

**Projeto estrutural de um edifício
multifamiliar na Covilhã**
(versão final após defesa)

Marisa Tourais Duarte

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

agosto de 2025

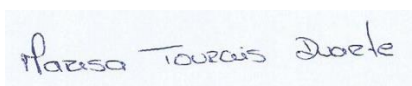
Folha em branco

Declaração de Integridade

Eu Marisa Tourais Duarte, que abaixo assino, estudante com o número de inscrição M13111 de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, 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 referência de frases, extratos, imagens e outras formas de trabalho intelectual, e assumindo assim na íntegra as responsabilidades da autoria.

Universidade da Beira Interior, Covilhã 13 /08 /2025

A handwritten signature in blue ink that reads "Marisa Tourais Duarte". The signature is written in a cursive style with some capital letters.

|

Dedicatória

Dedico este projeto aos meus familiares mais próximos, que estiveram sempre presentes nesta caminhada.

Folha em branco

Agradecimentos

Nesta fase final de ciclo de estudos, agradeço primeiramente ao meu orientador, Professor Jorge Andrade, pela orientação dedicada, pelo tempo dispensado e por todo o apoio que me deu ao longo deste processo, acreditando sempre que chegaríamos ao final com a sensação da concretização da conclusão do projeto.

A todos os professores e colegas da Universidade da Beira Interior que compartilharam seus conhecimentos e experiências. Agradeço em especial à minha amiga Paula Leal por me ter incentivado a entrar nesta aventura, que inicialmente seria somente pra nos apoiarmos mutuamente, mas com o passar do tempo me trouxe de novo a paixão antiga pelos estudos e de querer continuar esta caminhada.

Agradeço às pessoas mais importantes da minha vida, meus pais, José Duarte Augusto e Maria Raquel Antunes dos Santos Tourais, pelos valores e conhecimentos que me possibilitaram ao longo destes anos.

À minha filha Luana Teixeira, ao meu marido Carlos Duarte por toda a paciência que tiveram nos dias em que parecia que nada corria bem e pela compreensão e ajuda durante esta fase.

Às empresas onde trabalhei nestes últimos 3 anos, por me terem dado a oportunidade de realizar o sonho de continuar os estudos e compreendendo os dias das minhas ausências no trabalho.

Por fim, mas não menos importante, dedico este trabalho a todas as pessoas que acreditaram em mim e me incentivaram ao longo desta jornada.

Muito obrigado!

Folha em branco

Resumo

O presente trabalho tem como objetivo projetar uma estrutura em betão de um edifício destinado a habitação. O projeto de estruturas de betão de edifícios permite a aplicação dos conhecimentos na área das estruturas adquiridos ao longo do curso. A partir do projeto arquitetónico, consegue-se definir as etapas que caracterizam o projeto de estruturas de um edifício. O projeto de estruturas envolve a conceção, pré dimensionamento, análise e discussão de várias soluções estruturais possíveis para a execução da estrutura, tendo em conta o comportamento à ação sísmica e ações gravíticas. Após a decisão da solução estrutural procede-se ao respetivo dimensionamento e pormenorização.

O trabalho contempla diversas fases, desde a interpretação dos desenhos de arquitetura até à estimativa orçamental da obra, pelo que se definiram duas soluções para a caixa de escadas e a decisão do projeto a executar é tomada com base na solução mais económica.

A realização deste trabalho teve como base a aplicação dos Eurocódigos, nomeadamente os que referem as normas de cálculo e regras de dimensionamento, pelo que se encontram referenciados ao longo da dissertação.

Relativamente à análise estrutural, e através do programa de cálculo (TRICALC), realizou-se o modelo tridimensional de elementos finitos, fundamental na prática corrente da engenharia de estruturas.

Por fim, é elaborado o dimensionamento manual de alguns elementos estruturais para poderem ser comparados com os resultados obtidos pelo programa para se poderem validar e elaborar de forma clara a pormenorização.

Palavras-chave

Betão armado; Edifício multifamiliar; Eurocódigos; Projeto de estruturas; TRICALC.

Folha em branco

Abstract

This work aims to design a reinforced concrete structure for a residential building. The concrete structure design of buildings allows the application of knowledge in the field of structures acquired throughout the course. Based on the architectural project, the steps that characterize the structural design of a building can be defined. The structural design involves conception, preliminary sizing, analysis, and discussion of various possible structural solutions for the execution of the structure, taking into account the behavior under seismic actions and gravitational forces. After selecting the structural solution, the respective sizing and detailing are carried out.

The work encompasses several phases, from interpreting architectural drawings to estimating the project's cost, and two solutions were defined for the staircase enclosure. The decision on which project to execute is based on the most economical solution.

This work is based on the application of Eurocodes, specifically those related to calculation standards and design rules, which are referenced throughout the dissertation.

Regarding structural analysis, a three-dimensional finite element model was created using the calculation software (TRICALC), which is fundamental in current structural engineering practice.

Finally, manual sizing of some structural elements is performed to compare with the results obtained from the software, allowing validation and clear elaboration of the detailing.

Keywords

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

Folha em branco

Índice

Capítulo 1 - Introdução	1
1.1 Enquadramento e Objetivos da Dissertação.....	1
1.2 Organização do trabalho	1
Capítulo 2 - Descrição geral do edifício.....	3
2.1 Introdução	3
2.2 Projeto Arquitetónico.....	3
2.3 Solução estrutural	6
Capítulo 3 - Critérios gerais de dimensionamento	7
3.1 Introdução	7
3.2 Regulamentação aplicável.....	7
3.3 Estados Limites Últimos	8
3.4 Estados Limites de Serviço	9
3.5 Classe de exposição e recobrimento da armadura.....	11
3.6 Materiais.....	12
3.6.1 Betão.....	12
3.6.2 Aço	12
3.7 Considerações em relação às condições Geotécnicas	12
3.8 Definição das Ações.....	13
3.8.1 Ações Permanentes	13
3.8.2 Ações Variáveis	15
3.8.2.1 Sobrecarga de utilização.....	15
3.8.2.2 Ação da Neve.....	16
3.8.3 Ação Sísmica	19
3.8.3.1 Exigências de desempenho	19
3.8.3.2 Tipos de ação sísmica.....	19
3.8.3.3 Classes do solo	22
3.8.3.4 Classes de ductilidade	23
3.8.3.5 Tipos de sistemas estruturais	25
3.8.3.6 Regularidade em planta.....	26
3.8.3.7 Regularidade em altura	27
Capítulo 4 - Dimensionamento do Sistema Estrutural	28
4.1 Pré-dimensionamento	28
4.1.1 Lajes	28

