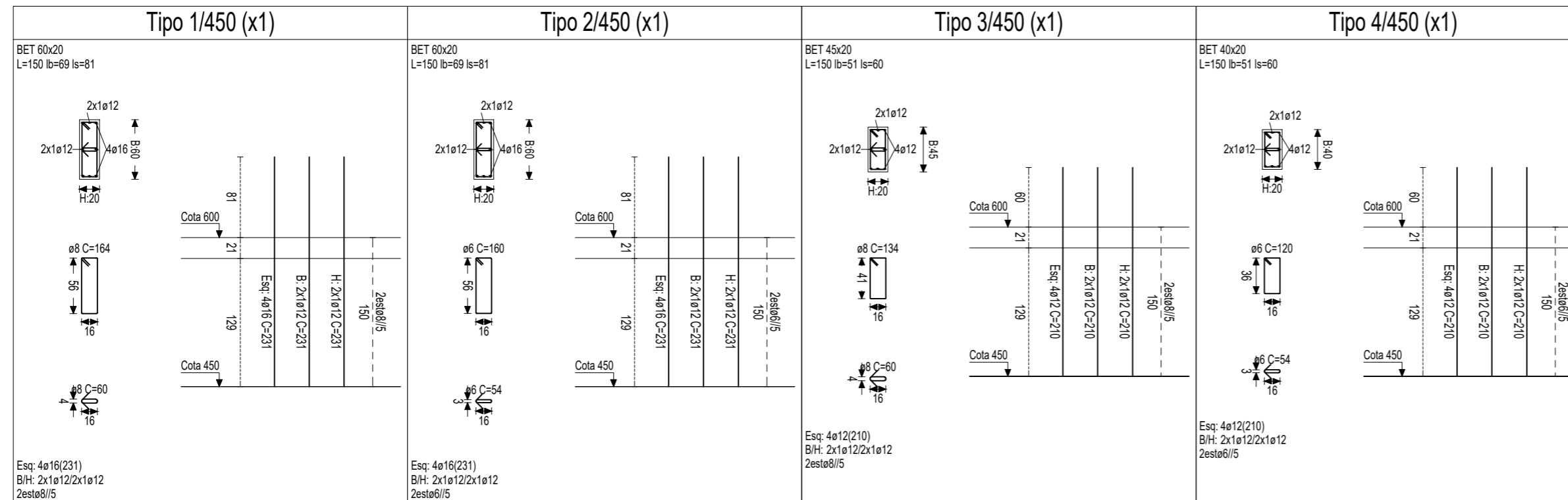
Escala: 1/50

QUADRO DE PILARES DA COTA 450

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

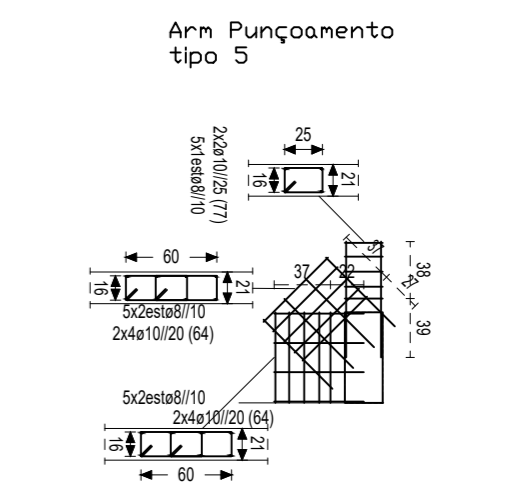
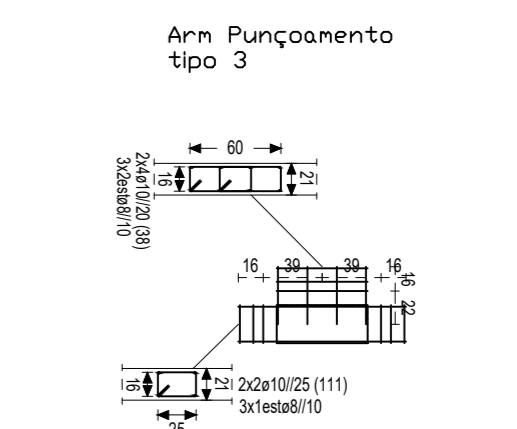
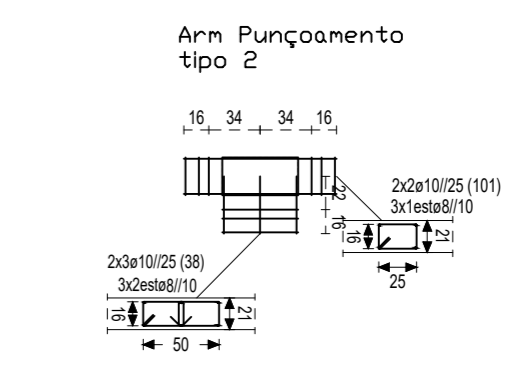
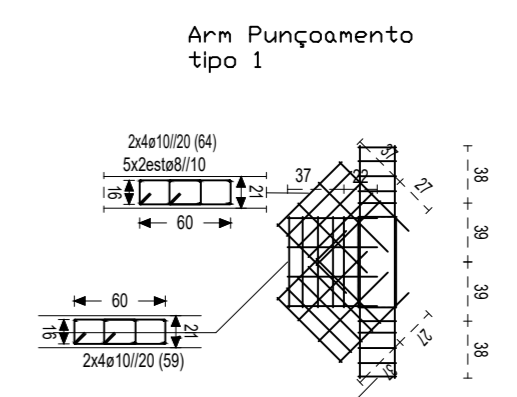
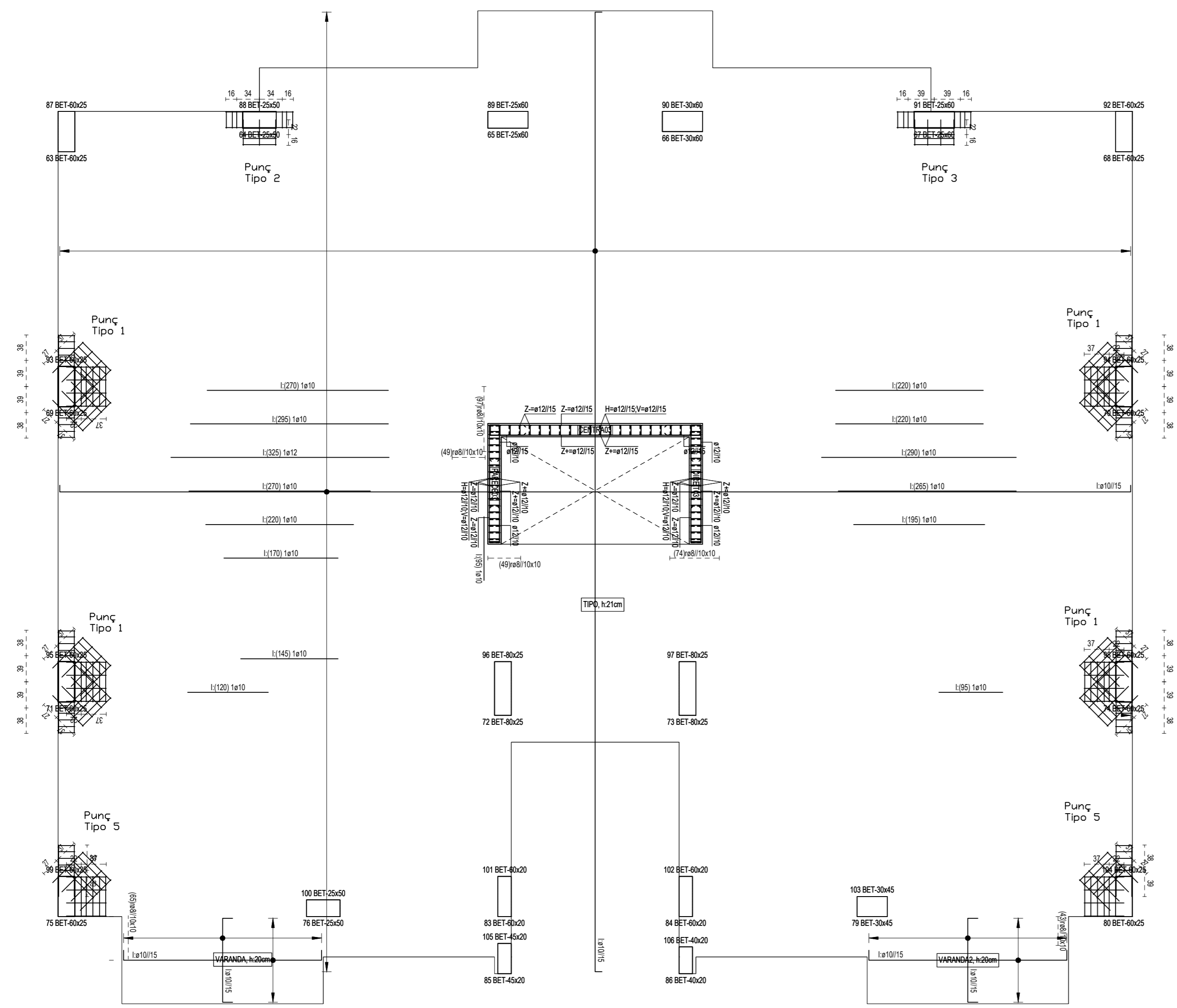
Pilar 83 BET 60x20 Tipo 1/450	Pilar 84 BET 60x20 Tipo 2/450	Pilar 85 BET 45x20 Tipo 3/450	Pilar 86 BET 40x20 Tipo 4/450
Altura: 129	Altura: 129	Altura: 129	Altura: 129
Cota 450	Cota 450	Cota 450	Cota 450
Cota 600	Cota 600	Cota 600	Cota 600

TIPOS DE PILARES DA COTA 450



Escala: 1/50

Proj:	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des:	Pilares plano 300		
Copiou:	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto:	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho Nº 17</b>
Toleran.			



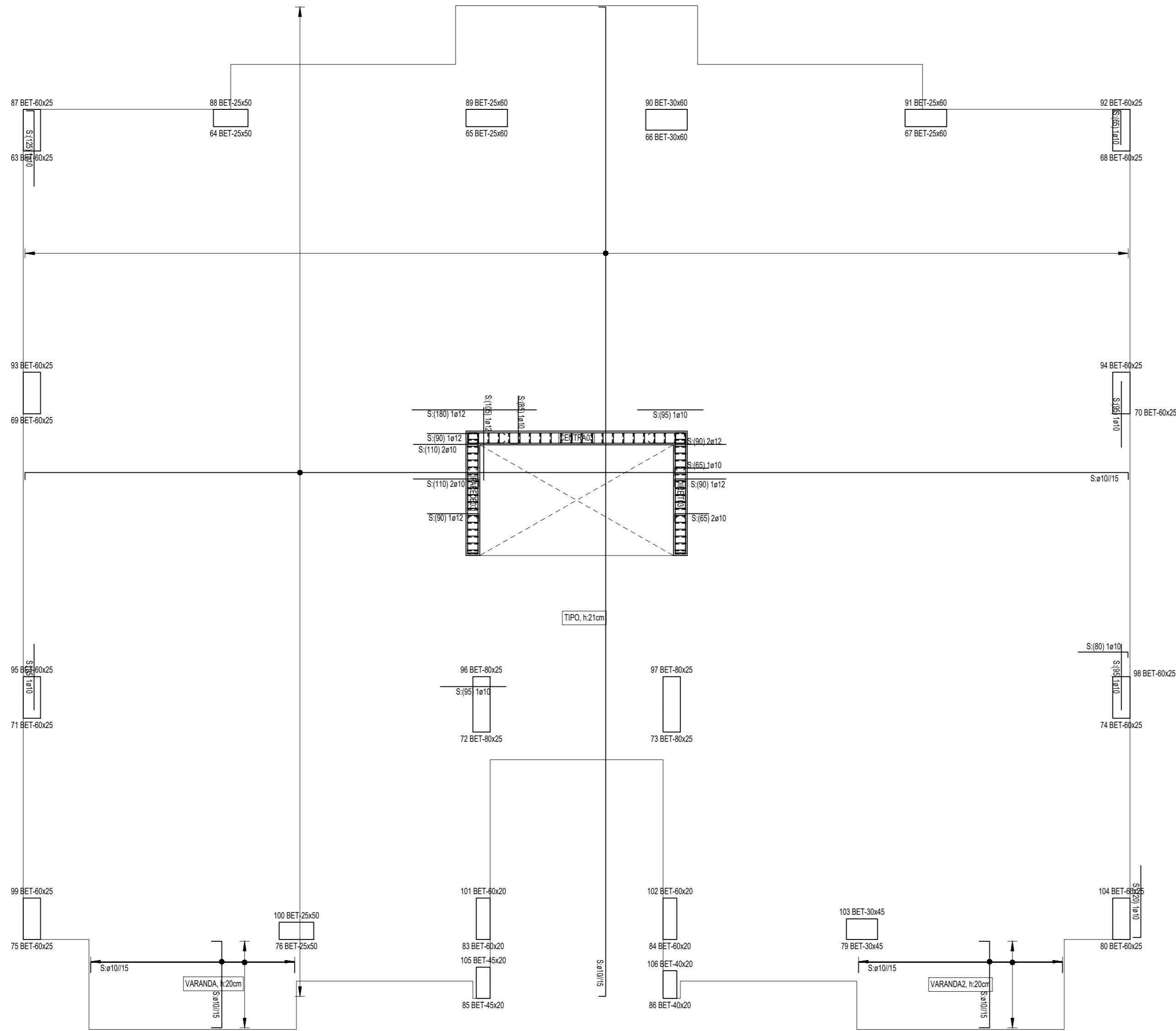
Armadura de montagem, base e distribuição			
L. Fung Alig. Maciça	TIPO	VARANDA	VARANDA2
Base superior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---	---

MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	2.5cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício multifunção	Universidade da Beira Interior	Menzen, Lda
Des.	Plano 600, Arm. Inf., Estrébas e Punç		
Copiou	Luís António Menzen da Silva	Gabinete de Projetos Lda	Desenho Nº 19
Visto	Luís António Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta das Lajes	
Toleran.			

Plano 600

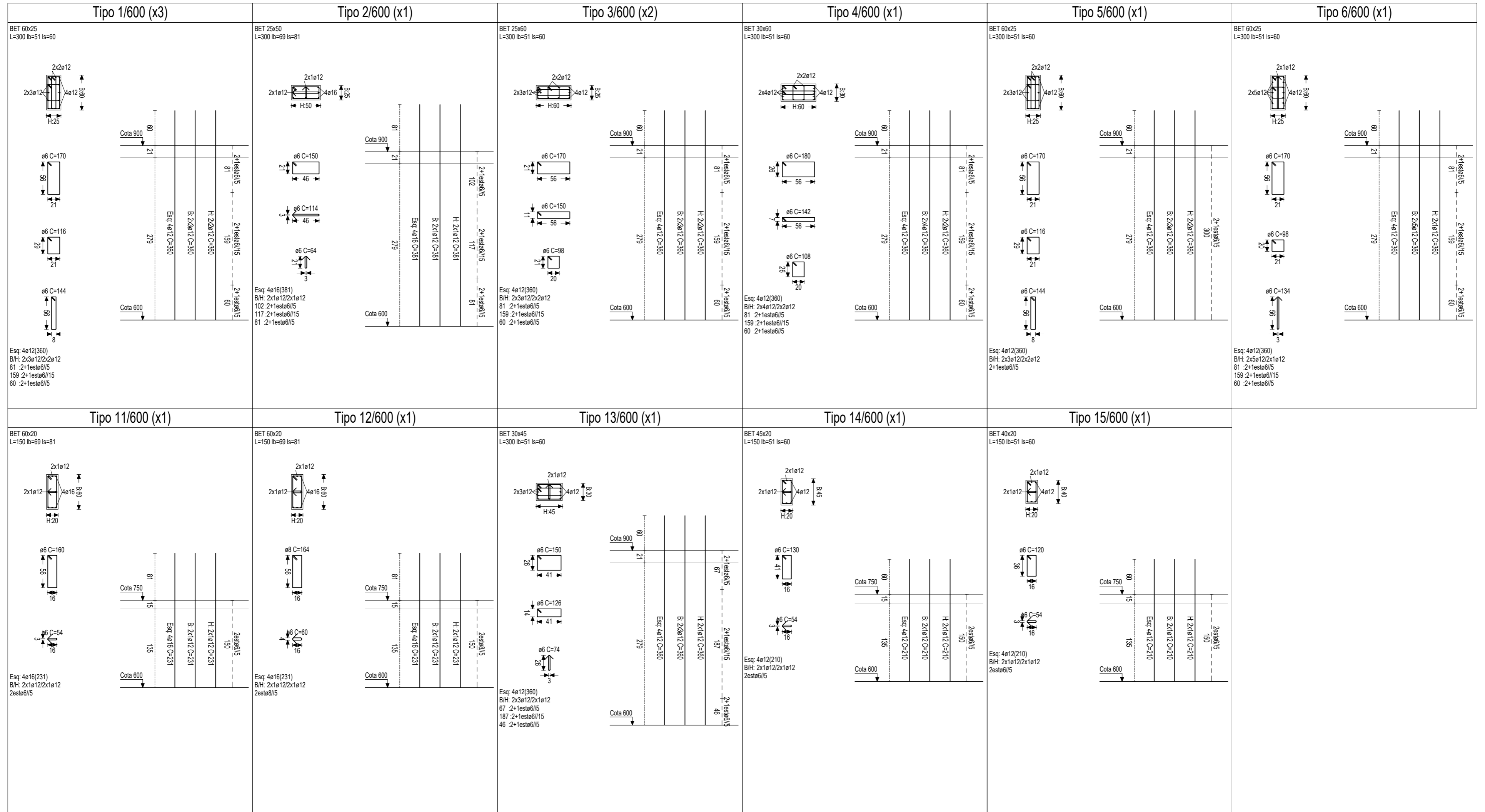
ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
ARMADURA BASE SUPERIOR.



Armadura de montagem, base e distribuição			
L. Fung. Alig.-Maciça	TIPO	VARANDA	VARANDA2
Base superior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---	---

Proj.	Edifício multifunções	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	plano 600, 6ra superior		
Copiou	Luís António Menzen da Silva		
Visto	Luís António Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta das Lajes	<b>Desenho Nº 19</b>
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA 600



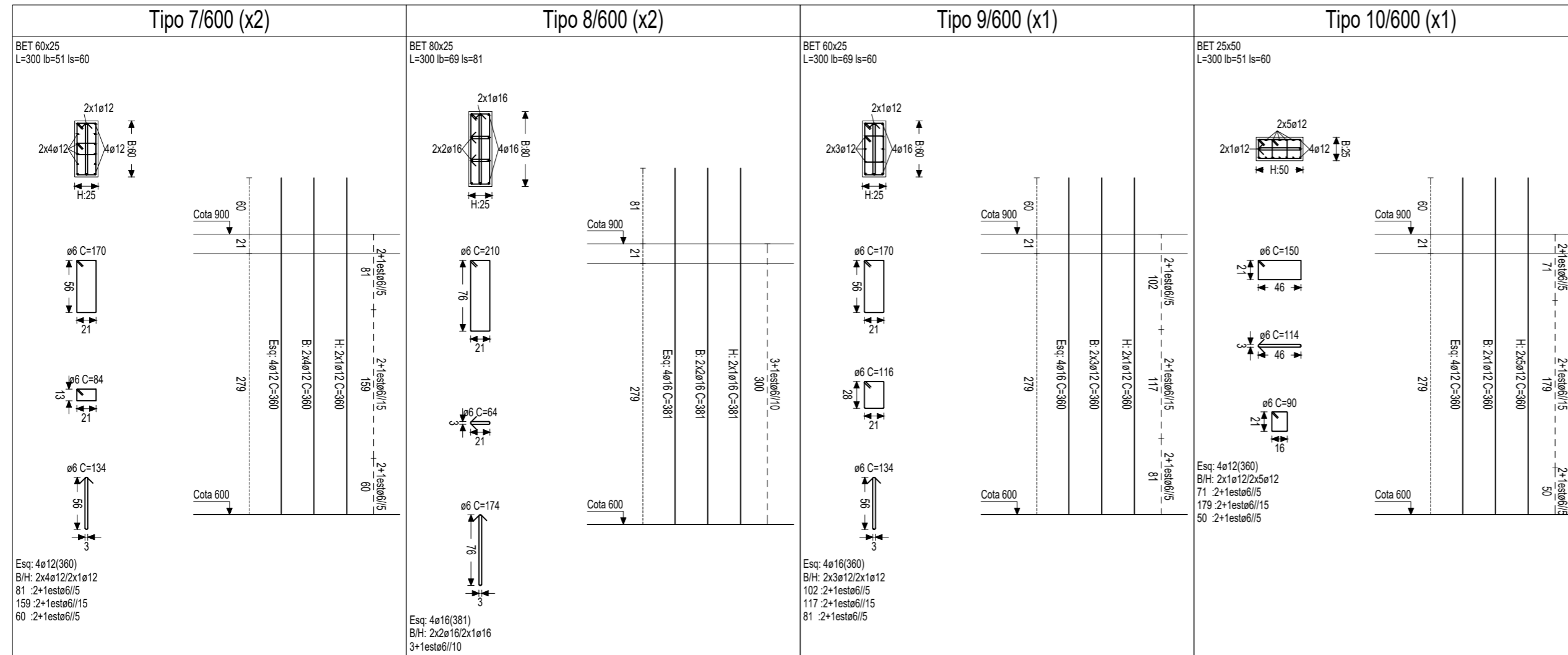
QUADRO DE PILARES DA COTA 600

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 87 BET 60x25 Tipo 1/600	Pilar 88 BET 25x50 Tipo 2/600	Pilar 89 BET 25x60 Tipo 3/600	Pilar 90 BET 30x60 Tipo 4/600	Pilar 91 BET 25x60 Tipo 3/600
Pilar 92 BET 60x25 Tipo 5/600	Pilar 93 BET 60x25 Tipo 6/600	Pilar 94 BET 60x25 Tipo 7/600	Pilar 95 BET 60x25 Tipo 7/600	Pilar 96 BET 80x25 Tipo 8/600
Pilar 97 BET 60x25 Tipo 8/600	Pilar 98 BET 60x25 Tipo 9/600	Pilar 99 BET 60x25 Tipo 1/600	Pilar 100 BET 25x50 Tipo 10/600	Pilar 101 BET 60x20 Tipo 11/600
Pilar 102 BET 60x20 Tipo 12/600	Pilar 103 BET 30x45 Tipo 13/600	Pilar 104 BET 60x25 Tipo 1/600	Pilar 105 BET 45x20 Tipo 14/600	Pilar 106 BET 40x20 Tipo 15/600