4.1.2	Vigas	30
4.1.3	Pilares	30
4.1.4	Muros de cave.....	33
4.1.5	Fundações	34
4.2	Disposições construtivas.....	34
4.2.1	Distância mínima entre varões	35
4.2.2	Diâmetro mínimo de dobragem de varões	35
4.2.3	Comprimento de amarração dos varões	35
4.2.4	Comprimento de emenda das armaduras	37
4.3	Dimensionamento manual	38
4.3.1	Lajes.....	38
4.3.2	Vigas	46
4.3.3	Pilares	48
4.3.4	Muros de cave.....	48
4.3.5	Fundações	50
4.3.6	Lajes de escada.....	52
4.4	Dimensionamento Automático.....	59
4.4.1	Modelação.....	59
4.4.2	Análise Estática	60
4.4.3	Análise Dinâmica	62
4.4.4	Solução Final	63
4.5	Análise dos Resultados Obtidos	63
4.6	Medições e Orçamento do Sistema Estrutural	64
Capítulo 5 - Considerações Finais		66
5.1	Conclusões	66
5.2	Propostas para trabalhos futuros	66
Bibliografia		67
Anexo 1 - Peças Desenhadas.....		68

Folha em branco

Lista de Figuras

Figura 1 - Planta do piso -1.....	3
Figura 2 - Planta do piso 0	4
Figura 3 - Planta do piso tipo	4
Figura 4 - Planta de cobertura	5
Figura 5 - Alçado Principal e Posterior	5
Figura 6 - Alçado Lateral direito e corte transversal	5
Figura 7 - Coeficiente de forma para a carga da neve EC1 (3)	17
Figura 8 - Divisão das zonas para o cálculo da ação da neve EC1 (3)	18
Figura 9 - Divisão territorial por tipo de ação sísmica.....	21
Figura 10 - Posicionamento dos pilares sem secções definidas (planta do R/C)	28
Figura 11 - Perímetro básico de controlo ui	32
Figura 12 - Sistema estrutural de apoio dos muros de cave.....	33
Figura 13 - Secção tipo de uma sapata isolada.....	34
Figura 14 - Comprimento de sobreposição	37
Figura 15 - Laje dimensionada manualmente.....	38
Figura 16 - Viga do Pórtico 11, piso 1 (30x40).....	46
Figura 17 - Diagrama de esforço transversal do Pórtico 11, piso 1	46
Figura 18 - Diagrama de momentos flectores do Pórtico 11, piso 1	47
Figura 19 - Área de influência do pilar	48
Figura 20 - Sistema estrutural de apoio dos muros de cave	49
Figura 21 - Modelo de cálculo das escadas.....	52
Figura 22 - Planta das escadas para dimensionamento.....	52
Figura 23 - Modelo de cálculo para o dimensionamento.....	53
Figura 24 - Diagrama do esforço transversal	54
Figura 25 - Diagrama do momento fletor	54
Figura 26 - Cálculo bordo apoiado.....	55
Figura 27 – Modelo da estrutura sem secções definidas	60
Figura 28 – Introdução das ações e geometria da laje.....	61
Figura 29 – Introdução das ações	61
Figura 30 – Definição das secções dos pilares e vigas	62
Figura 31 – Definição dos parâmetros sísmicos no programa.....	63

Folha em branco

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Tempo de vida útil para estruturas (Quadro 2.1 – ECo (1)).....	7
Tabela 2 - Coeficientes parciais (Quadro 1.2 (B) – ECo (1))	11
Tabela 3 - Recobrimento de armaduras.....	11
Tabela 4 - Características de resistência e deformação do betão C30/37.....	12
Tabela 5 - Características do Aço A400 NR SD	12
Tabela 6 - Características do solo de fundação	13
Tabela 7 - Ações Permanentes.....	15
Tabela 8 – Sobrecargas	16
Tabela 9 - Aceleração máxima de referência agR, (m/s ²) nas várias zonas sísmicas	21
Tabela 10 - Tipos de terreno (Quadro 3.1 do EC8 (5)).....	22
Tabela 11 - Classes de importância.....	23
Tabela 12 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , para sistemas regulares em altura (Quadro 5.1 do EC8 (5)).....	25
Tabela 13 - Valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão	29
Tabela 14 - Valores de k para as áreas carregadas retangulares	32
Tabela 15 - Diâmetro mínimo de dobragem de modo a não danificar a armadura	35
Tabela 16 - Diâmetro mínimo de dobragem de varões	35
Tabela 17 - Esforços de dimensionamento segundo xx.....	40
Tabela 18 - Esforços de dimensionamento segundo yy	41
Tabela 19 - Distribuição de momentos nas lajes.....	41
Tabela 20 - Momentos fletores distribuídos nas faixas centrais	42
Tabela 21 - Momentos fletores distribuídos nas faixas laterais	42
Tabela 22 - Cálculo das armaduras longitudinais.....	44
Tabela 23 - Armadura da viga à flexão.....	47
Tabela 24 - Armadura da viga ao esforço transversal.....	47
Tabela 25 – Comparação dos resultados obtidos.....	64
Tabela 26 – Medições e orçamento – pilares e vigas.....	64
Tabela 27 – Medições e orçamento – paredes resistentes.....	65

Folha em branco

Capítulo 1 - Introdução

1.1 Enquadramento e Objetivos da Dissertação

A presente dissertação refere-se à elaboração de um projeto de estruturas de um edifício destinado a habitação, no âmbito do trabalho final de mestrado, com o objetivo da obtenção do grau de mestre em engenharia civil.

O principal objetivo deste trabalho baseia-se na definição de um projeto estrutural a partir de um projeto arquitetónico fornecido pelo orientador. Para a conceção do projeto estrutural, deve-se primeiramente analisar o projeto arquitetónico, definir a conceção estrutural, quantificar as ações a que o edifício está sujeito, pré-dimensionar os elementos estruturais, modelar e analisar a estrutura no programa de cálculo automático (neste caso, no TRICALC), dimensionamento manual dos elementos estruturais, medições e orçamento do projeto e elaboração das peças desenhadas, com as pormenorizações de armaduras necessárias para o entendimento do projeto em obra.

1.2 Organização do trabalho

A presente dissertação encontra-se dividida em sete capítulos, com o objetivo de facilitar a leitura e compreensão do trabalho realizado.

No Capítulo 1, apresenta-se uma breve introdução do trabalho, os objetivos principais e a forma como a dissertação se encontra estruturada.

No Capítulo 2, descreve-se o projeto de arquitetura, fazendo a descrição do edifício, apresentando as peças desenhadas do projeto arquitetónico do edifício.

No Capítulo 3, apresentam-se as bases de projeto, isto é, os regulamentos e normas utilizadas, bem como a definição das ações permanentes, variáveis, incluindo as sísmicas, consideradas no projeto e as combinações de ações consideradas no cálculo de dimensionamento. Apresenta-se ainda as propriedades dos materiais, classes de exposição e as condições geotécnicas adotadas.

No Capítulo 4, apresenta-se as bases de pré-dimensionamento e o dimensionamento manual dos elementos estruturais e a modelação do projeto no programa de cálculo.

No Capítulo 5, são apresentadas as principais conclusões obtidas na realização deste projeto.

No final apresenta-se a bibliografia utilizada na realização deste projeto. Em anexo apresentam-se as peças desenhadas que compõem o projeto estrutural realizado.

Capítulo 2 - Descrição geral do edifício

2.1 Introdução

O presente capítulo pretende descrever sucintamente o edifício em estudo e as suas principais condicionantes arquitetónicas para que se possa elaborar uma solução estrutural adequada e que respeite a arquitetura.

Na conceção de uma estrutura, inicialmente pretende-se criar uma solução estrutural, que, para além de respeitar a arquitetura do edifício, deve garantir a segurança do mesmo quando sujeito às diferentes ações. Nesta fase, o aspeto fundamental é respeitar a geometria do edifício que conjugada com a arquitetura do mesmo, se torna por vezes uma tarefa algo difícil de concretizar. Assim, antes de se efetuar o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, deve ser feita uma análise exaustiva da arquitetura do edifício.

2.2 Projeto Arquitetónico

O projeto em estudo refere-se a um edifício habitacional sito na Covilhã, composto por 6 pisos, sendo 5 acima da cota da soleira destinados a habitação e 1 abaixo da cota de soleira destinado a estacionamento. O edifício encontra-se a uma altitude de 700 m, possui 15 fogos, uma área de implantação de 319,79 m² e o acesso vertical baseia-se em 1 núcleo de escadas e 2 elevadores que vão desde o piso -1 até à cobertura. Para melhor compreensão do projeto arquitetónico, apresentam-se as plantas de cada piso:

- Piso -1, destinado a estacionamento de veículos ligeiros com acesso através de uma rampa exterior, com um pé direito de 2,20 m, Figura 1.

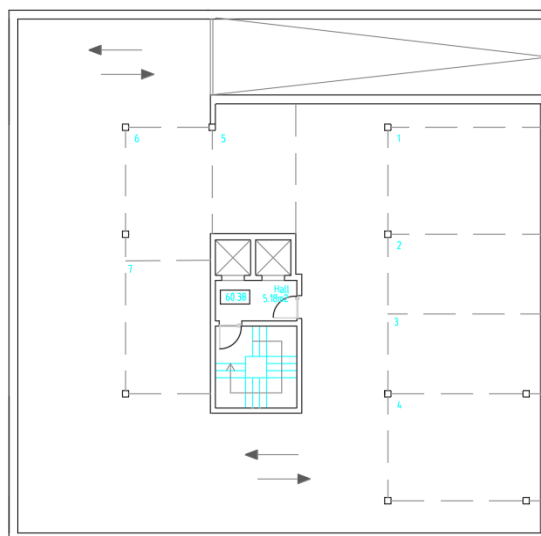
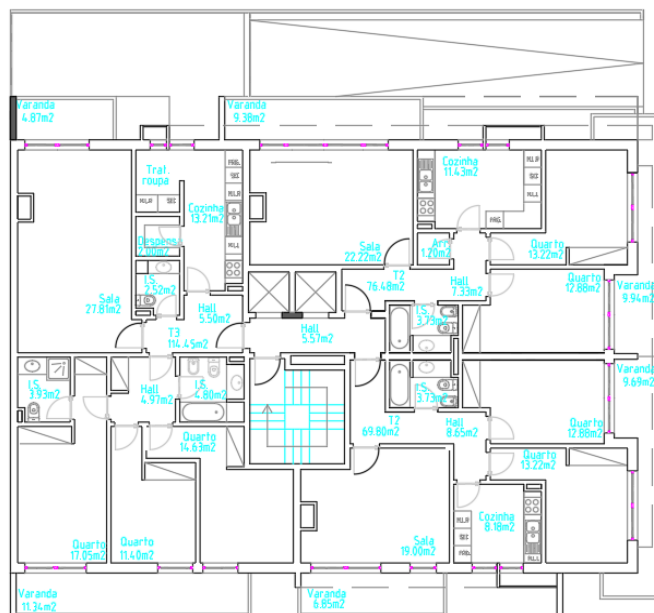


Figura 1 - Planta do piso -1

- [illegible]

- Piso tipo (piso 1 a 4), composto por 3 apartamentos, dois de tipologia T2 e um de tipologia T3, com um pé direito de 2,80 m. Estes pisos possuem varandas e estendais, Figura 3.



4

- Cobertura, é composta por uma laje plana e local destinado à casa das máquinas para os elevadores, com pé direito de 2,60 m, Figura 4.

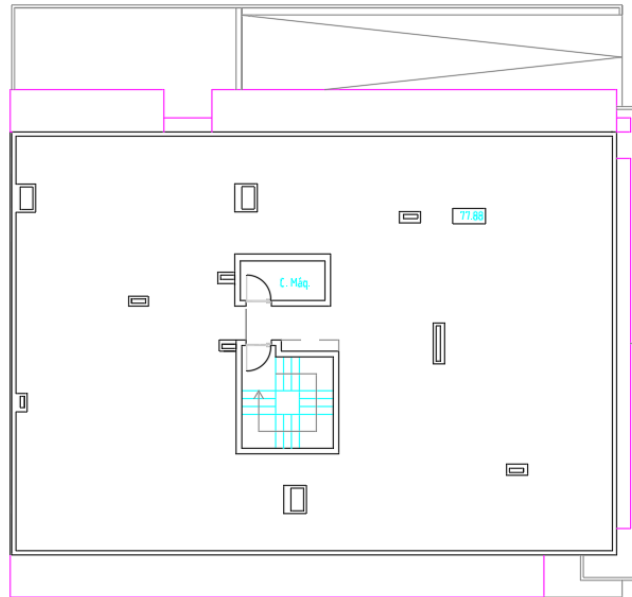


Figura 4 - Planta de cobertura

A Figura 5 apresenta o alçado principal e posterior e a Figura 6 o alçado lateral esquerdo e o corte transversal.