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Pilares plano 600		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho Nº 20</b>
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA 600



Escala: 1/50

QUADRO DE PILARES DA COTA 600

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

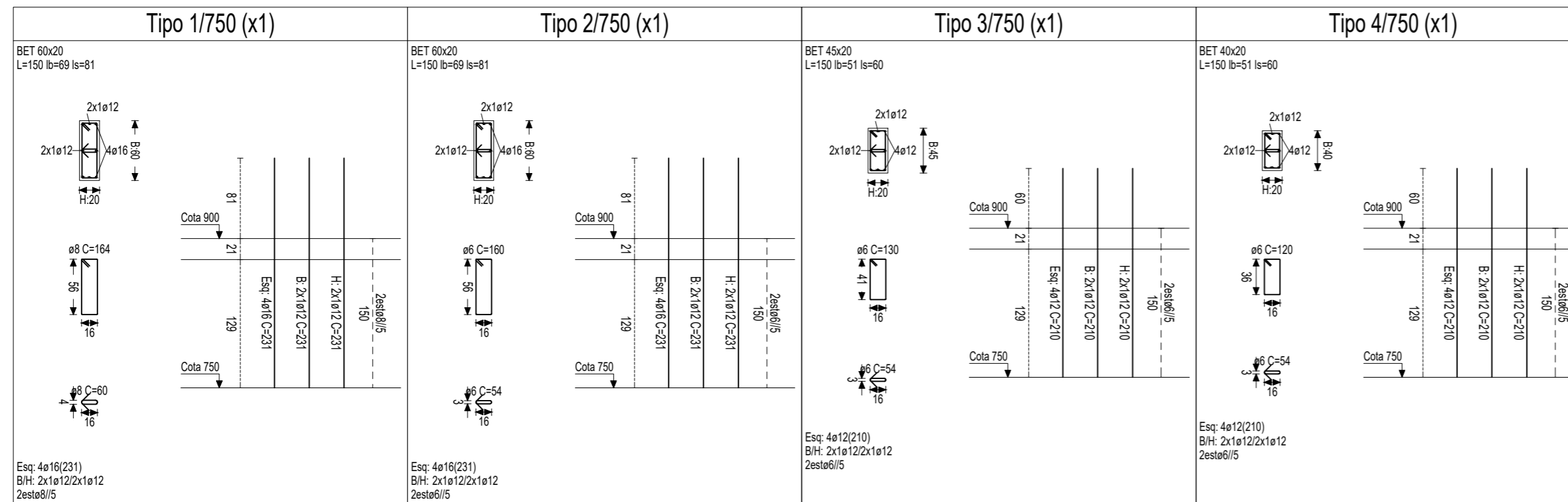
Pilar 87 BET 60x25 Tipo 1/600	Pilar 88 BET 25x50 Tipo 2/600	Pilar 89 BET 25x60 Tipo 3/600	Pilar 90 BET 30x60 Tipo 4/600	Pilar 91 BET 25x60 Tipo 3/600
Pilar 92 BET 60x25 Tipo 5/600	Pilar 93 BET 60x25 Tipo 6/600	Pilar 94 BET 60x25 Tipo 7/600	Pilar 95 BET 60x25 Tipo 7/600	Pilar 96 BET 80x25 Tipo 8/600
Pilar 97 BET 60x25 Tipo 8/600	Pilar 98 BET 60x25 Tipo 9/600	Pilar 99 BET 60x25 Tipo 1/600	Pilar 100 BET 25x50 Tipo 10/600	Pilar 101 BET 60x20 Tipo 11/600
Pilar 102 BET 60x20 Tipo 12/600	Pilar 103 BET 30x45 Tipo 13/600	Pilar 104 BET 60x25 Tipo 1/600	Pilar 105 BET 45x20 Tipo 14/600	Pilar 106 BET 40x20 Tipo 15/600

QUADRO DE PILARES DA COTA 750

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

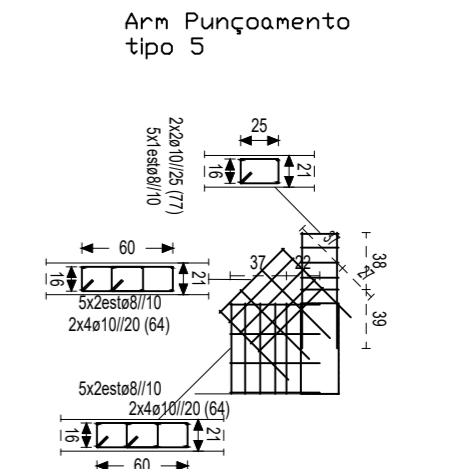
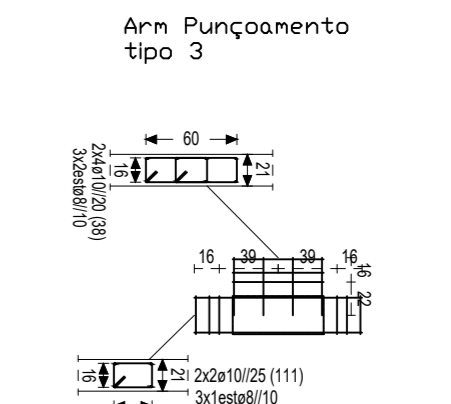
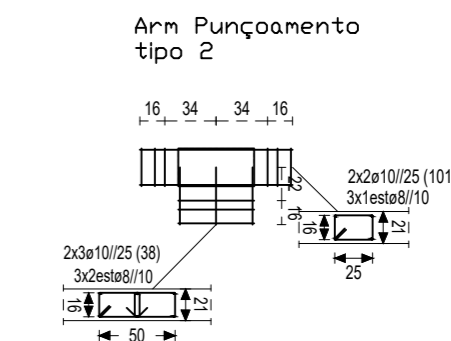
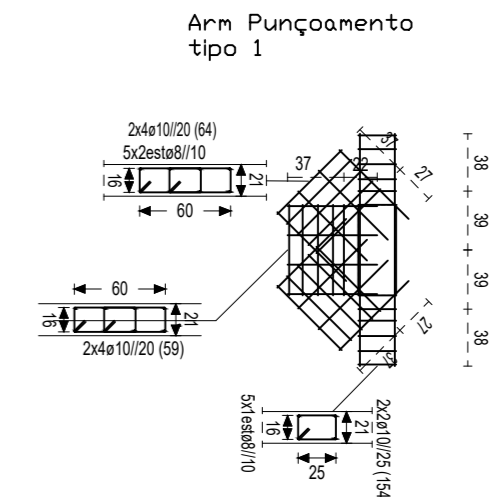
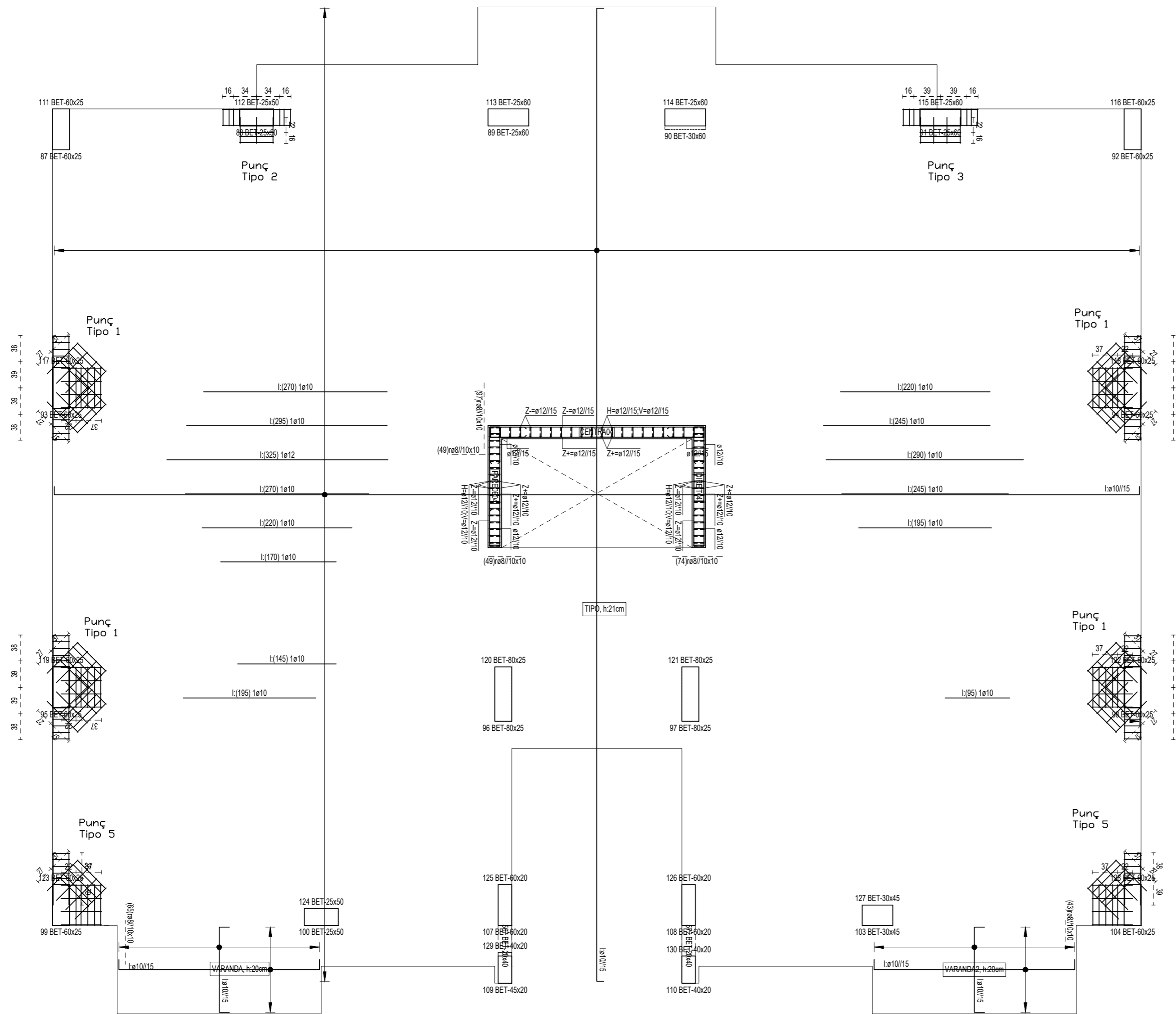
Pilar 107 BET 60x20 Tipo 1/750	Pilar 108 BET 60x20 Tipo 2/750	Pilar 109 BET 45x20 Tipo 3/750	Pilar 110 BET 40x20 Tipo 4/750
--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------

TIPOS DE PILARES DA COTA 750



Escala: 1/50

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Pilares plano 600 e 750		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho Nº 21</b>
Toleran.			



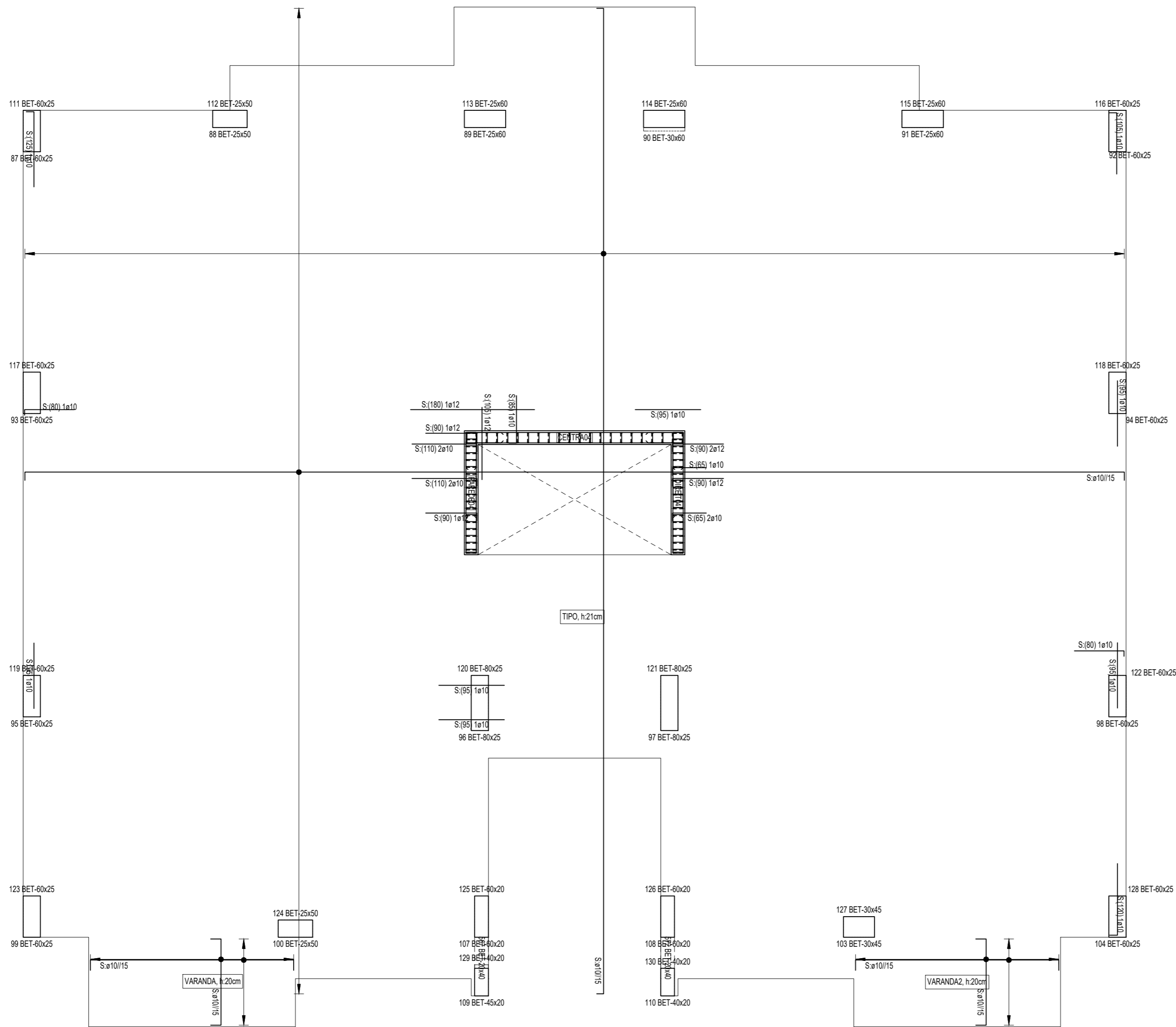
Armadura de montagem, base e distribuição			
L. Fung Alig. Maciça	TIPO	VARANDA	VARANDA2
Base superior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---	---

MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	2,5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício multifunção	Universidade da Beira Interior	Menzen, Lda
Des.	Plano 900, Arm. Inf., Estrébas e Punç		
Copiou	Luís António Menzen da Silva	Gabinete de Projetos Lda	Desenho Nº 22
Visto	Luís António Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta das Lajes	
Toleran.			

Plano 900

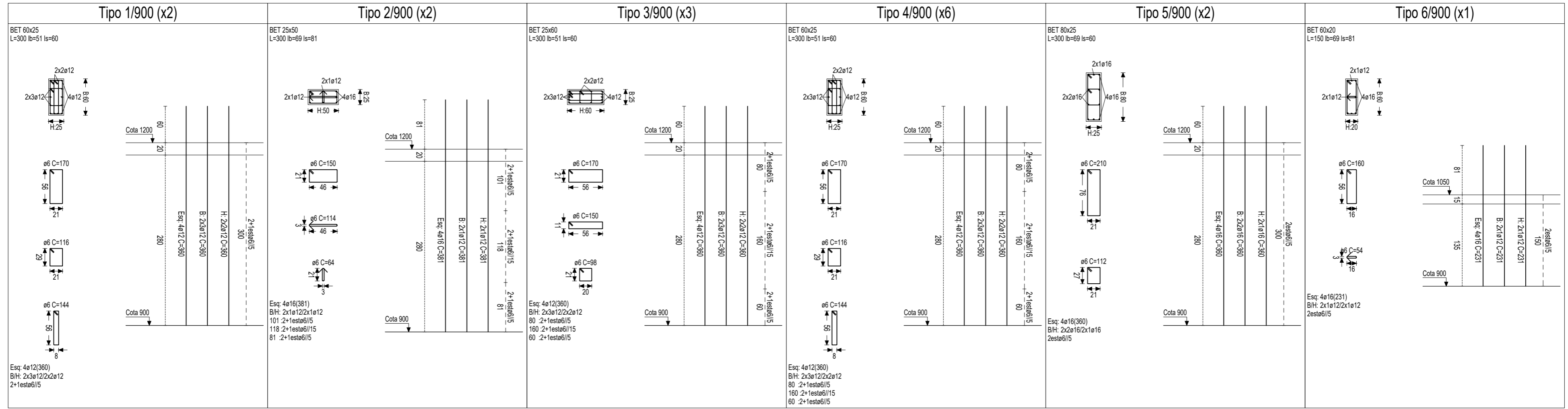
ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
ARMADURA BASE SUPERIOR.



Armadura de montagem, base e distribuição			
L. Fung. Alig.-Maciça	TIPO	VARANDA	VARANDA2
Base superior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---	---

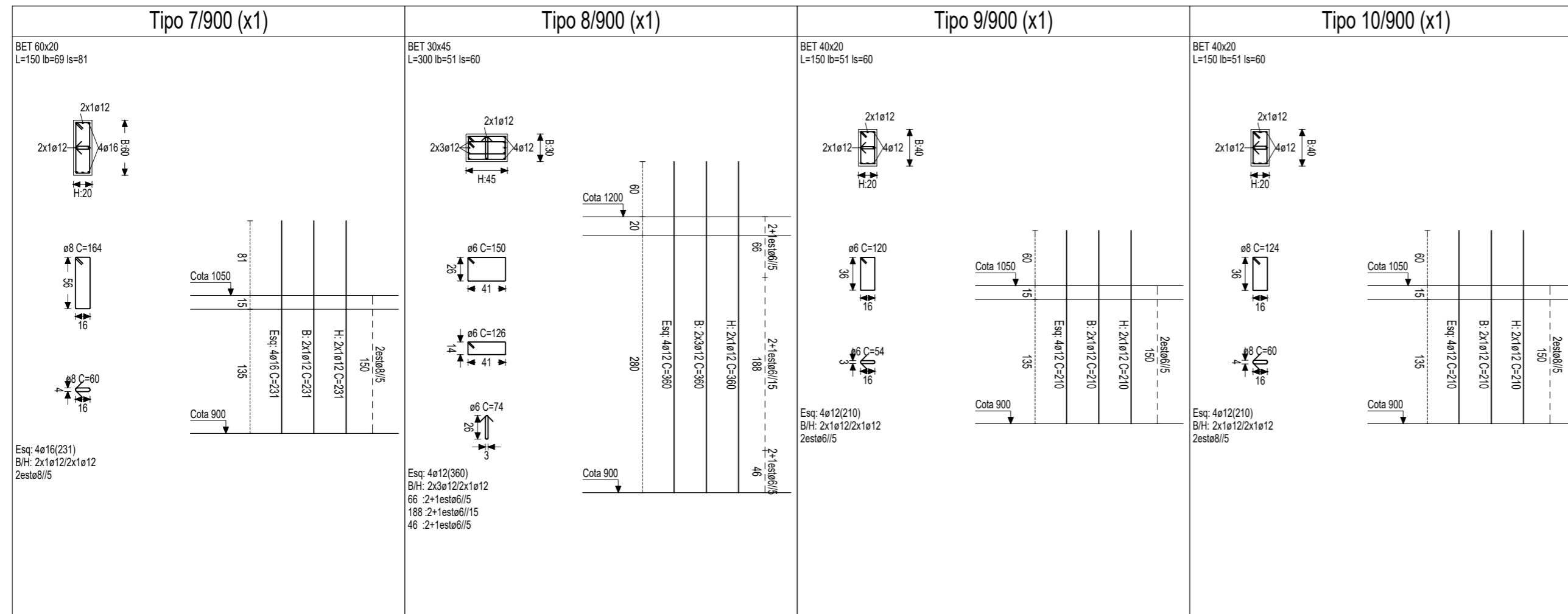
Proj.	Edifício multifunções	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	plano 900, 900, Arco superior		
Copiou	Luís António Menzen de Silva		
Visto	Luís António Menzen de Silva		
Escala:	Planta das Lajes		<b>Desenho Nº 23</b>
1/50			
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA 900