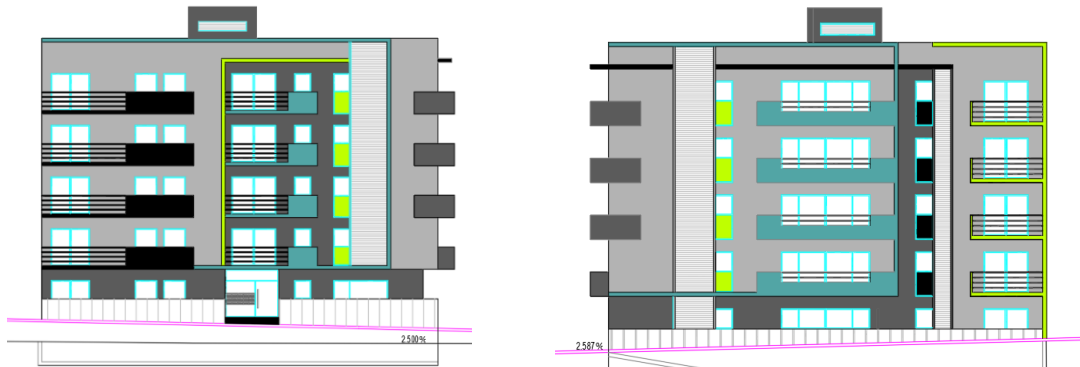


Figura 5 - Alçado Principal e Posterior



Figura 6 - Alçado Lateral direito e corte transversal

2.3 Solução estrutural

Para se decidir qual a solução estrutural mais adequada para o edifício em questão, devemos ter em conta a arquitetura, a segurança e a economia.

Após esta análise, optou-se por uma solução estrutural em betão armado, a estrutura será constituída por pilares, vigas, lajes, muros de cave e fundações diretas.

Um dos condicionantes na hora de analisar a solução estrutural é o projeto arquitetónico, pois este deve ser sempre respeitado e deve-se evitar fazer alterações ao mesmo. Caso surja a necessidade de realizar alterações à arquitetura, as mesmas devem ser em concordância com o arquiteto responsável.

A segurança do edifício é da responsabilidade do engenheiro projetista, pois a solução estrutural apresentada deve ser pensada de modo a garantir a segurança e conforto dos utilizadores, cumprindo os regulamentos e normas existentes.

Por último, mas não menos importante, a análise económica é fundamental, pois muitas vezes é devido a este fator que devem ser realizadas algumas mudanças na arquitetura, de modo a tornar a estrutura economicamente viável.

Para se estudar uma solução estrutural adequada ao edifício, primeiramente deve-se fazer uma análise ao projeto arquitetónico e perceber-se as ideias principais que o arquiteto projetou.

Após essa análise e compreensão do projeto, deve-se definir o posicionamento dos pilares de modo a tentar manter a sua continuidade entre pisos. Numa primeira análise, colocou-se pilares e vigas na delimitação da caixa de escadas e elevador e noutra análise colocaram-se paredes resistentes. Na cave, executou-se com muros de cave/paredes resistentes devido a estarem em contato direto com o solo.

Relativamente às lajes, adotaram-se lajes fungiformes maciças, podendo haver algumas vigas de bordadura.

As fundações serão diretas, através de sapatas e vigas de fundação.

Capítulo 3 - Critérios gerais de dimensionamento

3.1 Introdução

Neste capítulo vamos abordar as ações e as regras gerais de dimensionamento. Para sabermos os materiais a utilizar na estrutura, é necessário classificar o edifício tendo em conta o seu tempo de vida útil e a sua classe. Com base no quadro 2.1 do ECo (1), conclui-se que a estrutura em estudo tem um tempo de vida útil de 50 anos e categoria 4, como demonstra a Tabela 1:

Tabela 1 - Tempo de vida útil para estruturas (Quadro 2.1 – ECo (1))

<i>Categoria do tempo de vida útil de projeto</i>	<i>Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)</i>	<i>Exemplos</i>
1	10	Estruturas provisórias 1)
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil
¹⁾ As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.		

O dimensionamento da estrutura relativamente aos estados limites está definido no ECo (1). É nesta norma que está definido como as estruturas se devem projetar e construir de modo a que, no seu período de vida previsto, suportem todas as ações e influências suscetíveis de ocorrer durante a sua execução e utilização.

Para a verificação da segurança aos diversos estados limites é necessário considerar as combinações das ações, considerando que seja provável estas ocorrerem simultaneamente e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

3.2 Regulamentação aplicável

Para que os resultados sejam o mais próximo possível do comportamento real da estrutura, é necessária uma aproximação de todas as ações atuantes às cargas reais. Assim, para a elaboração deste projeto estrutural foram aplicados os seguintes regulamentos e normas:

- EN 1990:2009, Eurocódigo 0 (EC0) – Bases de projeto de estruturas;
- EN 1991 Eurocódigo 1 (EC1) – Ações em estruturas;
- EN 1992 Eurocódigo 2 (EC2) – Projetos de estruturas em betão;
- EN 1998 Eurocódigo 8 (EC8) – Disposições para projeto de estruturas resistentes aos sismos.

3.3 Estados Limites Últimos

Os estados limites últimos (ELU) são situações limite que não deverão ocorrer, pois estão associados à rotura ou a outras formas de colapso da estrutura. As estruturas são dimensionadas para que a probabilidade de ocorrência destes estados limites seja praticamente nula. Numa estrutura, os ELU podem ser verificados isoladamente ou em simultâneo:

- a) Perda de equilíbrio do conjunto ou parte da estrutura, considerada como corpo rígido;
- b) Colapso por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura, incluindo apoios e fundações;
- c) Rotura provocada por fadiga ou por outros efeitos dependentes do tempo.

A verificação da segurança de uma estrutura relativamente os estados limites de rotura ou de deformação excessiva de uma secção, de um elemento ou de uma ligação é dado pela seguinte expressão:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

Em que:

$E_d \rightarrow$ Valor de cálculo do efeito das ações;

$R_d \rightarrow$ Valor de cálculo da resistência correspondente

Na verificação dos ELU são consideradas as combinações de ações fundamental, e sísmica.

- Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 (3) do ECo (1))

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (2)$$

- Combinação sísmica (art.º 6.4.3.2 (3) do ECo (1))

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

Onde:

A_{Ed} → valor de cálculo da ação sísmica;

E_d → valor de cálculo do efeito das ações especificadas no critério de utilização determinado com base na combinação em causa;

$G_{k,j}$ → valor característico da ação permanente j;

P → valor representativo da ação do pré-esforço;

$Q_{k,i}$ → valor característico da ação variável i;

$Q_{k,1}$ → valor característico da ação variável base;

$\Psi_{0,i}$ → coeficiente para determinação do valor de combinação da ação variável i;

$\Psi_{2,i}$ → coeficiente para determinação do valor quase-permanente da ação variável i;

$\gamma_{G,j}$ → coeficiente parcial relativo à ação permanente j;

$\gamma_{Q,i}$ → coeficiente parcial relativo à ação variável i.

3.4 Estados Limites de Serviço

Os estados de limites de serviço (ELS) correspondem a condições para além das quais os requisitos de funcionamento da estrutura previamente especificados deixam de ser satisfeitos (ex. utilização normal, conforto das pessoas ou aspeto da própria construção). Assim, os ELS são condições nas quais a estrutura ainda é capaz de suportar cargas, afetando a funcionalidade do edifício, resultando em ocorrências pouco severas para a estrutura.

O estado limite de serviço baseiam-se em critérios relacionados com os seguintes problemas:

- a) Deformações que afetam o aspeto, o conforto dos utentes ou funcionamento da estrutura;
- b) Vibrações que causam desconforto às pessoas ou que limitem a eficiência funcional da estrutura;
- c) Danos que possam afetar negativamente o aspeto, a durabilidade ou o funcionamento da estrutura, tal como fendilhação excessiva.

De acordo com o ECo, 6.5.1 (1) deve-se verificar a seguinte condição:

$$E_d \leq C_d \quad (4)$$

Em que:

$E_d \rightarrow$ Valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa;

$C_d \rightarrow$ Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Na verificação dos ELS são consideradas as combinações de ações característica, frequente e quase-permanente.

- Combinação característica (art.º 6.5.3 (a) do ECo (1))

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (5)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

- Combinação frequente (art.º 6.5.3 (b) do ECo (1))

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

- Combinação Quase-permanente (art.º 6.5.3 (c) do ECo (1))

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (8)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

Onde:

$E_d \rightarrow$ valor de cálculo do efeito das ações especificadas no critério de utilização determinado com base na combinação em causa;

$G_{k,j} \rightarrow$ valor característico da ação permanente j;

$P \rightarrow$ valor representativo da ação do pré-esforço;

$Q_{k,i} \rightarrow$ valor característico da ação variável i;

$Q_{k,1} \rightarrow$ valor característico da ação variável base;

$\Psi_{0,i} \rightarrow$ coeficiente para determinação do valor de combinação da ação variável i;

$\Psi_{1,1} \rightarrow$ coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;

$\Psi_{2,i} \rightarrow$ coeficiente para determinação do valor quase-permanente da ação variável i;

$\gamma_{G,j} \rightarrow$ coeficiente parcial relativo à ação permanente j;

$\gamma_{Q,i} \rightarrow$ coeficiente parcial relativo à ação variável i.

Os coeficientes parciais adotam-se segundo a Tabela A1.2 (B) do Eco (1), Tabela 2:

Tabela 2 - Coeficientes parciais (Quadro 1.2 (B) – ECo (1))

Coef. parciais	Valor
γ_G	1,35
γ_Q	1,50

3.5 Classe de exposição e recobrimento da armadura

De acordo com o EC2 (4), “as condições de exposição são as condições químicas e físicas a que a estrutura está exposta para além das condições mecânicas”.

A escolha da classe de exposição depende das condições ambientais no local de implantação do edifício e com a localização dos elementos estruturais, como indica o quadro 4.1 do EC2 (4). Assim, dentro das classes apresentadas, o edifício em estudo classifica-se como:

- XC2 – betão nos elementos estruturais em contato direto com o terreno sujeito a longos períodos de contato com água (betão nos elementos enterrados);
- XC1 – betão nos restantes elementos estruturais (betão no interior do edifício com baixa humidade do ar).

O recobrimento da armadura consiste na camada de betão que envolve as barras de aço existentes na estrutura do edifício, sendo fundamental para garantir a durabilidade, a proteção contra a corrosão, garantir a transferência das forças de aderência entre o aço e o betão e uma adequada resistência ao fogo.

No ponto 4.4.1.1 do EC2 (4), estabelece-se os critérios e parâmetros para definir os recobrimentos mínimos a utilizar, conforme a Tabela 3:

Tabela 3 - Recobrimento de armaduras

Elemento Estrutural	Classe de Exposição	Classe de resistência do Betão	C_{min} (mm)	Δ_{Cdev} (mm)	C_{nom} (mm)
Pilares, paredes, vigas e lajes	XC1	C 30/37	25	10	35 (25 nas lajes)
Sapatas, lintéis e muro de suporte	XC2	C 30/37	25	10	35

O recobrimento nominal, C_{nom} , é determinado pela seguinte expressão:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta_{Cdev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm} \quad (10)$$

3.6 Materiais

3.6.1 Betão

O betão é um material constituído por cimento, agregados grossos e finos, água e, eventualmente adjuvantes. A resistência deste material é dada pelas classes de resistência do betão, que se relacionam com o valor característico da resistência à compressão.

Os requisitos de durabilidade e a classe de exposição do betão determinam o tipo de betão a utilizar.

Após a determinação da classe de exposição, neste caso XC2 e XC1 e com base no Anexo E, quadro E.1N do EC2 (4), obtém-se a classe indicativa de resistência para a durabilidade um betão C30/37, a qual será adotada para todos os elementos estruturais. Seguidamente, na Tabela 4 apresenta-se as características de resistência e deformação do betão C30/37 obtidas no quadro 3.1 do EC2 (4).

Tabela 4 - Características de resistência e deformação do betão C30/37

Betão C30/37	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)	γ_c (kN/m ³)
	30	20	2,9	2,0	3,8	33	25

3.6.2 Aço

Para a escolha do aço a utilizar, é preciso ter em conta a possibilidade de plastificação das armaduras nas zonas críticas dos elementos estruturais, e assim, escolheu-se um aço de ductilidade média, ou seja, um aço de classe B. O aço adotado foi o A400 NR SD, em que as suas principais características apresentam-se na Tabela 5.

Tabela 5 - Características do Aço A400 NR SD

Aço A400	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	E_s (MPa)	ϵ_{yd} (MPa)	$\epsilon_{uk} \geq$ (MPa)	γ_s (kN/m ³)
	400	348	200	0,00174	7,5	78,5

3.7 Considerações em relação às condições Geotécnicas

As características geotécnicas do solo de fundação e de aterro consideraram-se homogéneas em planta e em profundidade. Estamos perante um solo constituído por uma areia muito compacta e despreza-se a existência de nível freático. Na Tabela 6 definem-se os valores a serem considerados ao nível do projeto de estruturas.

Tabela 6 - Características do solo de fundação

Tipo de terreno (EC8)	σ_{adm} (MPa)	γ_s (kN/m ³)	ϕ' (°)	K_0 (-)	E_s (MPa)
B	300	20	30	0,50	50-100

Salienta-se que é frequentemente utilizada como estimativa inicial de suporte do solo para o projeto de fundações uma abordagem simplificada. No entanto, em projetos mais complexos precisam de análises geotécnicas mais detalhadas e métodos de cálculo mais precisos.