Escala: 1/50

TIPOS DE PILARES DA COTA 900



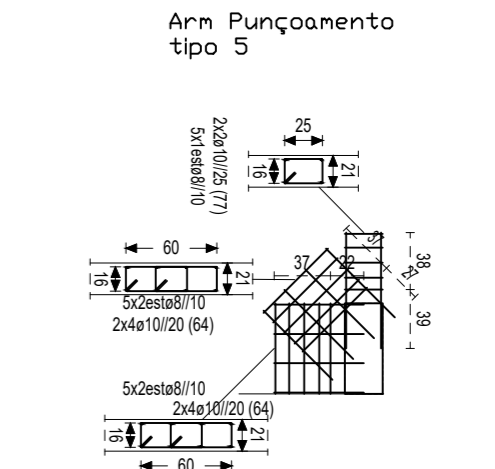
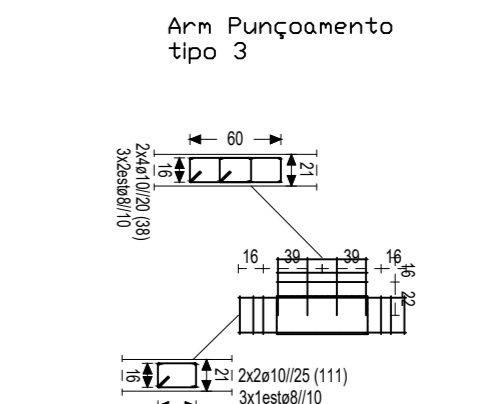
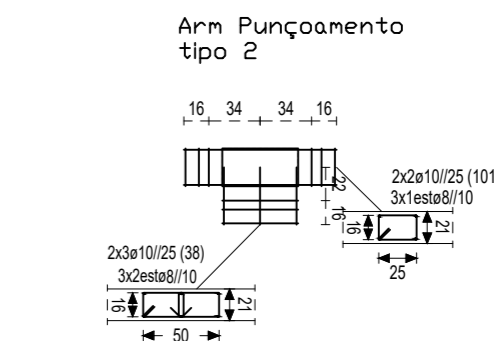
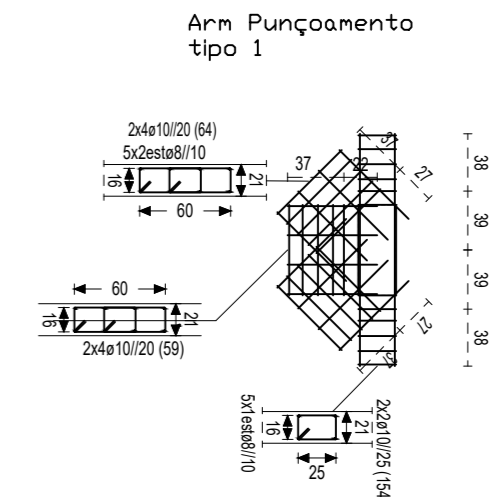
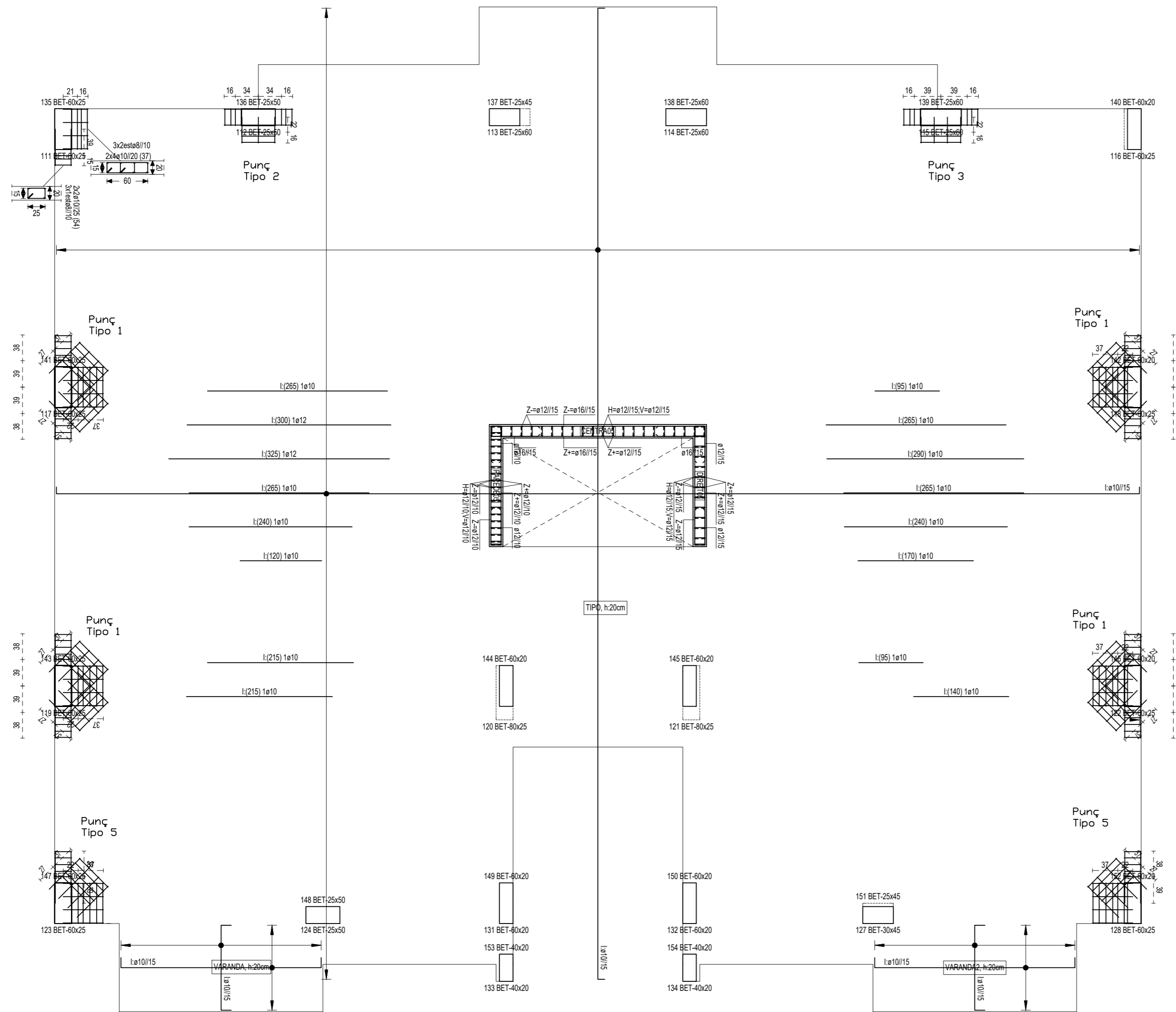
Escala: 1/50

QUADRO DE PILARES DA COTA 900

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar	BET	Tipo	Pilar	BET	Tipo
Pilar 111	BET 60x25	Tipo 1/900	Pilar 114	BET 25x60	Tipo 3/900
Pilar 112	BET 25x50	Tipo 2/900	Pilar 115	BET 25x60	Tipo 3/900
Pilar 113	BET 25x60	Tipo 3/900	Pilar 116	BET 60x25	Tipo 1/900
Pilar 114	BET 25x60	Tipo 3/900	Pilar 117	BET 60x25	Tipo 4/900
Pilar 115	BET 25x60	Tipo 3/900	Pilar 118	BET 60x25	Tipo 4/900
Pilar 116	BET 60x25	Tipo 1/900	Pilar 119	BET 60x25	Tipo 4/900
Pilar 117	BET 60x25	Tipo 4/900	Pilar 120	BET 60x25	Tipo 5/900
Pilar 118	BET 60x25	Tipo 4/900	Pilar 121	BET 60x25	Tipo 5/900
Pilar 119	BET 60x25	Tipo 4/900	Pilar 122	BET 60x25	Tipo 4/900
Pilar 120	BET 60x25	Tipo 5/900	Pilar 123	BET 60x25	Tipo 4/900
Pilar 121	BET 60x25	Tipo 5/900	Pilar 124	BET 25x50	Tipo 2/900
Pilar 122	BET 60x25	Tipo 4/900	Pilar 125	BET 60x20	Tipo 6/900
Pilar 123	BET 60x25	Tipo 4/900	Pilar 126	BET 60x20	Tipo 7/900
Pilar 124	BET 25x50	Tipo 2/900	Pilar 127	BET 30x45	Tipo 8/900
Pilar 125	BET 60x20	Tipo 6/900	Pilar 128	BET 60x25	Tipo 4/900
Pilar 126	BET 60x20	Tipo 7/900	Pilar 129	BET 40x20	Tipo 9/900
Pilar 127	BET 30x45	Tipo 8/900	Pilar 130	BET 40x20	Tipo 10/900
Pilar 128	BET 60x25	Tipo 4/900			

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Pilares (Plano 900)		
Copiou	Luís António Menzen da Silva		
Visto	Luís António Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho Nº 24</b>
Toleran.			



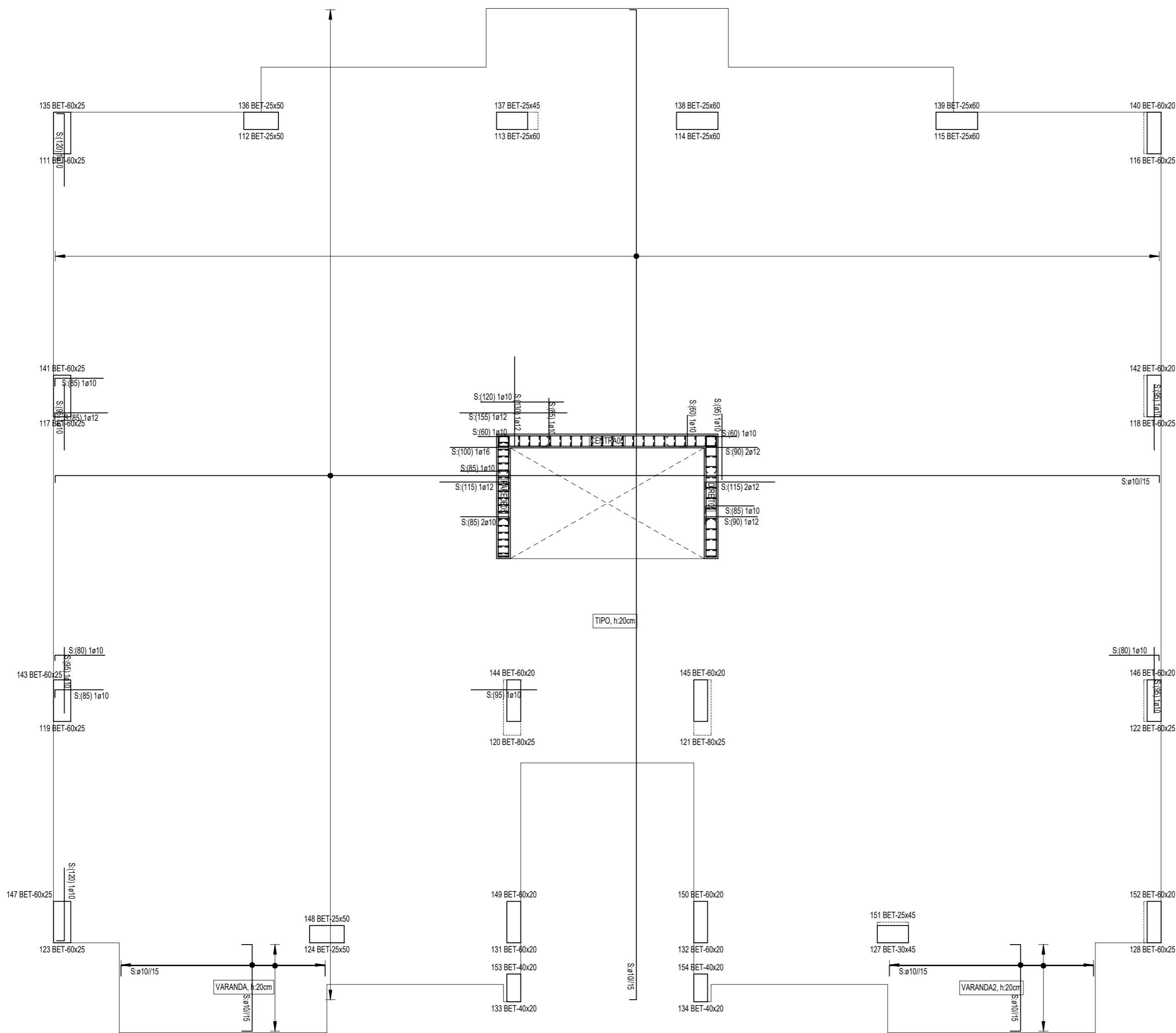
Armadura de montagem, base e distribuição			
L. Fung Alig. -Maciça	TIPO	VARANDA	VARANDA2
Base superior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---	---

MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	2,5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício multifunção	Universidade da Beira Interior	Menzen, Lda
Des.	Plano 1200, Arm. Inf., Estrutura e Punç		
Copiou	Luís António Menzen da Silva	Gabinete de Projectos Lda	Desenho Nº 25
Visto	Luís António Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta das Lajes	
Toleran.			

Plano 1200

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
ARMADURA BASE SUPERIOR.



Armadura de montagem, base e distribuição			
L. Fung. Alig.-Maciça	TIPO	VARANDA	VARANDA2
Base superior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---	---

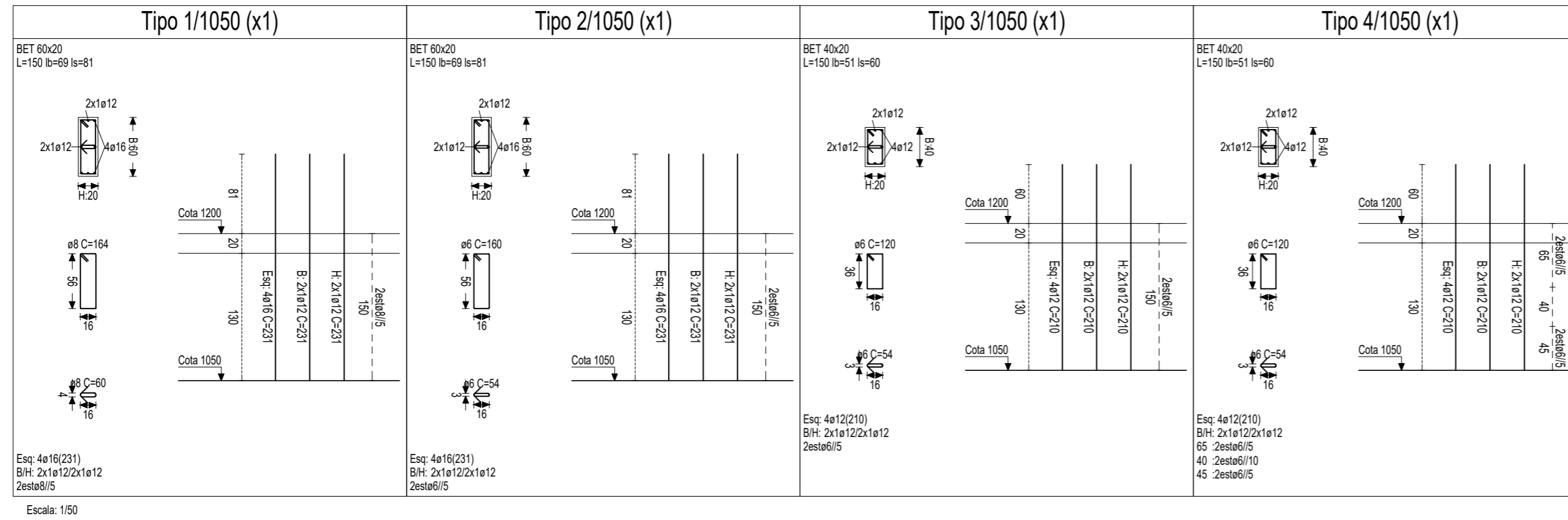
Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Laje plano 1200, Arm Superior		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva	Gabinete de Projectos Lda	
Escala:	1/50	Planta das Lajes	<b>Desenho Nº 26</b>
Toleran.			

### QUADRO DE PILARES DA COTA 1050

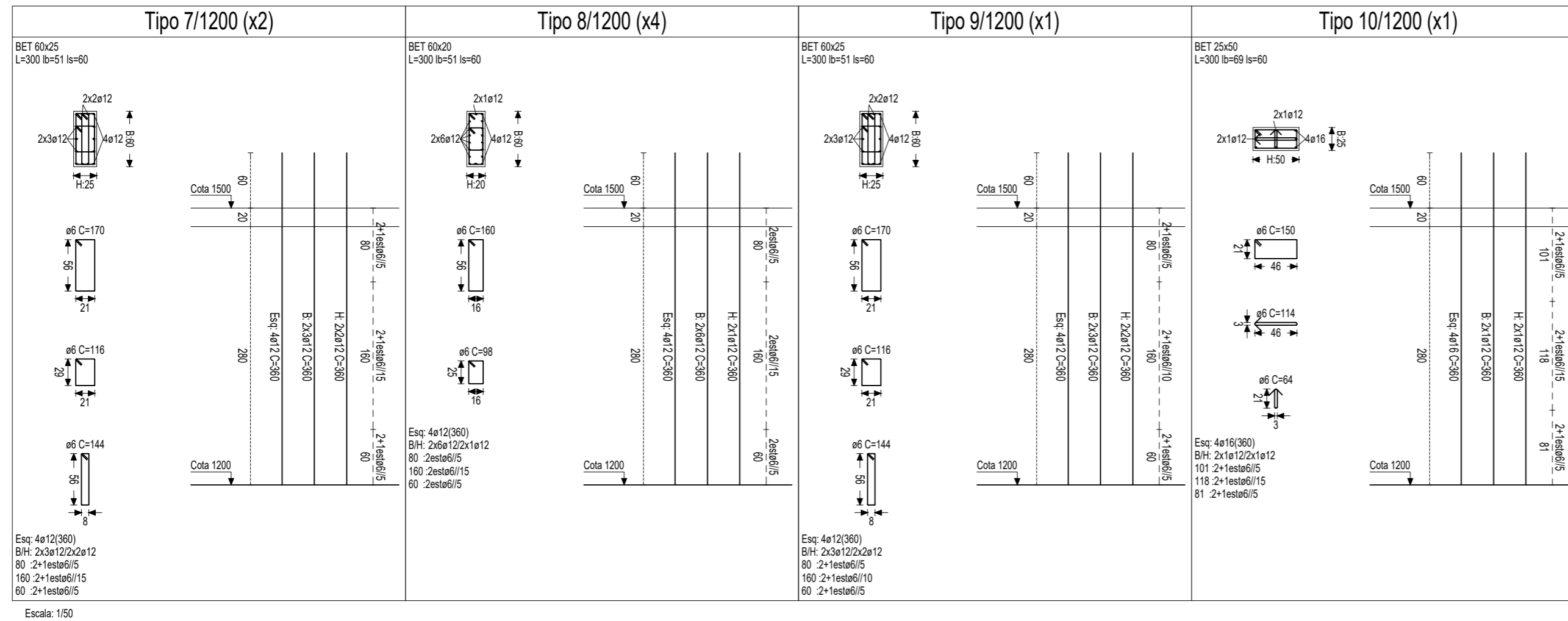
Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 131 BET 60x20 Tipo 1/1050	Pilar 132 BET 60x20 Tipo 2/1050	Pilar 133 BET 40x20 Tipo 3/1050	Pilar 134 BET 40x20 Tipo 4/1050
---------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

### TIPOS DE PILARES DA COTA 1050



### TIPOS DE PILARES DA COTA 1200



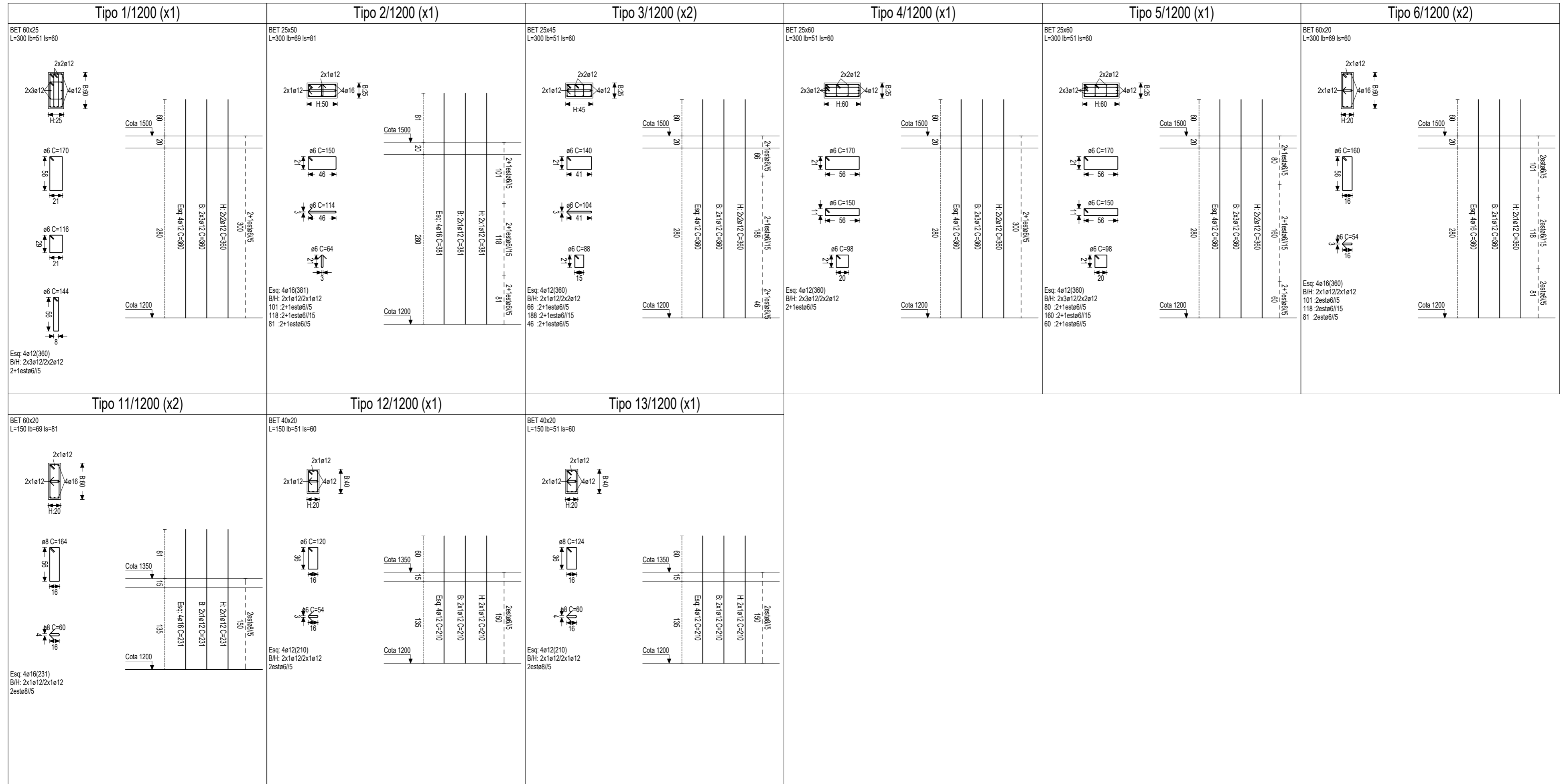
### QUADRO DE PILARES DA COTA 1200

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 135 BET 60x25 Tipo 1/1200	Pilar 136 BET 25x50 Tipo 2/1200	Pilar 137 BET 25x45 Tipo 3/1200	Pilar 138 BET 25x60 Tipo 4/1200	Pilar 139 BET 25x60 Tipo 5/1200
Pilar 140 BET 60x20 Tipo 6/1200	Pilar 141 BET 60x25 Tipo 7/1200	Pilar 142 BET 60x20 Tipo 8/1200	Pilar 143 BET 60x25 Tipo 9/1200	Pilar 144 BET 60x20 Tipo 10/1200
Pilar 145 BET 60x20 Tipo 11/1200	Pilar 146 BET 60x20 Tipo 12/1200	Pilar 147 BET 60x25 Tipo 13/1200	Pilar 148 BET 25x50 Tipo 14/1200	Pilar 149 BET 60x20 Tipo 15/1200
Pilar 150 BET 60x20 Tipo 16/1200	Pilar 151 BET 25x45 Tipo 17/1200	Pilar 152 BET 60x20 Tipo 18/1200	Pilar 153 BET 40x20 Tipo 19/1200	Pilar 154 BET 40x20 Tipo 20/1200

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>								
Des.	Pilares (Plano 1050 e 1200)										
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva										
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva										
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>								
Toleran.											