3.8 Definição das Ações

3.8.1 Ações Permanentes

As ações permanentes de um projeto estrutural referem-se às cargas cujo valor permanece aproximadamente constante ao longo do tempo e que afetam a estrutura de forma contínua. Estas ações encontram-se divididas em duas categorias principais, peso estrutural e as restantes cargas permanentes. O peso estrutural refere-se à massa dos elementos estruturais e as restantes cargas permanentes referem-se ao peso dos materiais não estruturais, como os revestimentos, paredes divisórias e exteriores.

Elementos Estruturais

Para os elementos estruturais foi considerado o peso volúmico do betão armado de 25 kN/m³.

Revestimento da laje dos pisos habitacionais

Para o revestimento das lajes dos pisos habitacionais adotou-se o valor de 1,5 kN/m², considerando que os revestimentos dos pavimentos podem ser constituídos por tacos, alcatifas ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5 cm de camada de regularização e assentamentos) e estuque ou teto falso na face inferior da laje.

Revestimento da laje da cobertura

Para o revestimento da laje de cobertura adotou-se um valor de 1 kN/m², considerando uma camada de regularização e telas de impermeabilização e proteções.

Paredes de Alvenaria Exterior

Para o cálculo do peso das paredes exteriores é necessário considerar-se a espessura da parede e material utilizado que multiplicado pela altura da parede obtemos o valor por metro linear. Considerando as paredes exteriores duplas e com uma espessura de 35 cm,

estas são compostas por duas fiadas de tijolos de 30*20*15 + 30*20*11, reboco de 2 cm no interior e exterior da parede e uma caixa-de-ar ou XPS no interior de 5 cm. Com base nas tabelas e para uma parede dupla com estas características o peso toma o valor de 3,0 kN/m².

$$\text{Peso da parede exterior de 35 cm} = 3,0 \text{ kN/m}^2 * 2,8 \text{ m} = 8,40 \text{ kN/m} \quad (11)$$

Paredes de Alvenaria Interior

As cargas das paredes interiores em projeto são distribuídas em toda a laje, devido ao facto de possíveis alterações da posição da parede na hora da execução do edifício. Assim, ao peso total da parede temos que multiplicar por um coeficiente que toma o valor de 0,4 de modo a garantir a distribuição da carga das paredes uniforme na laje. Como a parede interior tem 15 cm de espessura, a mesma é constituída por uma fiada de tijolo de 30*20*11 e reboco de 2 cm nem ambas as faces, pelo que o peso toma o valor de 2,1 kN/m².

$$\text{Peso da parede interior de 15 cm} = 2,1 \text{ kN/m}^2 * 2,8 \text{ m} * 0,4 = 2,35 \text{ kN/m}^2 \quad (12)$$

Paredes de Alvenaria Divisórias

As paredes que fazem a divisão entre apartamentos e as zonas comuns possuem uma espessura maior para dar cumprimento aos requisitos térmicos e acústicos em edifícios. As paredes divisórias são duplas com 25 cm de espessura, pelo que, são constituídas por duas fiadas de tijolos de 30*20*11 + 30*20*11, reboco de 2 cm em ambas as faces e uma caixa-de-ar no interior de 3 cm, tomando o peso o valor de 2,6 kN/m².

$$\text{Peso da parede divisória de 25 cm} = 2,6 \text{ kN/m}^2 * 2,8 \text{ m} = 7,30 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

Máquinas dos ascensores

Como não se encontra especificado o modelo do ascensor, assume-se uma carga equivalente para o peso das máquinas dos ascensores de 10 kN/m².

Na Tabela 7 apresenta-se o resumo das ações permanentes consideradas.

Tabela 7 - Ações Permanentes

Ações Permanentes	Carga
Peso Volúmico do Betão Armado (kN/m ³)	25
Revestimento da laje do piso -1 (kN/m ²)	2,5
Revestimento da laje dos pisos habitacionais (kN/m ²)	1,5
Revestimento da laje de cobertura (kN/m ²)	1
Paredes de alvenaria exterior (kN/m)	8,4
Paredes de alvenaria interior (kN/m ²)	2,35
Paredes de alvenaria divisórias (kN/m)	7,30
Máquinas dos ascensores (kN/m ²)	10

3.8.2 Ações Variáveis

As ações variáveis assumem valores com grande variabilidade ao longo da vida útil do edifício. Consideram-se como ações variáveis as sobrecargas, as ações do vento, dos sismos, das variações de temperatura, da neve, dos atritos em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

As ações variáveis analisadas no presente trabalho foram as sobrecargas de utilização, ação da neve, vento e ação sísmica.

3.8.2.1 Sobrecarga de utilização

A sobrecarga resulta da ocupação/utilização de cada pavimento que compõe o edifício. As categorias de utilização e os valores de sobrecarga são definidos no EC1 (2), tendo em consideração os Anexos Nacionais.

Segundo o Quadro 6.2 do EC1 (2), o edifício pertence à categoria A, atividades domésticas e residenciais. Também é necessário determinar os coeficientes de combinação (ψ_1 , ψ_2 e ψ_3) que se encontram definidos no quadro A1.1 do ECo (1).

Para os pavimentos 0 a 4 que se destinam a habitação, o valor recomendado da sobrecarga em pavimentos é de 2,0 kN/m². Para efeitos de simplificação e devido às varandas serem de pouca utilização, utilizou-se o mesmo valor de sobrecarga dos pavimentos nas varandas.

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

A caixa de escadas é considerada categoria A, de acordo com o Anexo Nacional quadro NA-6.2, nota 2 onde refere “Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída à do pavimento adjacente com um mínimo de 3,0 kN/m².

A cobertura enquadra-se na categoria I “Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G” e de acordo com o Quadro 6.2 do EC1 (2), toma o valor de 2,0 kN/m².

Após a definição das categorias obtiveram-se os valores das sobrecargas e os coeficientes de combinação correspondentes.

Na Tabela 8 representam-se as sobrecargas e os coeficientes de combinação de cada pavimento que constitui o edifício em estudo.

Tabela 8 – Sobrecargas

Piso	Categoria	Utilização	Sobrecarga (kN/m²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
-1	F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros (< 30 kN de peso bruto e < 8 lugares, não incluindo o do condutor	2,5	0,7	0,7	0,6
0 a 4	A	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0,7	0,5	0,3
Varandas	A	Atividades domésticas e residenciais	5,0	0,7	0,5	0,3
Cobertura	I	Atividades domésticas e residenciais	2,0	0	0	0
Escadas	A	Atividades domésticas e residenciais	3,0	0,7	0,5	0,3

3.8.2.2 Ação da Neve

As características da cobertura e outros fatores podem causar diferentes distribuições das cargas (forma da cobertura, as propriedades térmicas, a rugosidade da superfície, proximidade de outros edifícios, o terreno adjacente e as condições meteorológicas locais).

Com base no EC1 (3), pode-se definir e calcular a ação da neve em edifícios, pois é importante obter os valores de carga ao nível do solo e na cobertura.