TIPOS DE PILARES DA COTA 1200



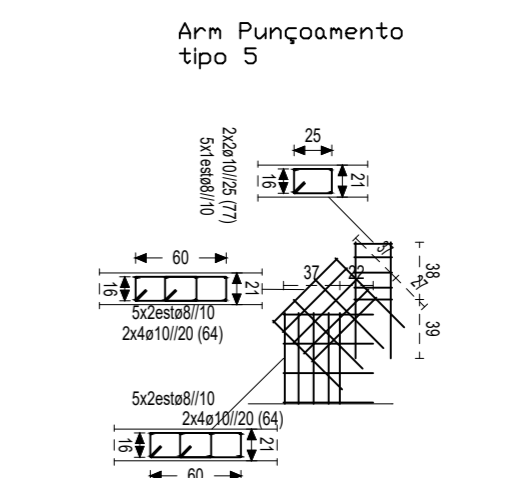
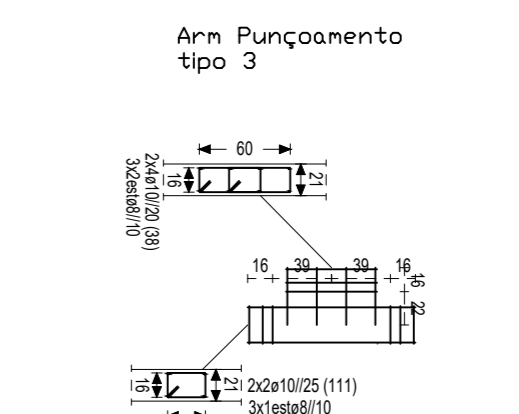
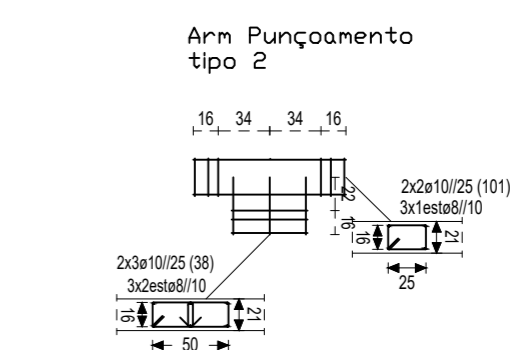
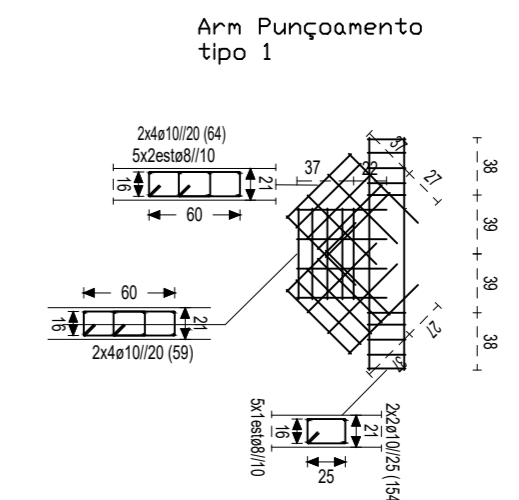
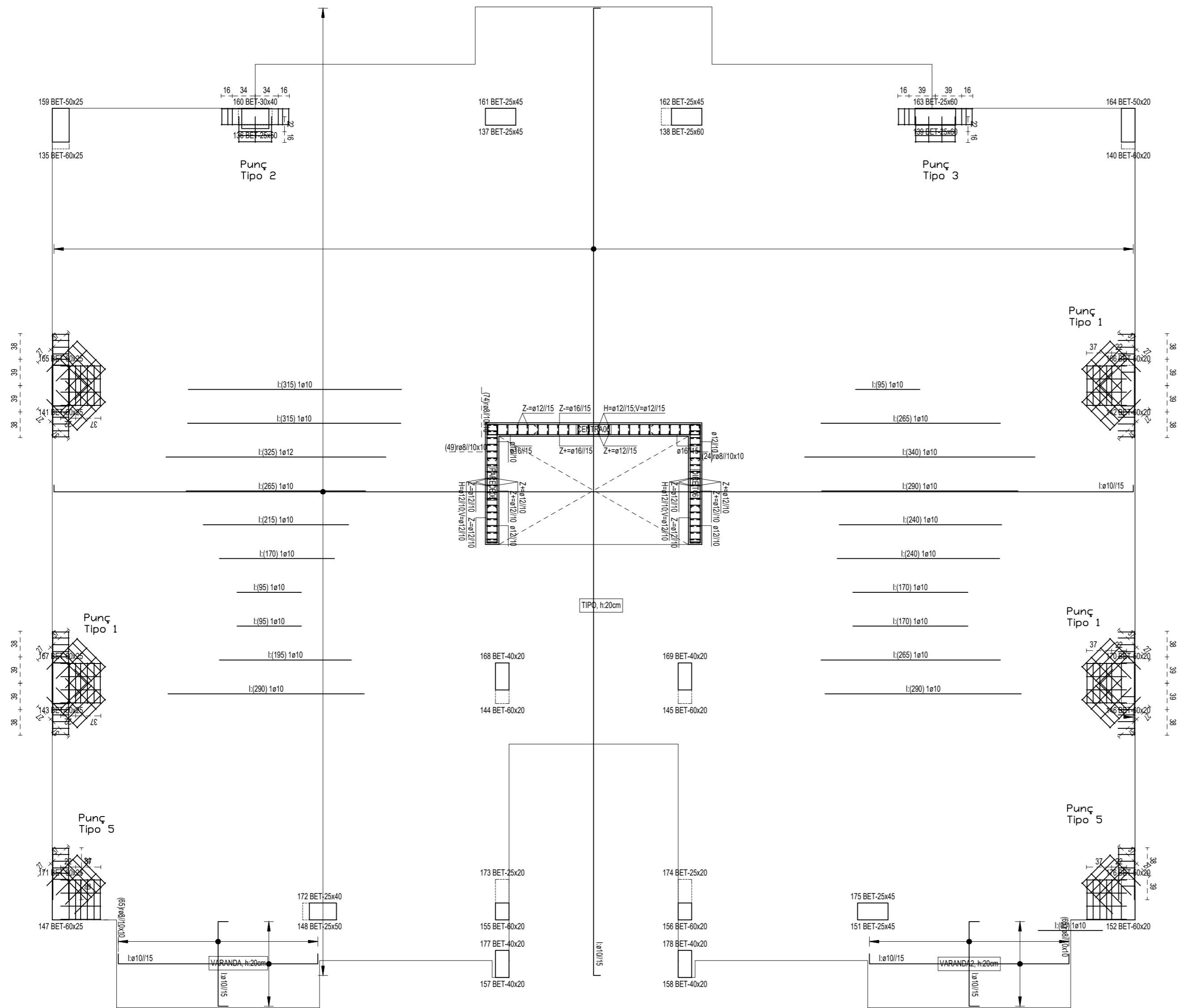
Escala: 1/50

QUADRO DE PILARES DA COTA 1200

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 135 BET 60x25 Tipo 1/1200	Pilar 136 BET 25x50 Tipo 2/1200	Pilar 137 BET 25x45 Tipo 3/1200	Pilar 138 BET 25x60 Tipo 4/1200	Pilar 139 BET 25x60 Tipo 5/1200
Pilar 140 BET 60x20 Tipo 6/1200	Pilar 141 BET 60x25 Tipo 7/1200	Pilar 142 BET 60x25 Tipo 8/1200	Pilar 143 BET 60x25 Tipo 7/1200	Pilar 144 BET 60x20 Tipo 8/1200
Pilar 145 BET 60x20 Tipo 8/1200	Pilar 146 BET 60x20 Tipo 8/1200	Pilar 147 BET 60x25 Tipo 9/1200	Pilar 148 BET 25x50 Tipo 10/1200	Pilar 149 BET 60x20 Tipo 11/1200
Pilar 150 BET 60x20 Tipo 11/1200	Pilar 151 BET 25x45 Tipo 3/1200	Pilar 152 BET 60x20 Tipo 6/1200	Pilar 153 BET 40x20 Tipo 12/1200	Pilar 154 BET 40x20 Tipo 13/1200

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Pilares Plano 1200		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	Planta das Lajes	<b>Desenho N° 28</b>	
1/50			
Toleran.			



Armadura de montagem, base e distribuição

L. Fung Alig. Maciça	TIPO	VARANDA	VARANDA2
Base superior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---	---

MATERIAIS

	Rec
Betão C30/37 30 MPa	2.5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício Multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	1500 Arm Inf Estribos e Punç		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Planta das Lajes	Desenho Nº 29
Toleran.			

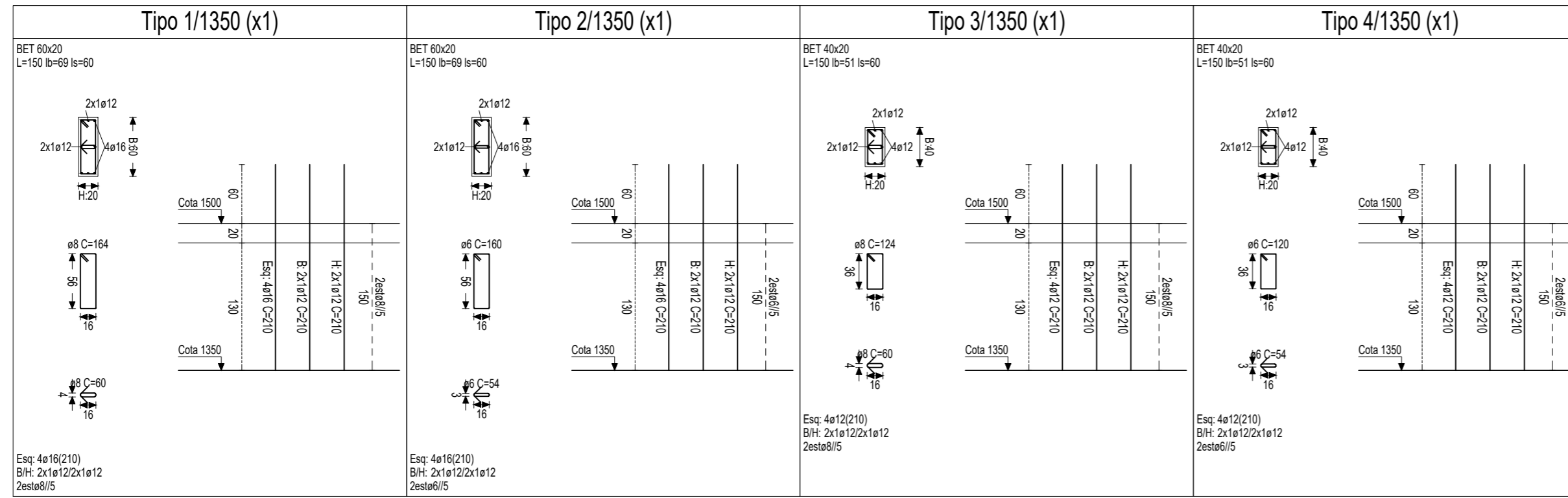


### QUADRO DE PILARES DA COTA 1350

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

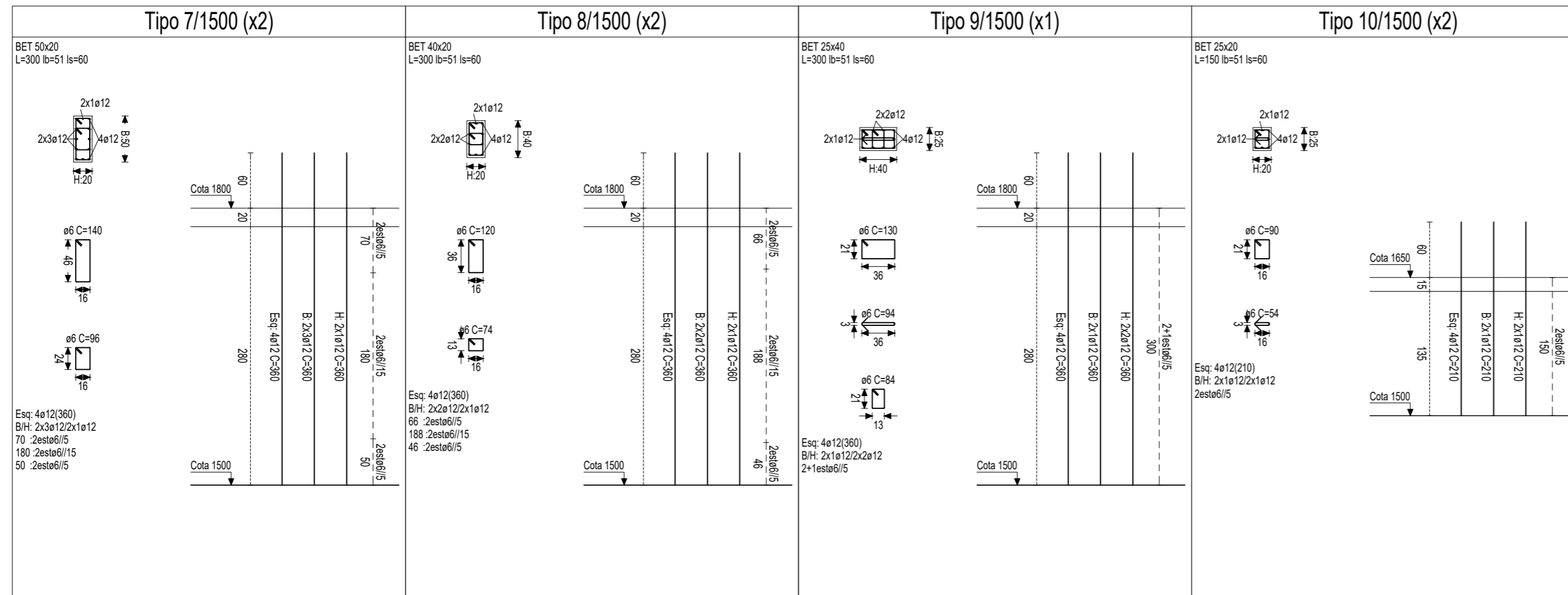
Pilar 155 BET 60x20 Tipo 1/1350	Pilar 156 BET 60x20 Tipo 2/1350	Pilar 157 BET 40x20 Tipo 3/1350	Pilar 158 BET 40x20 Tipo 4/1350
---------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

#### TIPOS DE PILARES DA COTA 1350



Escala: 1/50

#### TIPOS DE PILARES DA COTA 1500



Escala: 1/50

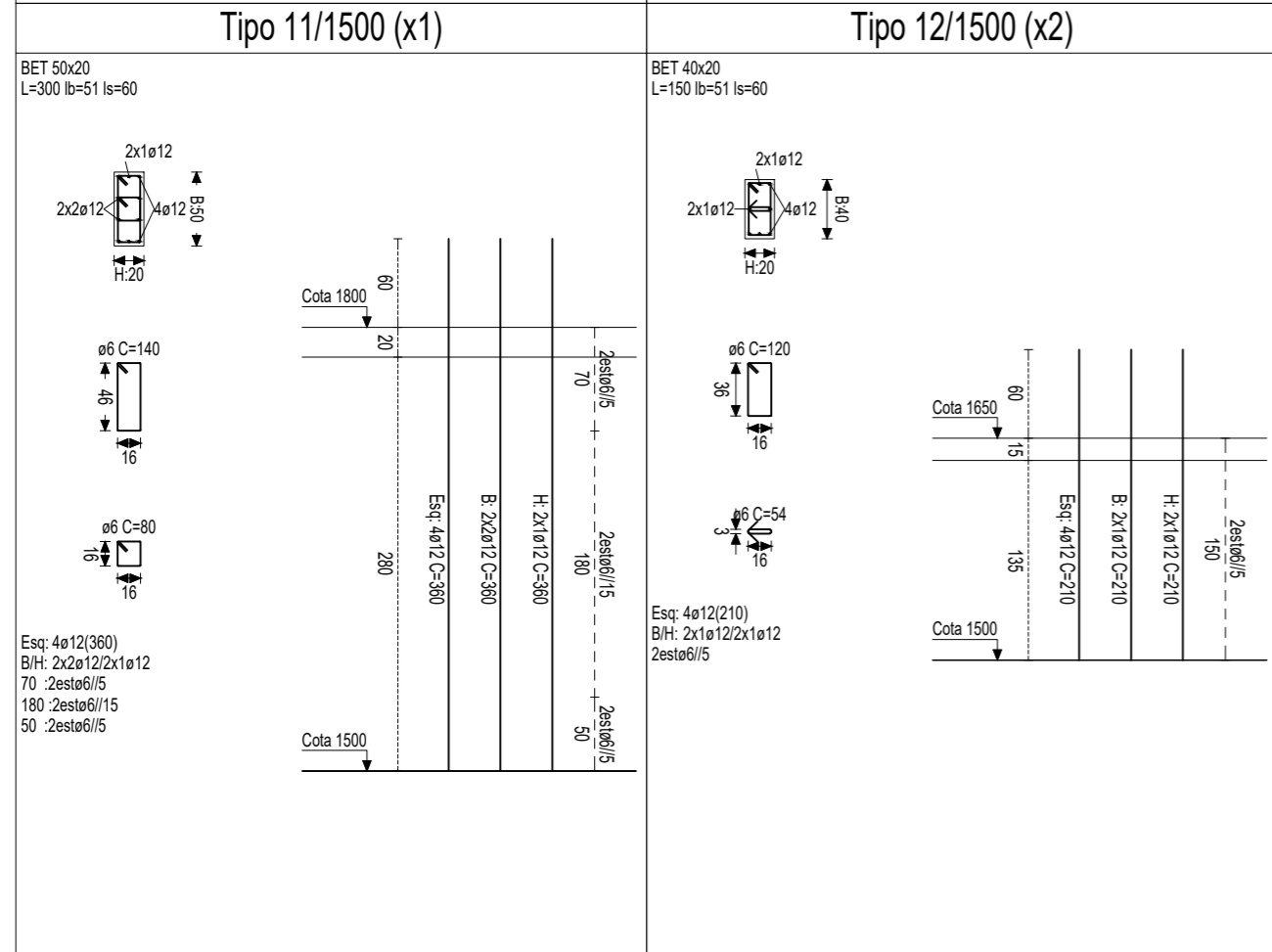
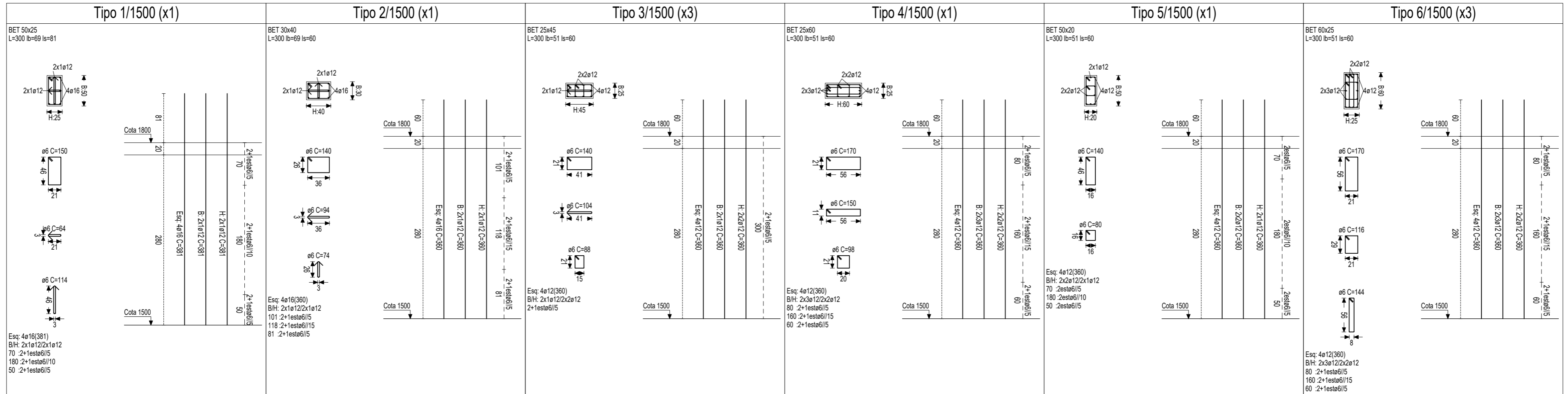
### QUADRO DE PILARES DA COTA 1500

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 159 BET 50x25 Tipo 1/1500	Pilar 160 BET 30x40 Tipo 2/1500	Pilar 161 BET 25x45 Tipo 3/1500	Pilar 162 BET 25x45 Tipo 3/1500	Pilar 163 BET 25x60 Tipo 4/1500
Pilar 164 BET 50x20 Tipo 5/1500	Pilar 165 BET 60x25 Tipo 6/1500	Pilar 166 BET 50x20 Tipo 7/1500	Pilar 167 BET 60x25 Tipo 6/1500	Pilar 168 BET 40x20 Tipo 8/1500
Pilar 169 BET 40x20 Tipo 8/1500	Pilar 170 BET 50x20 Tipo 7/1500	Pilar 171 BET 60x25 Tipo 6/1500	Pilar 172 BET 25x40 Tipo 9/1500	Pilar 173 BET 25x20 Tipo 10/1500
Pilar 174 BET 25x20 Tipo 10/1500	Pilar 175 BET 25x45 Tipo 3/1500	Pilar 176 BET 50x20 Tipo 11/1500	Pilar 177 BET 40x20 Tipo 12/1500	Pilar 178 BET 40x20 Tipo 12/1500

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Pilares (Plano 1350 e 1500)		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	Desenho Nº 31
Toleran.			

TIPOS DE PILARES DA COTA 1500

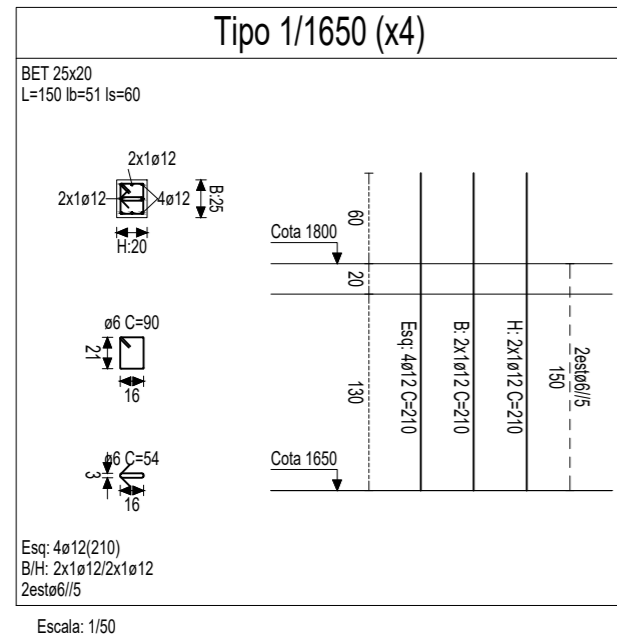


QUADRO DE PILARES DA COTA 1500

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 159 BET 50x25 Tipo 1/1500	Pilar 160 BET 30x40 Tipo 2/1500	Pilar 161 BET 25x45 Tipo 3/1500	Pilar 162 BET 25x45 Tipo 3/1500	Pilar 163 BET 25x60 Tipo 4/1500
Pilar 164 BET 50x20 Tipo 5/1500	Pilar 165 BET 60x25 Tipo 6/1500	Pilar 166 BET 50x20 Tipo 7/1500	Pilar 167 BET 60x25 Tipo 6/1500	Pilar 168 BET 40x20 Tipo 8/1500
Pilar 169 BET 40x20 Tipo 8/1500	Pilar 170 BET 50x20 Tipo 7/1500	Pilar 171 BET 60x25 Tipo 6/1500	Pilar 172 BET 25x40 Tipo 9/1500	Pilar 173 BET 25x20 Tipo 10/1500
Pilar 174 BET 25x20 Tipo 10/1500	Pilar 175 BET 25x45 Tipo 3/1500	Pilar 176 BET 50x20 Tipo 11/1500	Pilar 177 BET 40x20 Tipo 12/1500	Pilar 178 BET 40x20 Tipo 12/1500

TIPOS DE PILARES DA COTA 1650



QUADRO DE PILARES DA COTA 1650

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

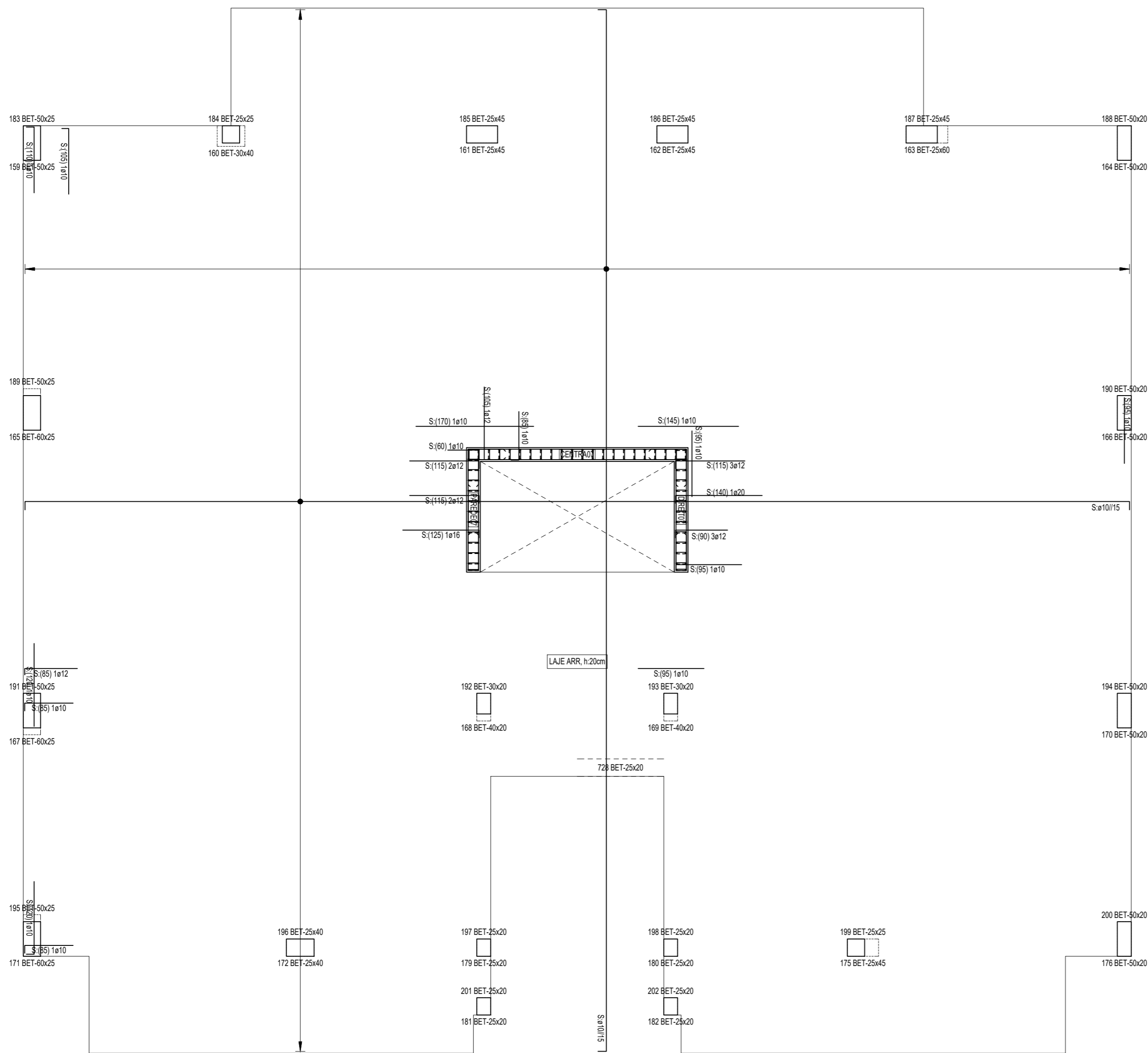
Pilar 179 BET 25x20 Tipo 1/1650	Pilar 180 BET 25x20 Tipo 1/1650	Pilar 181 BET 25x20 Tipo 1/1650	Pilar 182 BET 25x20 Tipo 1/1650
---------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

Proj:	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>  Gabinete de Projectos Lda
Des:	Pilares (Plano 1500 e 1650)		
Copiou:	Luís António Menzen da Silva		
Visto:	Luís António Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	<b>Desenho Nº 32</b>
Toleran.			



Plano 1800

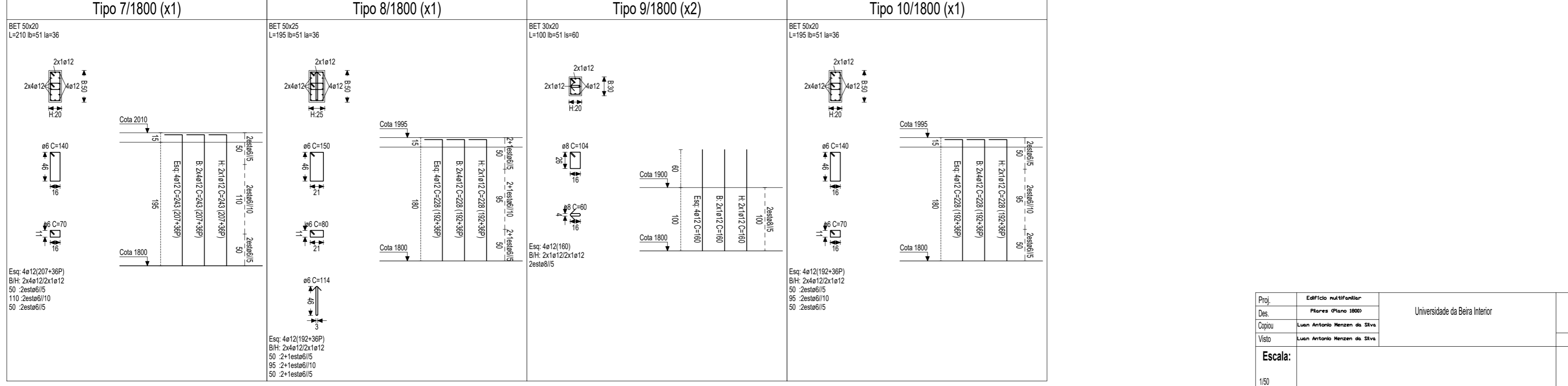
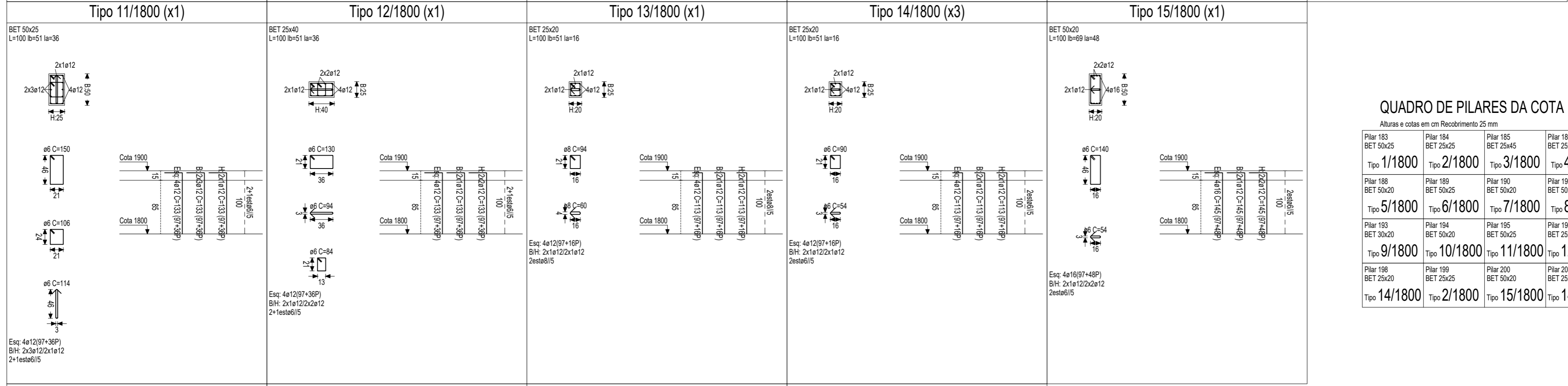
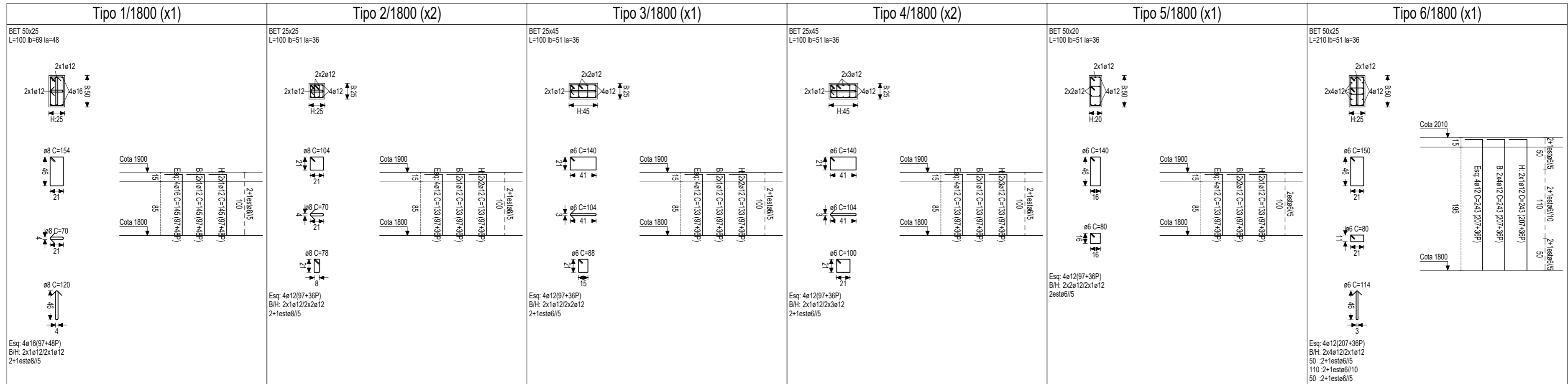
ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
ARMADURA BASE SUPERIOR.



Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung. Alig. Maciça	LAJE ARR
Base superior X	ø10/15
Base superior Y	ø10/15
Base inferior X	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15
Armadura de distribuição	---

Proj.	Edifício Multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>												
Des.	Laje 1800, Arn Superior														
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva														
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva														
Escala:	Planta das Lajes	<table border="1"> <tr> <td>1/50</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Toleran.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		1/50						Toleran.					
1/50															
Toleran.															

TIPOS DE PILARES DA COTA 1800



Escala: 1/50

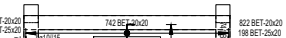
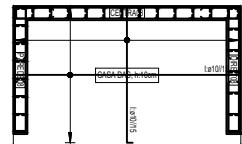
QUADRO DE PILARES DA COTA 1800

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 183 BET 50x25 Tipo 1/1800	Pilar 184 BET 25x25 Tipo 2/1800	Pilar 185 BET 25x45 Tipo 3/1800	Pilar 186 BET 25x45 Tipo 4/1800	Pilar 187 BET 25x45 Tipo 4/1800
Pilar 188 BET 50x20 Tipo 5/1800	Pilar 189 BET 50x25 Tipo 6/1800	Pilar 190 BET 50x20 Tipo 7/1800	Pilar 191 BET 50x25 Tipo 8/1800	Pilar 192 BET 30x20 Tipo 9/1800
Pilar 193 BET 30x20 Tipo 9/1800	Pilar 194 BET 50x20 Tipo 10/1800	Pilar 195 BET 50x25 Tipo 11/1800	Pilar 196 BET 25x40 Tipo 12/1800	Pilar 197 BET 25x20 Tipo 13/1800
Pilar 198 BET 25x20 Tipo 14/1800	Pilar 199 BET 25x20 Tipo 2/1800	Pilar 200 BET 50x20 Tipo 15/1800	Pilar 201 BET 25x20 Tipo 14/1800	Pilar 202 BET 25x20 Tipo 14/1800

Proj.	Edifício Multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Pilares Plano 1800		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	Desenho Nº 35
Toleran.			

Plano 150  
 ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y). DE: REFORÇOS  
 ARMADURA BASE INFERIOR.



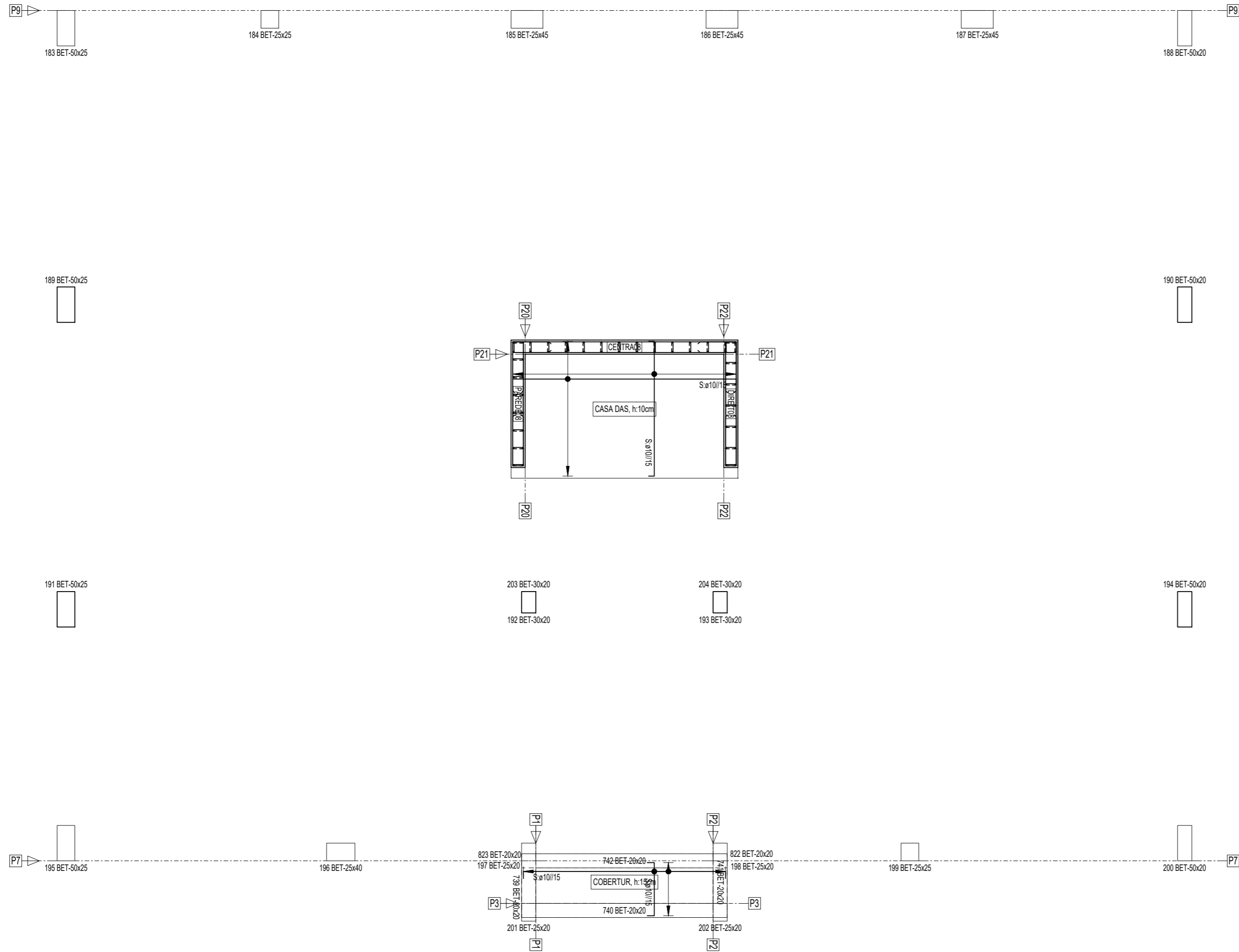
Armadura de montagem, base e distribuição			
L. Fung Alga-Madeira	COBERTUR	CASA DAS	
Base superior X	ø10/15	ø10/15	
Base superior Y	ø10/15	ø10/15	
Base inferior X	ø10/15	ø10/15	
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15	
Armadura de distribuição	---	---	

MATERIAIS	Res
Bolbo C30/37 - 30 MPa	2,5 cm
Aço B400B - 400 MPa	

Proj:	Edifício multi-funções	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> Gabinete de Projectos
Des:	L.J.P. 1998, Am. Saldanha		
Coord:	Luís António Henriques de Almeida		
Visão:	Luís António Henriques de Almeida		
Escala:	Planta das Lajes	Desenho Nº 36	
150			
Toleran.			

Plano 1900

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
 ARMADURA BASE SUPERIOR.