Para a determinação da carga da neve na cobertura em situações de projeto persistentes/transitórias utiliza-se a expressão do EC1 (3).

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (14)$$

Em que:

$s \rightarrow$ Carga da neve em coberturas (kN/m²);

$\mu_i \rightarrow$ Coeficiente de forma para a carga da neve;

$C_e \rightarrow$ Coeficiente de exposição;

$C_t \rightarrow$ Coeficiente térmico;

$S_k \rightarrow$ Valor característico da carga da neve ao nível do solo.

O coeficiente de forma, μ_i , consiste na relação entre a carga da neve na cobertura e a carga da neve não deslocada ao nível do solo, sem considerar a influência da exposição e os efeitos térmicos e encontra-se definido nas Figuras 5.1 e 5.2 do EC1 (3), e depende da geometria da cobertura do edifício, conforme indica a Figura 7.

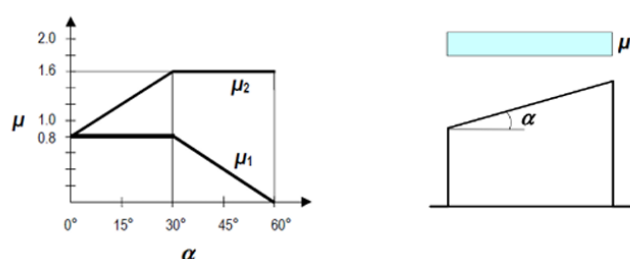


Figura 7 - Coeficiente de forma para a carga da neve EC1 (3)

De acordo com o EC1 (3), pode-se concluir que para uma cobertura plana o valor do coeficiente de forma corresponde a $\mu_i = 0,8$.

O Coeficiente de exposição, C_e , define a redução ou o aumento de carga numa cobertura de um edifício não aquecido, como uma fração do valor característico da carga da neve ao nível do solo e define-se com base no quadro 5.1 do EC1 (3) e em função da topografia exposta ao vento, normal e/ou abrigada. Considerando uma topografia normal, o coeficiente de exposição corresponde a $C_e = 1,0$.

O Coeficiente térmico, C_t , define a redução da carga da neve em função do fluxo de calor através da cobertura, o qual provoca a fusão da neve, deve ser utilizado quando existe elevada transmissão térmica na cobertura, como por exemplo, em coberturas envidraçadas. Para todos os outros casos o EC1 (3) recomenda que o $C_t = 1,0 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$.

O Anexo Nacional apresenta o território dividido em zonas conforme ilustra a Figura 8 e consoante a zona em questão, determinamos os valores necessários para o cálculo da ação da neve.

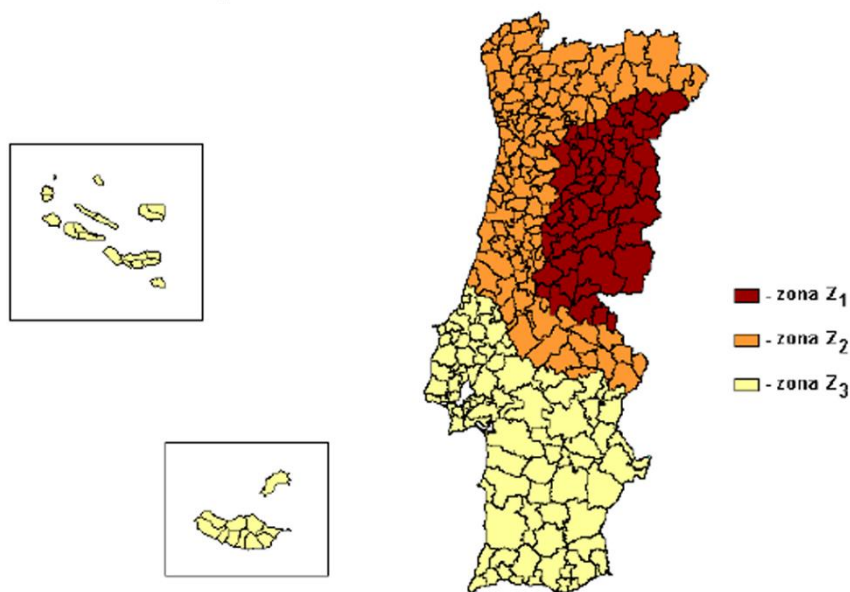


Figura 8 - Divisão das zonas para o cálculo da ação da neve EC1 (3)

Os valores característicos da carga da neve ao nível do solo, S_k , é determinado pela seguinte expressão:

$$S_k = C_z * [1 + (H/500)]^2 \quad (15)$$

Em que:

$S_k \rightarrow$ Valor característico da carga da neve ao nível do solo (kN/m^2);

$C_z \rightarrow$ Coeficiente dependente da zona de implantação do edifício (igual a 0,3 para a zona Z_1 , 0,20 para a zona Z_2 e 0,10 para a zona Z_3);

$H \rightarrow$ Altitude do local (m).

O edifício está implantado na Covilhã, logo enquadra-se na Zona 1 ($C_z = 0,3$) e está a uma altitude de 700 metros.

$$S_k = 0,3 * [1 + (700/500)]^2 = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

Substituindo os valores na expressão da carga a nível da cobertura, temos:

$$s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,89 = 0,710 \text{ kN/m}^2$$

Após a definição da carga da neve, é necessário determinar os coeficientes de combinação ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 . Estes coeficientes estão definidos no quadro 4.1 do EC1 (3) e dependem da localização geográfica e da altitude do local.

Assim, como o edifício localiza-se em Portugal e a uma altitude de 700 m, os coeficientes tomam os valores de $\psi_0 = 0,50$, $\psi_1 = 0,20$ e $\psi_2 = 0,00$.

3.8.3 Ação Sísmica

A ação sísmica é de extrema importância na análise estrutural do edifício, devido à sua localização. O EC8 (5) tem o objetivo de verificar a segurança sísmica dos edifícios de modo a proteger vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de proteção civil importantes, através das exigências de desempenho, sendo estas, exigências de não colapso e de limitação de danos.

3.8.3.1 Exigências de desempenho

As estruturas devem ser projetadas e construídas de forma a garantir a sua funcionalidade estrutural em caso de ocorrência de um sismo, garantido que os danos sejam pouco severos. Assim, existem dois requisitos pelos quais a edificação deve ser dimensionada, nomeadamente o requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último) e o requisito de limitação de danos (estado limite de danos).

- Requisito de não ocorrência de colapso:

A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo, assegurando desta forma que vidas humanas sejam salvas.

A ação sísmica de cálculo é expressa a partir de:

- a) Da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência, P_{NCR} , em 50 anos ou a um período de retorno de referência, T_{NCR} ;
- b) Coeficiente de importância γ_I para ter em conta a diferenciação da fiabilidade.