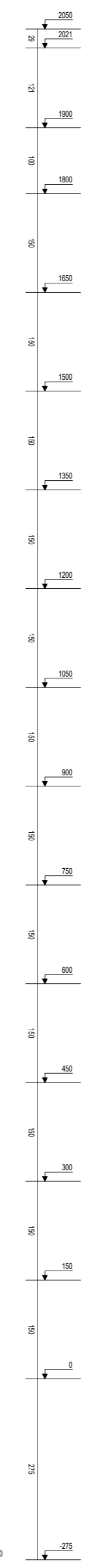
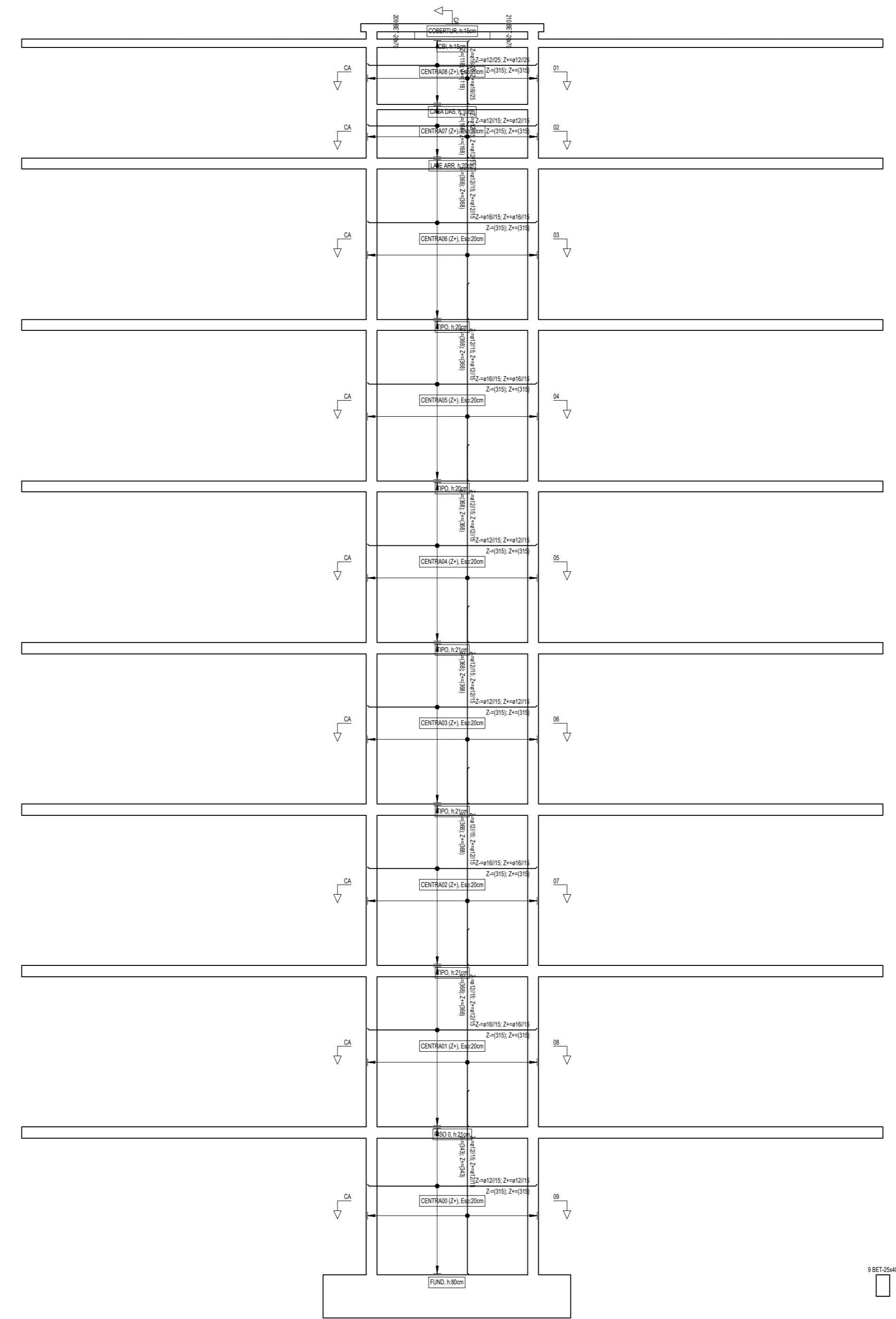
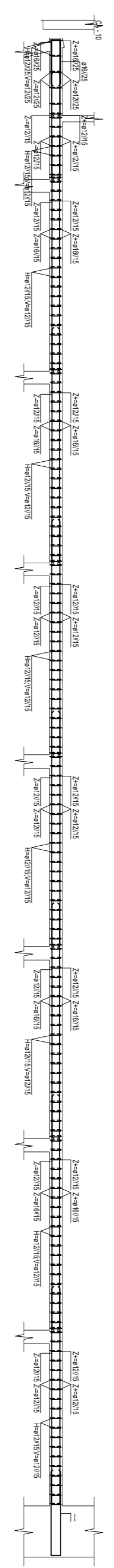


Armadura de montagem, base e distribuição		
L. Fung Alig. Maciça	COBERTUR	CASA DAS
Base superior X	ø10/15	ø10/15
Base superior Y	ø10/15	ø10/15
Base inferior X	ø10/15	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15	ø10/15
Armadura de distribuição	---	---

MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	2.5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Proj.	Edifício Multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>															
Des.	Laje 1900, Arn Superior																	
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva																	
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva																	
Escala:	Planta das Lajes	<table border="1"> <tr> <td colspan="5">Desenho Nº 37</td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> </table>		Desenho Nº 37														
Desenho Nº 37																		
1/50																		
Toleran.																		



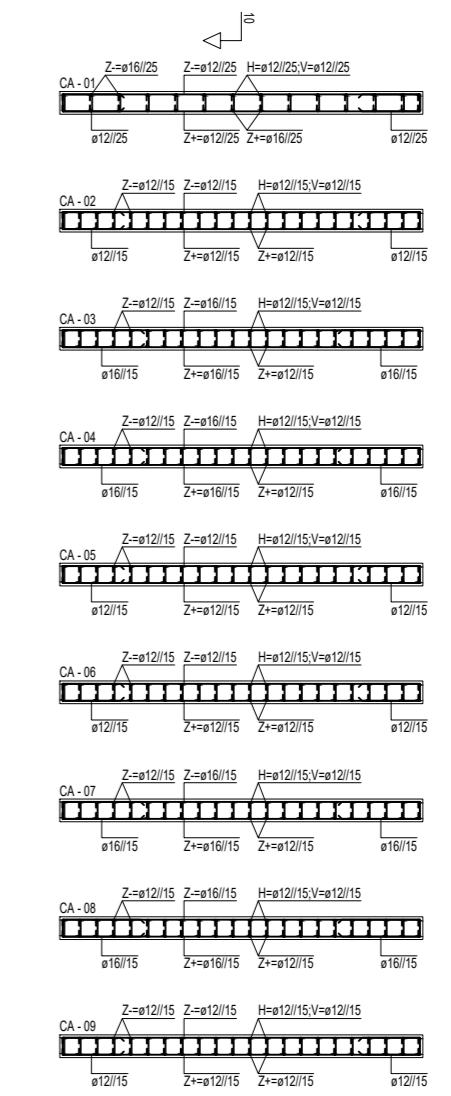


Reforços no contorno de paredes									
a	CENTRA01 (0/300 cm)	CENTRA02 (300/600 cm)	CENTRA03 (600/900 cm)	CENTRA04 (900/1200 cm)	CENTRA05 (1200/1500 cm)	CENTRA06 (1500/1800 cm)	CENTRA07 (1800/1900 cm)	CENTRA08 (1900/2021 cm)	CENTRA09 (-2750 cm)
Horizontal	ø16/15 69+15+69	ø16/15 69+15+69	ø12/15 51+15+51	ø12/15 51+15+51	ø16/15 69+15+69	ø16/15 69+15+69	ø12/15 51+15+51	ø12/25 51+15+51	ø12/15 51+15+51
Vertical	---	---	---	---	---	---	---	ø16/25 69+15+69	---
Esperas	---	---	---	---	---	---	---	ø12/15	ø12/15 131+15+131

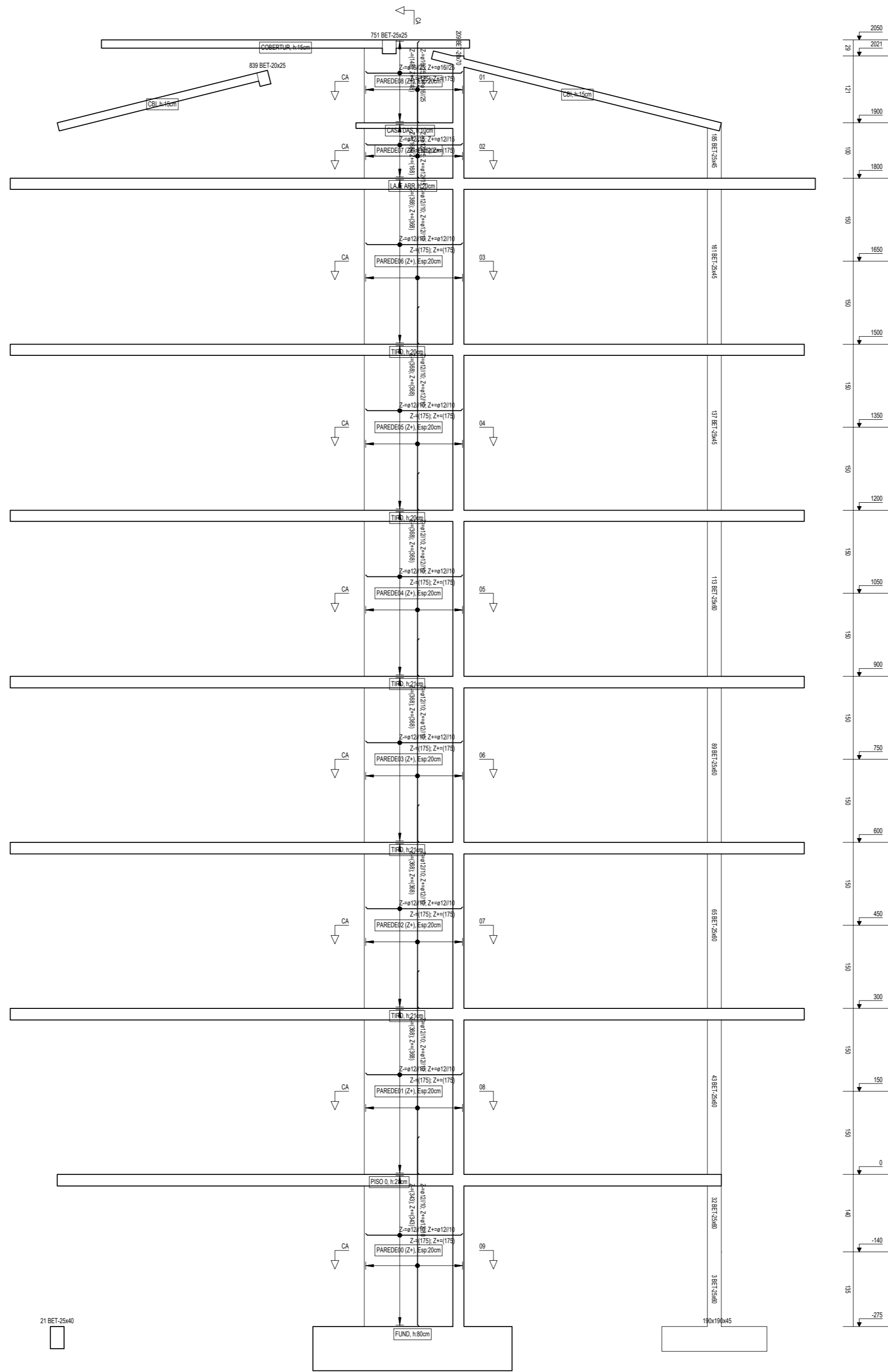
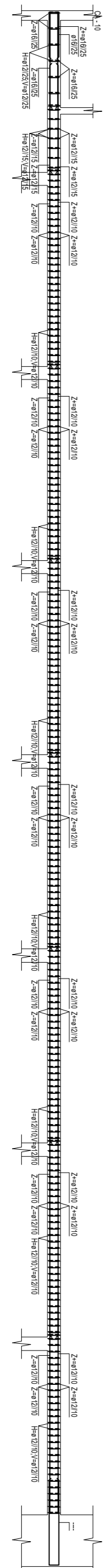
  

Armadura transversal									
Horizontal	CENTRA01 (0/300 cm) ø12/15	CENTRA02 (300/600 cm) ø12/15	CENTRA03 (600/900 cm) ø12/15	CENTRA04 (900/1200 cm) ø12/15	CENTRA05 (1200/1500 cm) ø12/15	CENTRA06 (1500/1800 cm) ø12/15	CENTRA07 (1800/1900 cm) ø12/15	CENTRA08 (1900/2021 cm) ø12/25	CENTRA09 (-2750 cm) ø12/15
Vertical	ø12/15	ø12/15	ø12/15	ø12/15	ø12/15	ø12/15	ø12/15	ø12/25	ø12/15

Propriedades das paredes									
Parede	CENTRA01	CENTRA02	CENTRA03	CENTRA04	CENTRA05	CENTRA06	CENTRA07	CENTRA08	CENTRA09
Material	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão
Espessura	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm



Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Parede resistente central		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Paredes resistentes	Desenho Nº 39
Toleran.			



Reforços no contorno de paredes

	PAREDE01 (9300 cm)	PAREDE02 (300/600 cm)	PAREDE03 (800/900 cm)	PAREDE04 (900/1200 cm)	PAREDE05 (1200/1500 cm)	PAREDE06 (1500/1800 cm)	PAREDE07 (1800/1900 cm)	PAREDE08 (1900/2050 cm)	PAREDE09 (-2750 cm)
Horizontal	ø12/10 51+15+51	ø12/10 51+15+51	ø12/10 51+15+51	ø12/10 51+15+51	ø12/10 51+15+51	ø12/10 51+15+51	ø12/15 51+15+51	ø16/25 69+15+69	ø12/10 51+15+51
Vertical	---	---	---	---	---	---	---	ø16/25 69+15+69	---
Esperas	---	---	---	---	---	---	---	---	ø12/10 131+15+131

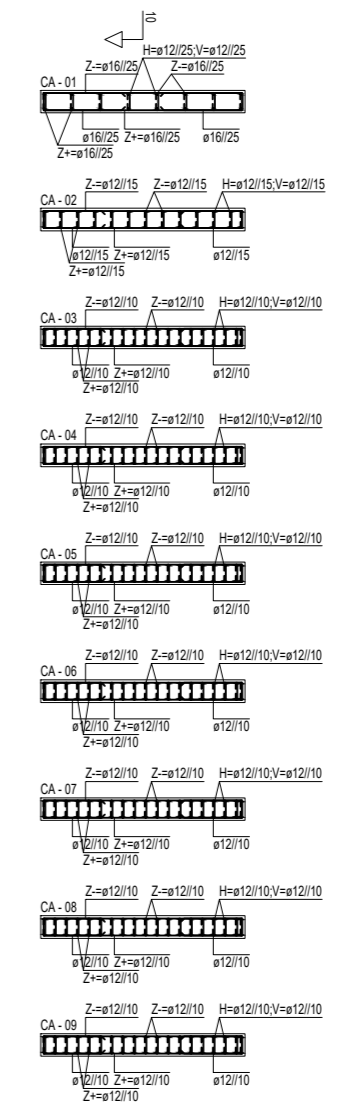
  

Armadura transversal

	PAREDE01 (9300 cm)	PAREDE02 (300/600 cm)	PAREDE03 (800/900 cm)	PAREDE04 (900/1200 cm)	PAREDE05 (1200/1500 cm)	PAREDE06 (1500/1800 cm)	PAREDE07 (1800/1900 cm)	PAREDE08 (1900/2050 cm)	PAREDE09 (-2750 cm)
Horizontal	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/15	ø12/25	ø12/10
Vertical	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/10	ø12/15	ø12/25	ø12/10

Propriedades das paredes

Parede	PAREDE01	PAREDE02	PAREDE03	PAREDE04	PAREDE05	PAREDE06	PAREDE07	PAREDE08	PAREDE09
Material	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão
Espessura	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm

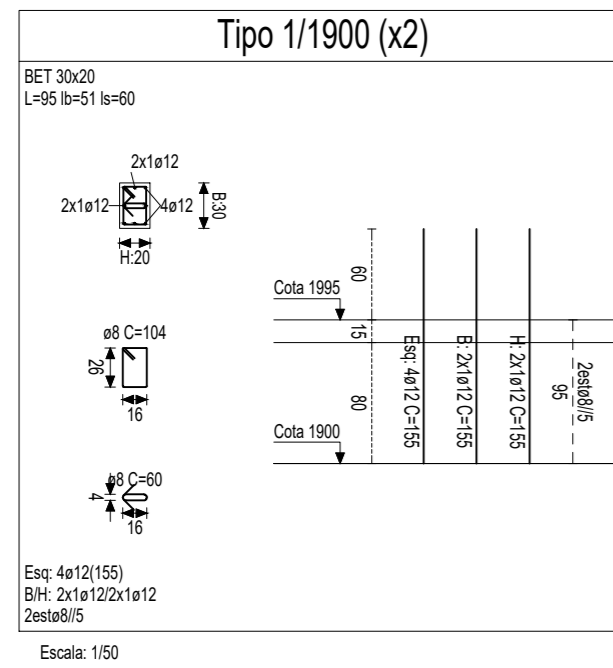


Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b>
Des.	Parede resistente esquerda		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Paredes resistentes	Desenho Nº 40
Toleran.			





TIPOS DE PILARES DA COTA 1900



QUADRO DE PILARES DA COTA 1900

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

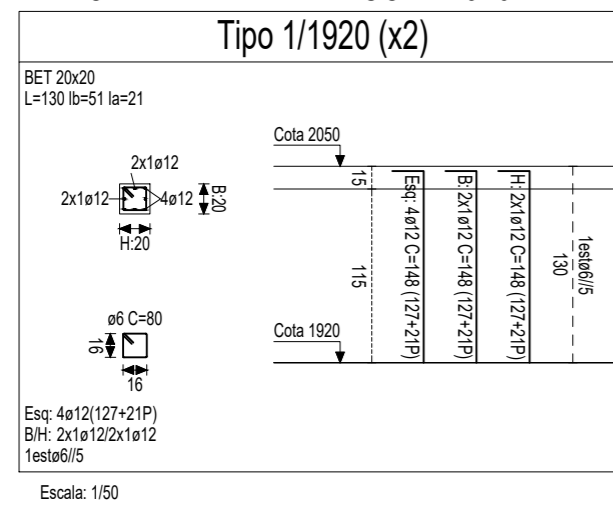
Pilar 203 BET 30x20 Tipo 1/1900	Pilar 204 BET 30x20 Tipo 1/1900
---------------------------------------	---------------------------------------

QUADRO DE PILARES DA COTA 1920

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 205 BET 20x20 Tipo 1/1920	Pilar 206 BET 20x20 Tipo 1/1920
---------------------------------------	---------------------------------------

TIPOS DE PILARES DA COTA 1920

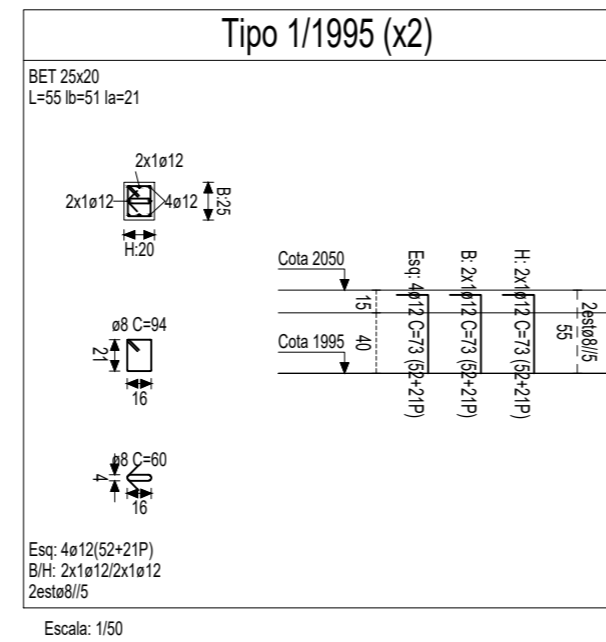


QUADRO DE PILARES DA COTA 1995

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 207 BET 25x20 Tipo 1/1995	Pilar 208 BET 25x20 Tipo 1/1995
---------------------------------------	---------------------------------------

TIPOS DE PILARES DA COTA 1995

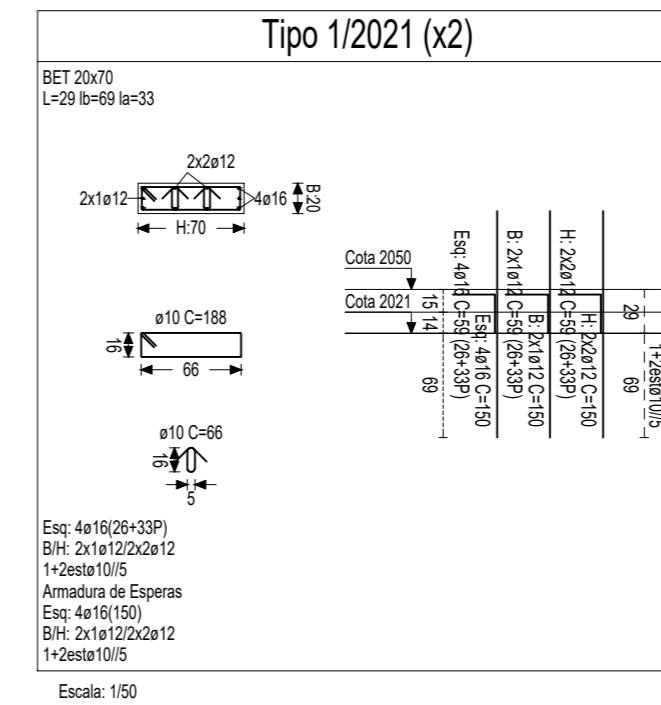


QUADRO DE PILARES DA COTA 2021

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

Pilar 209 BET 20x70 Tipo 1/2021	Pilar 210 BET 20x70 Tipo 1/2021
---------------------------------------	---------------------------------------

TIPOS DE PILARES DA COTA 2021

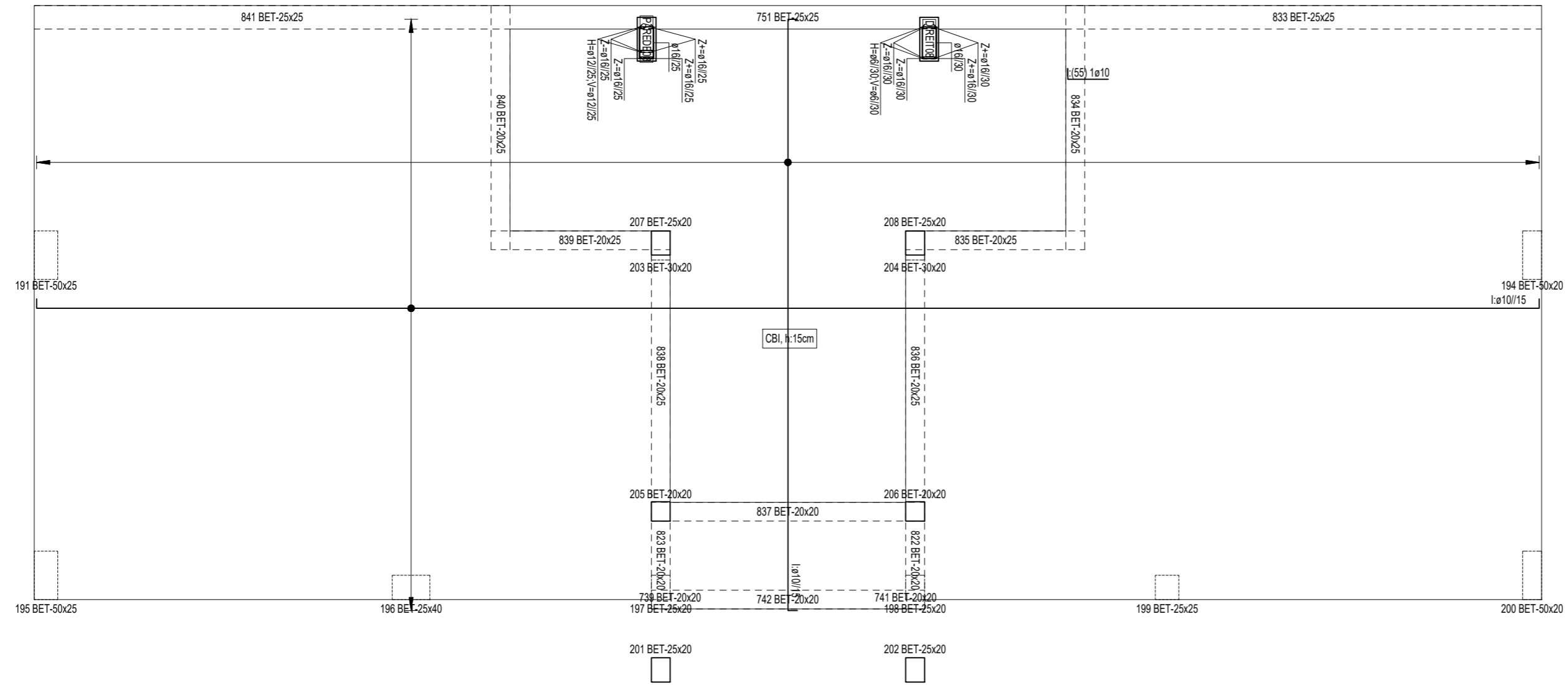


Proj.	Edifício Multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Pilares (Plano 1900 e 2021)		
Copiou	Luís António Menzen de Silva		
Visto	Luís António Menzen de Silva		
Escala:	1/50	Quadro de Pilares	Desenho Nº 44
Toleran.			





Plano CB1  
 ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
 ARMADURA BASE INFERIOR.

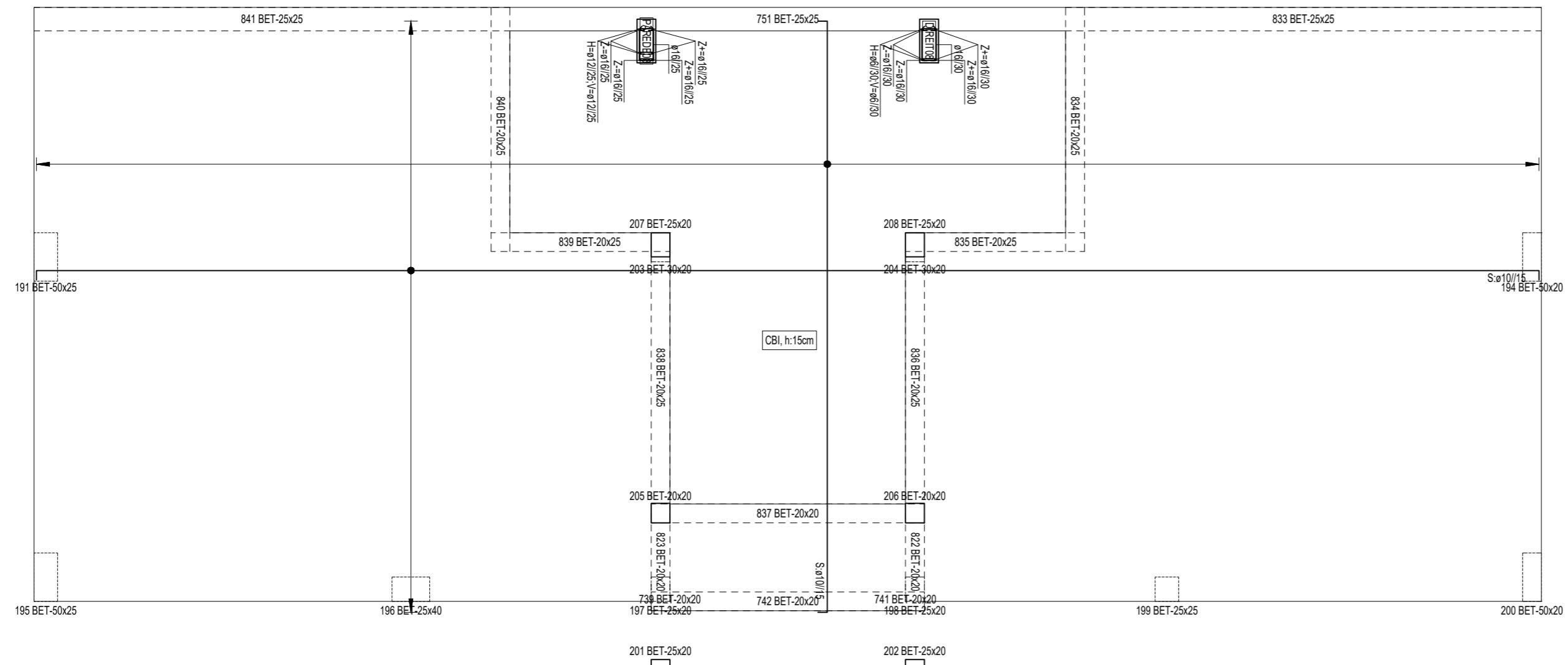


Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung. Alig.-Madraca	CBI
Base superior X	ø10/15
Base superior Y	ø10/15
Base inferior X	ø10/15
Base inferior Y	ø10/15
Armadura de distribuição	---

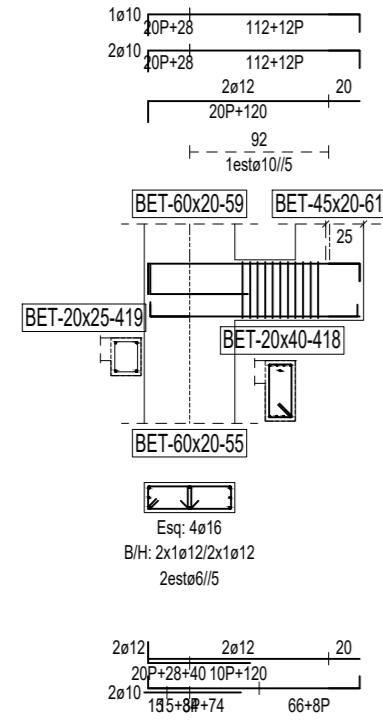
MATERIAIS	Rec.
Betão C30/37 30 MPa	2.5 cm
Aço B400B 400 MPa	

Plano CB1  
 ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS  
 ARMADURA BASE SUPERIOR.

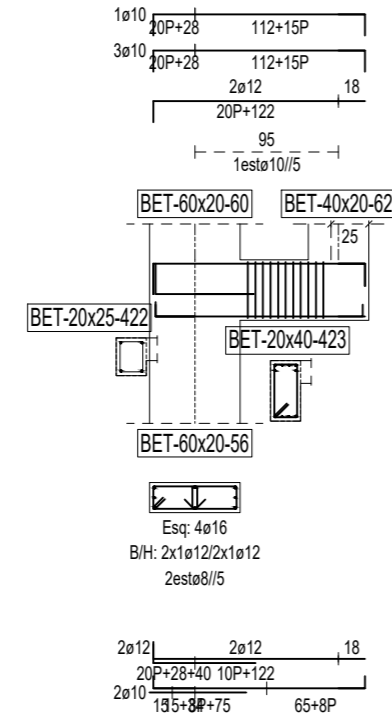


Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>												
Des.	Laje CBI, Arm Inf e Sup.														
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva														
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva														
Escala:	Planta das Lajes	<table border="1"> <tr> <td colspan="4">Desenho Nº 47</td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> </table>		Desenho Nº 47											
Desenho Nº 47															
1/50															
Toleran.															

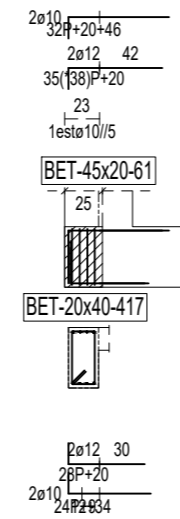
PÓRTICO: P1  
COTA: 150



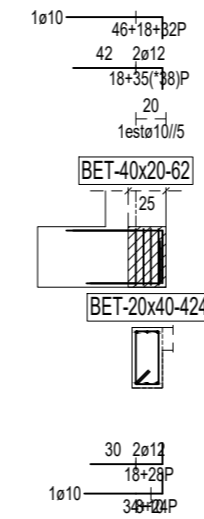
PÓRTICO: P2  
COTA: 150



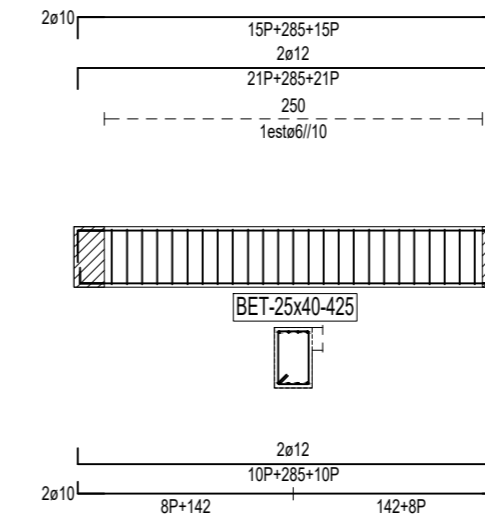
COTA: 150



COTA: 150

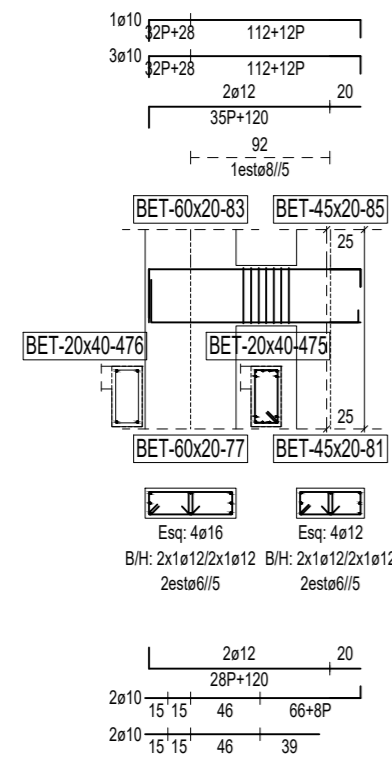


COTA: 150

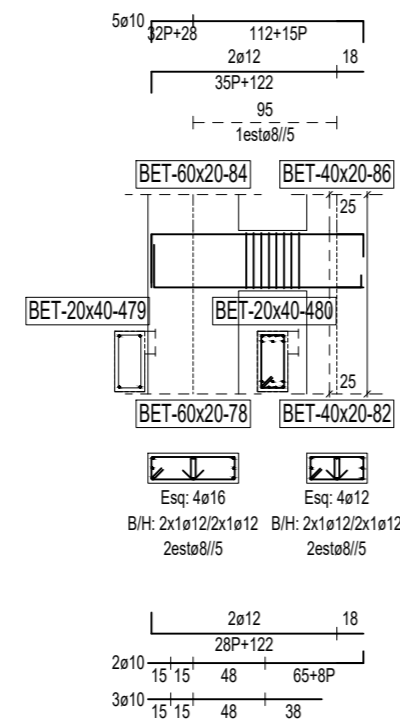


MATERIAIS	Rec
Betão C30/37 30 MPa	2.5 cm
Aço B400B 400 MPa	

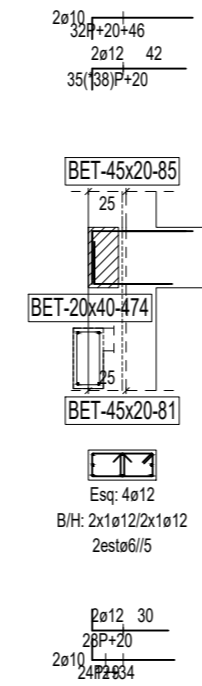
PÓRTICO: P1  
COTA: 450



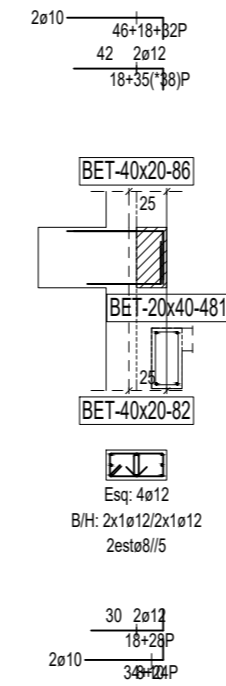
PÓRTICO: P2  
COTA: 450



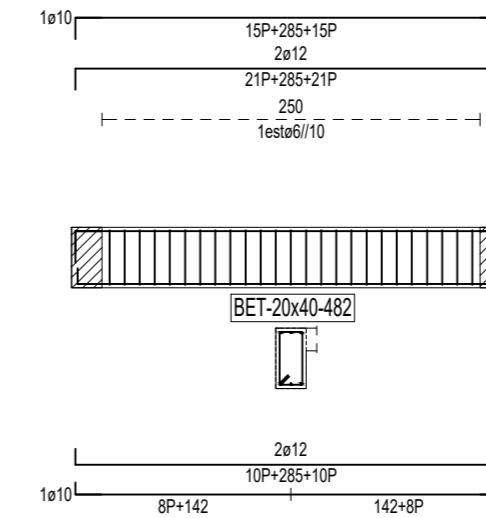
COTA: 450



COTA: 450

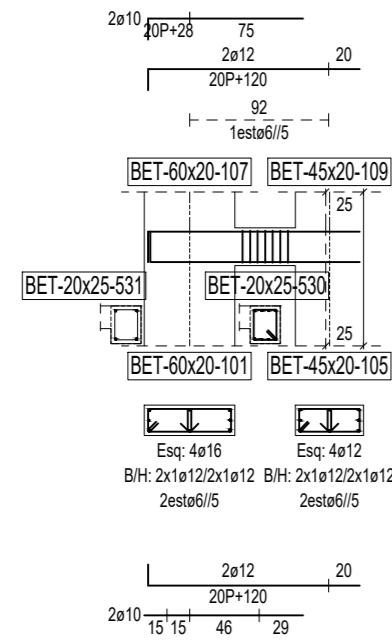


COTA: 450

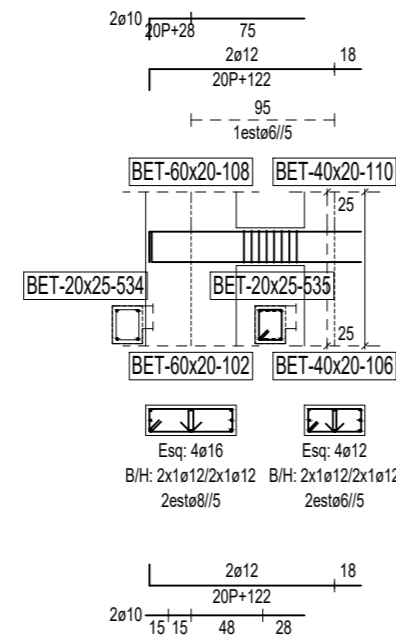


Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Vigas plano 150 e 450		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Detalhamento das vigas	Desenho Nº 48
Toleran.			

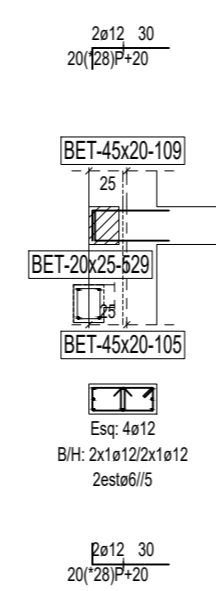
PÓRTICO: P1  
COTA: 750



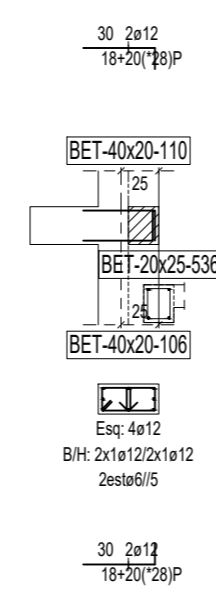
PÓRTICO: P2  
COTA: 750



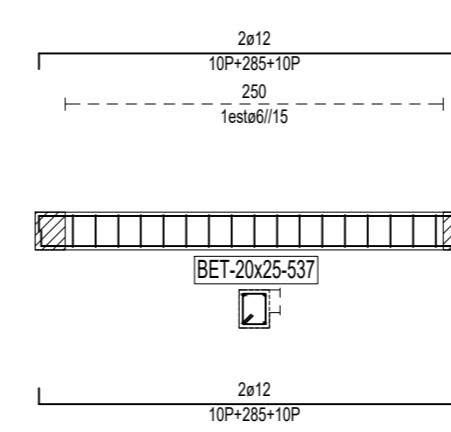
COTA: 750



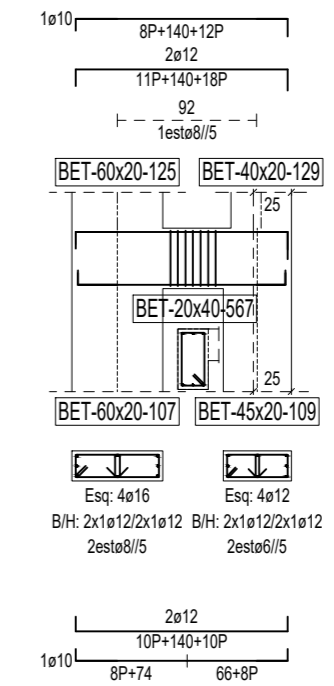
COTA: 750



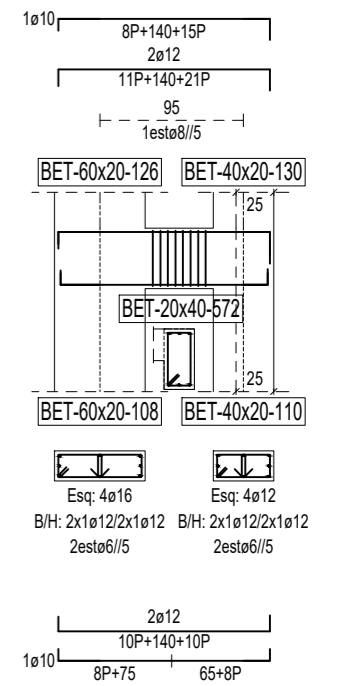
COTA: 750



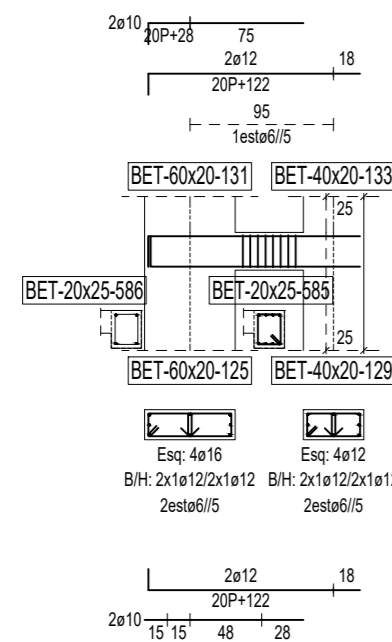
PÓRTICO: P1  
COTA: 900



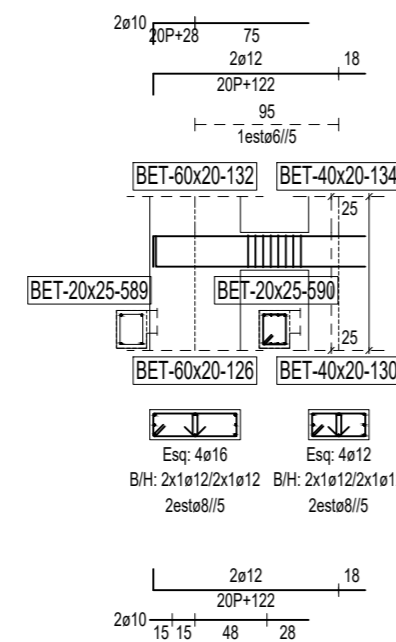
PÓRTICO: P2  
COTA: 900



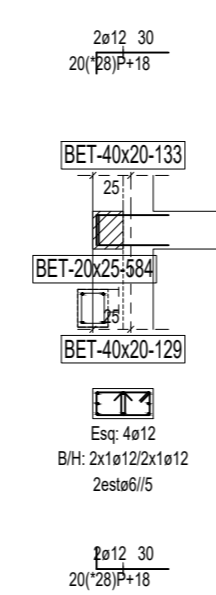
PÓRTICO: P1  
COTA: 1050



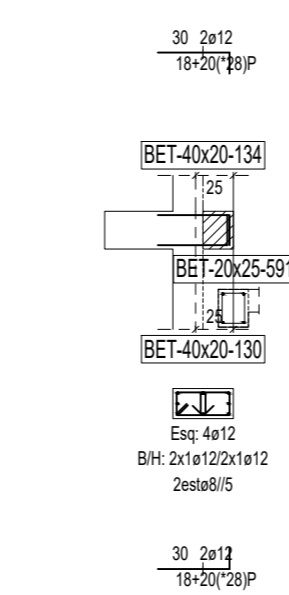
PÓRTICO: P2  
COTA: 1050



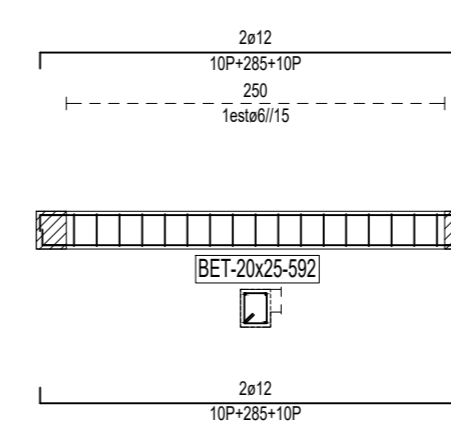
COTA: 1050



COTA: 1050



COTA: 1050



MATERIAIS	Rec
Betão C30/37	30 MPa
Aço B400B	400 MPa

Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>												
Des.	Vigas plano 750, 900 e 1050														
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva														
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva														
Escala:	Detalhamento das vigas	<table border="1"> <tr> <td colspan="4" style="text-align: center;"><b>Desenho Nº 49</b></td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>		<b>Desenho Nº 49</b>											
<b>Desenho Nº 49</b>															
Toleran.	1/50														

PÓRTICO: P1  
COTA: 1350

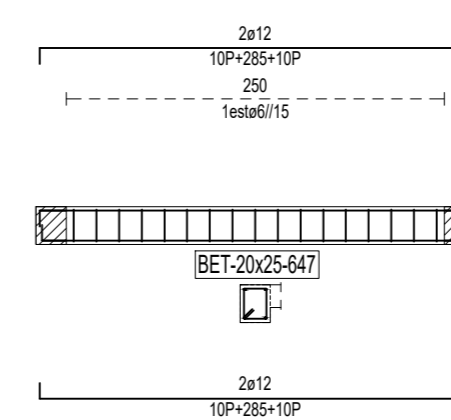
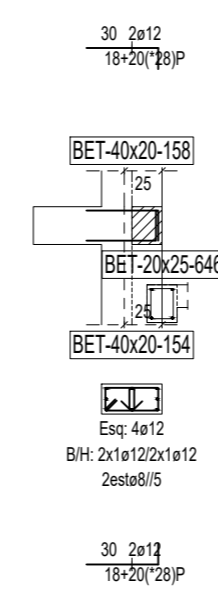
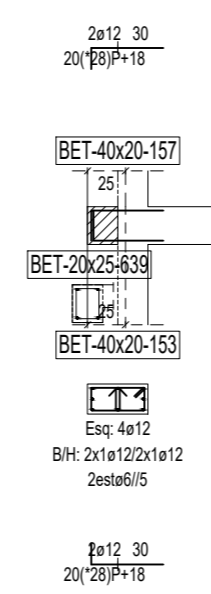
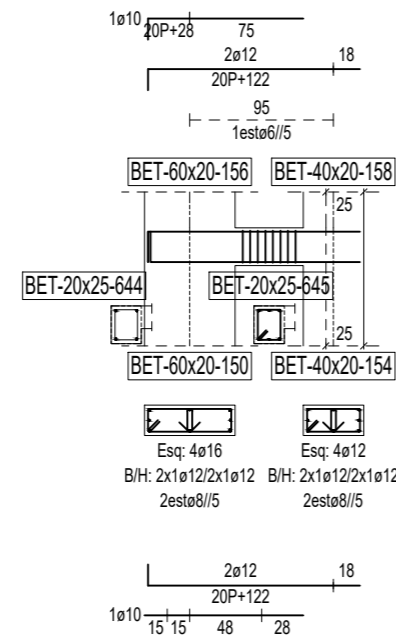
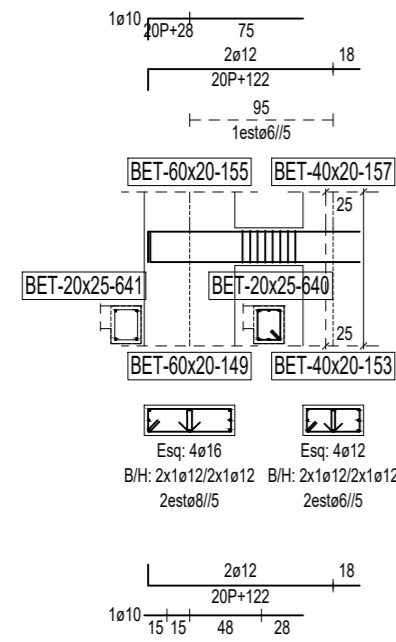
PÓRTICO: P2  
COTA: 1350

COTA: 1350

COTA: 1350

COTA: 1350

MATERIAIS		Rec
Betão	C30/37 30 MPa	2.5 cm
Aço	B400B 400 MPa	



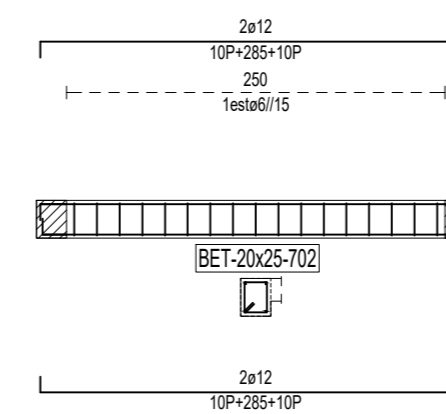
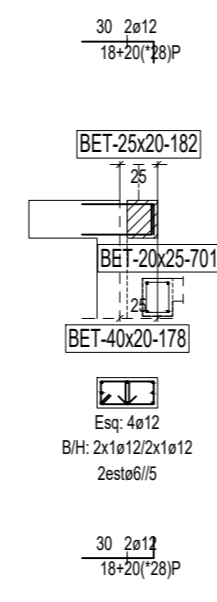
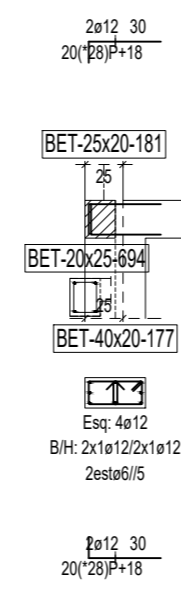
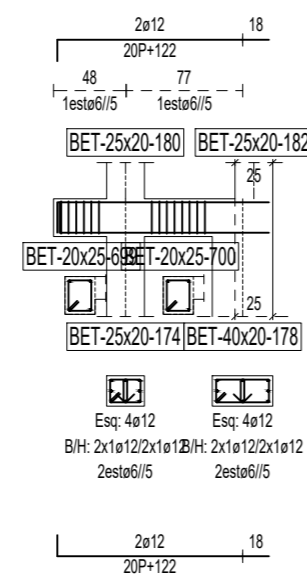
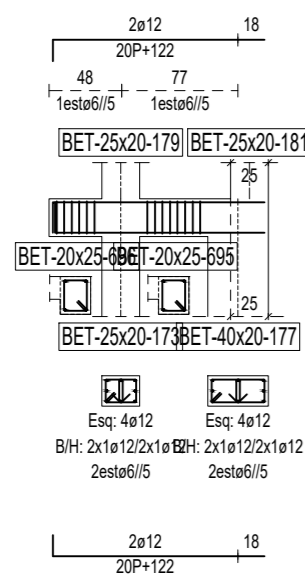
PÓRTICO: P1  
COTA: 1650

COTA: 1650

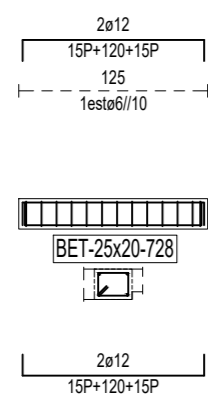
COTA: 1650

COTA: 1650

COTA: 1650



PÓRTICO: P19  
COTA: 1800



Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Vigas plano 1350, 1650 e 1800		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Detalhamento das vigas	
Toleran.			

PÓRТИCO: P1  
COTA: 1900

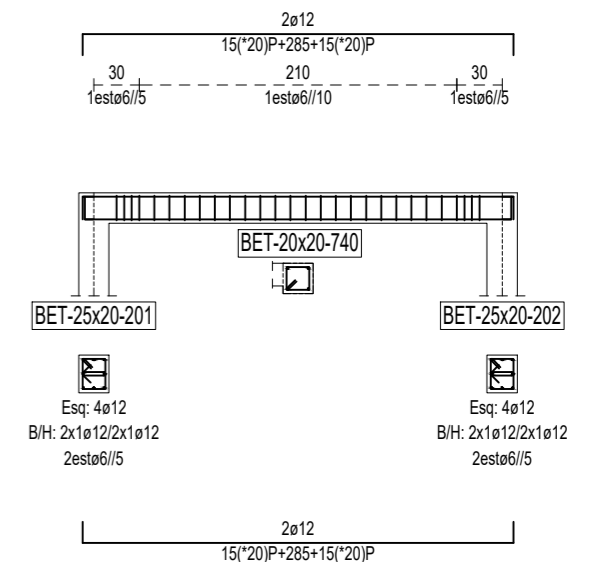
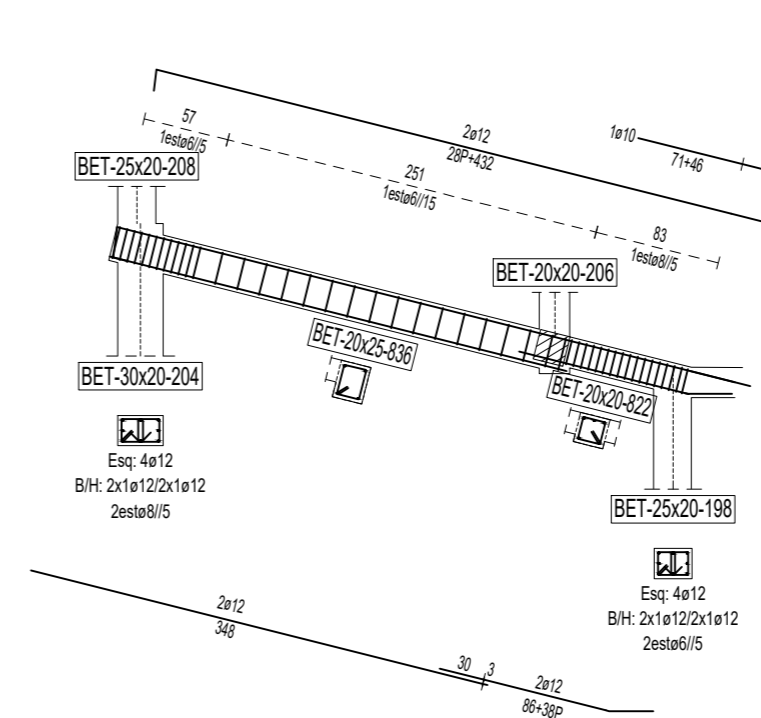
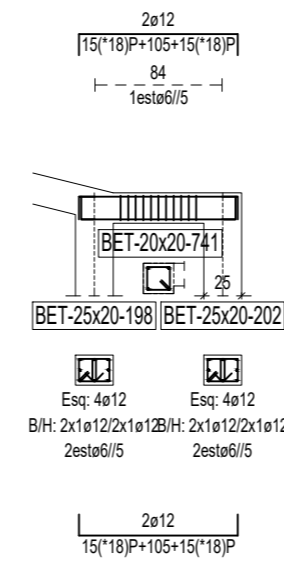
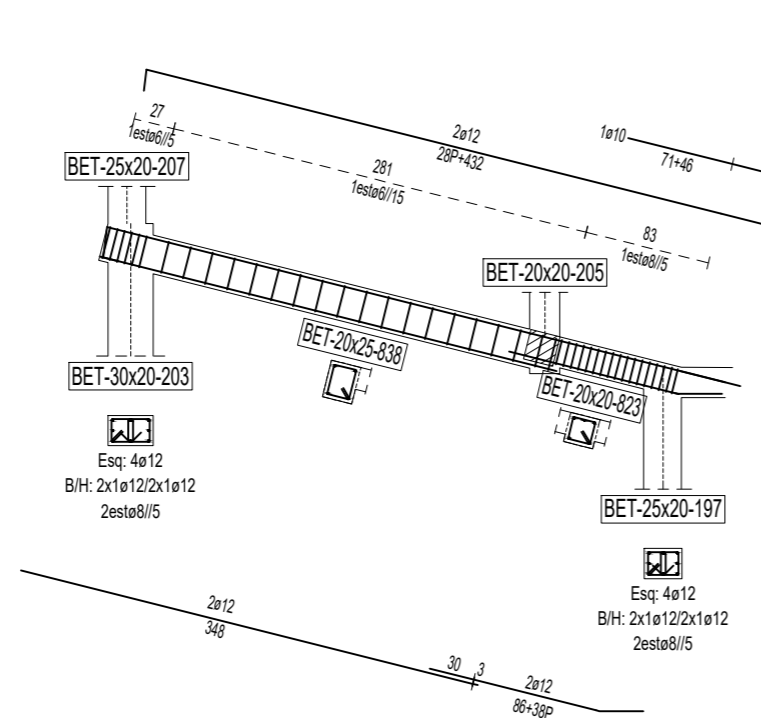
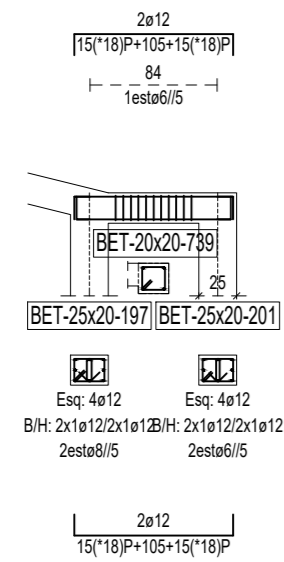
PÓRТИCO: P1  
COTA: 1995

PÓRТИCO: P2  
COTA: 1900

PÓRТИCO: P2  
COTA: 1995

PÓRТИCO: P3  
COTA: 1900

MATERIAIS		Rec
Betão	C30/37 30 MPa	2.5 cm
Aço	B400B 400 MPa	



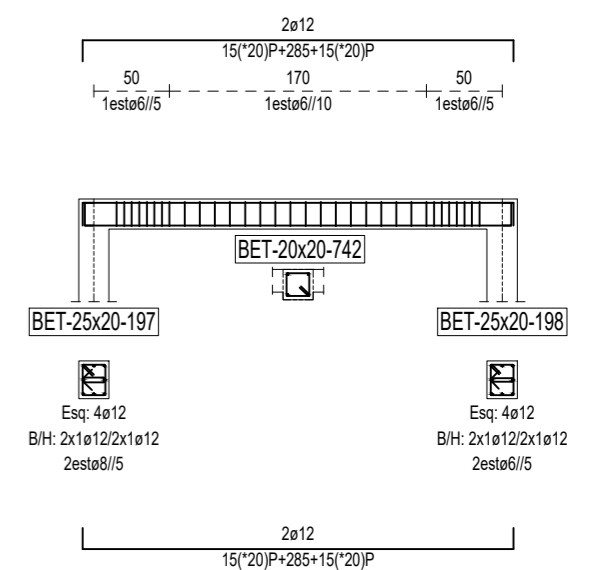
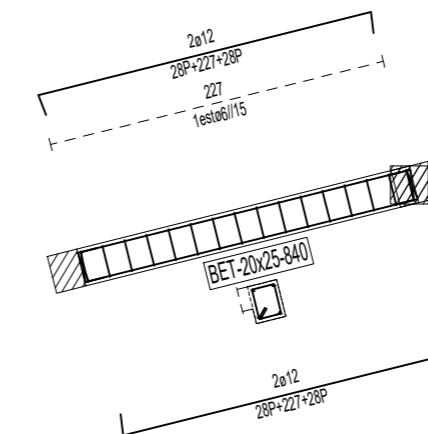
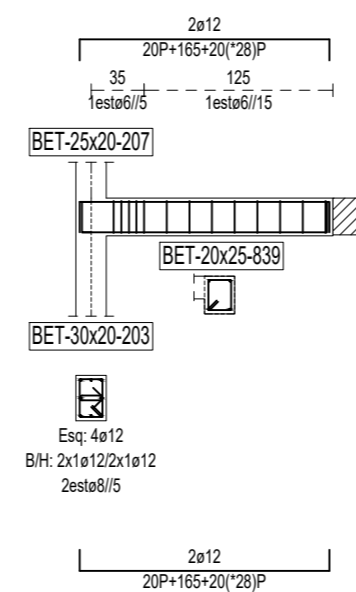
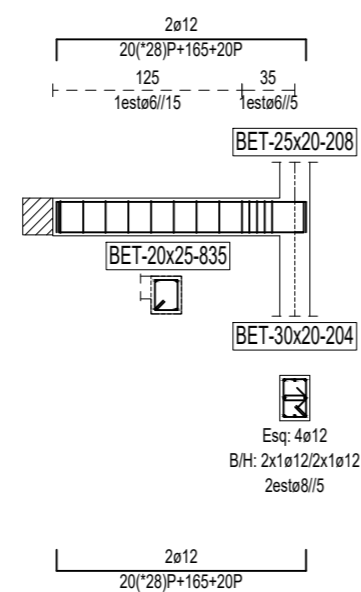
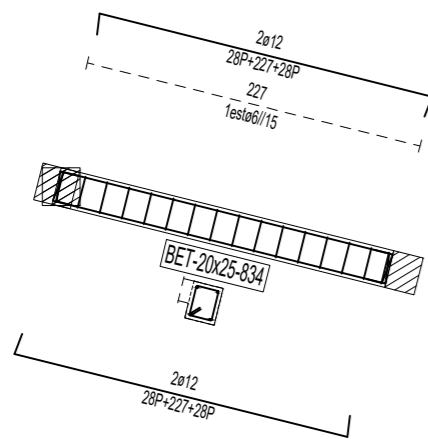
COTA: 2050

COTA: 1995

COTA: 1995

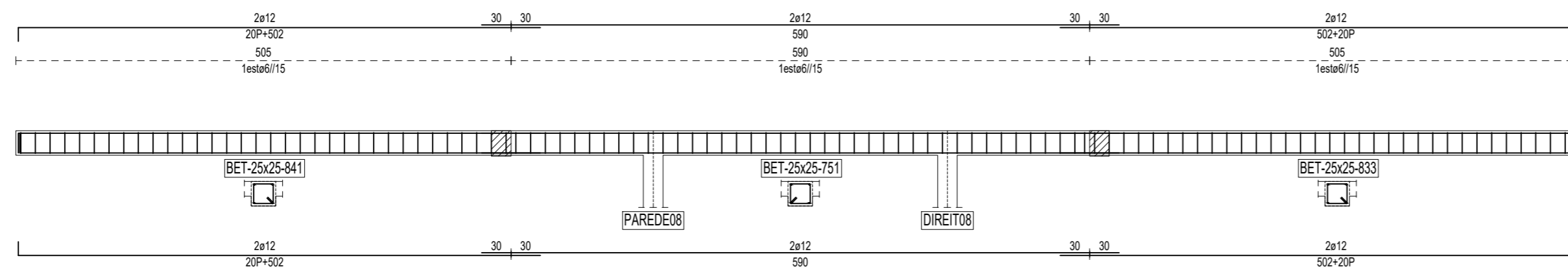
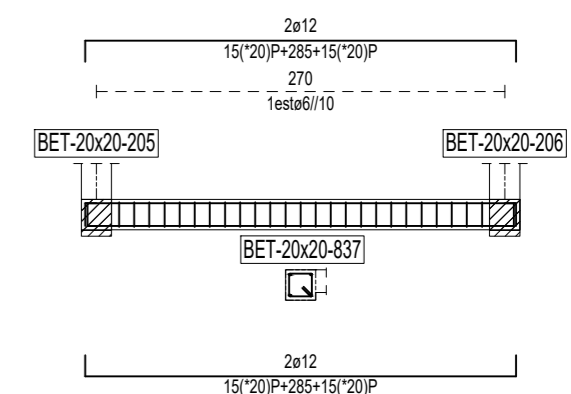
COTA: 1995

PÓRТИCO: P7  
COTA: 1900



PÓRТИCO: P25  
COTA: 1920

PÓRТИCO: P24  
COTA: 2050



Proj.	Edifício multifamiliar	Universidade da Beira Interior	<b>Menzen, Lda</b> <small>Gabinete de Projectos Lda</small>
Des.	Vigas plano 1900 a 2050		
Copiou	Luan Antonio Menzen da Silva		
Visto	Luan Antonio Menzen da Silva		
Escala:	1/50	Detalhamento das vigas	<b>Desenho Nº 51</b>
Toleran.			