- Requisito de limitação de danos

A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização.

A ação sísmica a considerar tem uma probabilidade de excedência, P_{DLR} , em 10 anos e um período de retorno, T_{DLR} . Na ausência de informações mais precisas utiliza-se o coeficiente de redução, v .

3.8.3.2 Tipos de ação sísmica

De acordo com o EC8 (5), existem dois tipos de ações sísmicas, que diferem entre si no que diz respeito às magnitudes e duração dos sismos, sendo estas:

- Ação Sísmica Tipo 1 (sismo afastado)
- Ação Sísmica Tipo 2 (sismo próximo)

- Ação sísmica Tipo 1

A ação sísmica de tipo 1 consiste num sismo mais afastado de maior magnitude a uma maior distância focal e ocorre quando as placas tectónicas se movem e libertam uma grande quantidade de energia. Representa um terramoto de magnitude moderada a alta, com potencial de causar danos significativos a edificações e caracteriza-se por ter uma magnitude de ação sísmica alta (geralmente acima de 6,5 na escala de Richter), duração significativa da movimentação, grande energia transmitida à estrutura e a curva de espectro de resposta mais ampla, que indica uma maior faixa de períodos em que a aceleração é máxima.

- Ação sísmica Tipo 2

A ação sísmica de tipo 2 consiste num sismo mais próximo de magnitude moderada e pequena distância focal. O epicentro está mais próximo da região afetada, resultando em ação de menor magnitude, mas podendo ser sentidos com mais intensidade devido à proximidade. Caracteriza-se por ter uma magnitude baixa (geralmente inferior a 6,5 na escala de Richter), menor duração do tremor, menor energia transmitida às estruturas e a curva do espectro de resposta é mais estrito, ou seja, menos agressivo para estruturas com períodos maiores.

O território nacional está delimitado, em termos sísmicos, em função da natureza e intensidade sísmica de cada região. Esta divisão encontra-se definida no Anexo Nacional do EC8 (5), na forma de gráficos e tabelas em que a intensidade diminui da zona 1 a zona 6 para a ação sísmica de tipo 1 e da zona 1 para a zona 5 para a ação sísmica do tipo 2, como mostra a Figura 9.

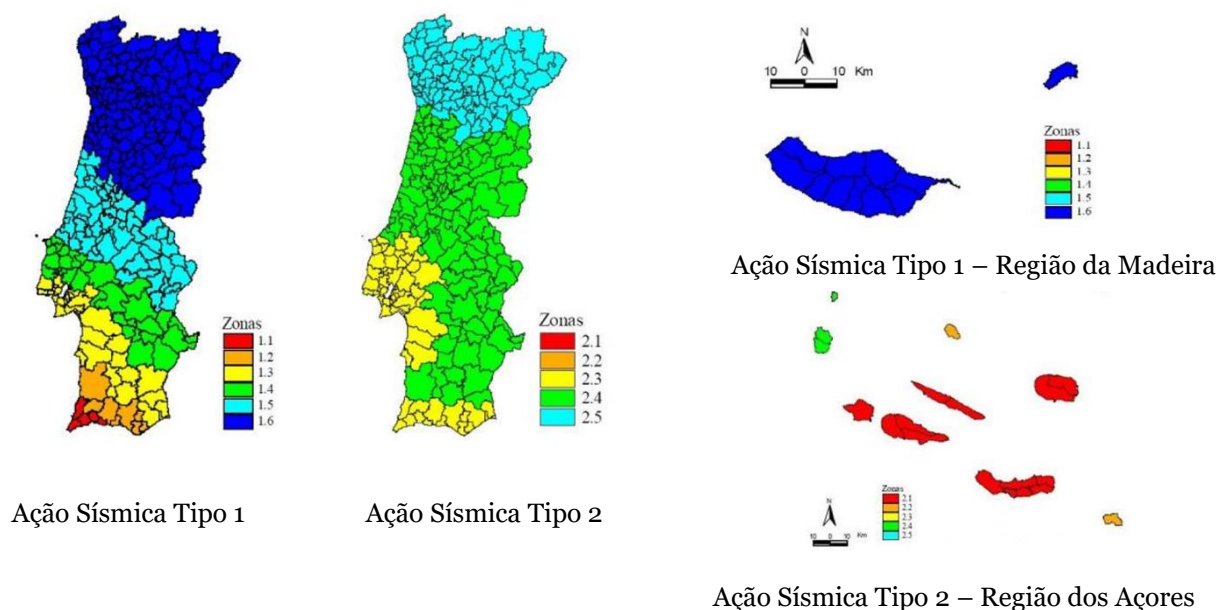


Figura 9 - Divisão territorial por tipo de ação sísmica

Após análise da Figura 9, conclui-se que o território continental está sujeito aos dois tipos de ação sísmica, enquanto que o Arquipélago da Madeira está sujeito somente à ação sísmica de tipo 1 e o Arquipélago dos Açores à ação sísmica de tipo 2.

O edifício a dimensionar está localizado na Covilhã, pelo que analisando a Figura 9 verifica-se que para a ação sísmica tipo 1 está na zona 1.6 (zona azul escuro) e para a ação sísmica tipo 2 na zona 2.4 (zona verde).

Conhecendo a zona de implantação do edifício e com base no quadro NA-I do EC8 (5), pode obter-se o valor de aceleração máxima de referência, a_{gR} , definidos conforme mostra a Tabela 9.

Tabela 9 - Aceleração máxima de referência a_{gR} , (m/s^2) nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
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	—	—

Assim, para a ação sísmica tipo 1 temos a aceleração de $0,35 m/s^2$ e para a ação sísmica tipo 2 de $1,1 m/s^2$.

3.8.3.3 Classes do solo

O solo é um dos parâmetros mais importantes na definição da ação sísmica. 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 capacidade do solo no caso de ocorrência de um sismo.

De acordo com o EC8 (5), são descritos sete tipos de solo, dos quais cinco são considerados “comuns” e designados com as letras A a E e dois são considerados como “especiais” designados com a letra S (S_1 e S_2). Estas classificações dependem da rigidez e resistência do solo em estudo. Esta classificação é indispensável para uma análise precisa e eficaz dos efeitos sísmicos nas estruturas.

Na Tabela 10 encontram-se as descrições dos sete tipos de solo em função do perfil estratigráfico e seus parâmetros conforme as diretrizes do código. A correta identificação e caracterização do solo e do terreno, são cruciais e obrigatórios num projeto de construção de estruturas resistentes a sismos, de forma a garantir a segurança dos edifícios.

Tabela 10 - Tipos de terreno (Quadro 3.1 do EC8 (5))

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (palcadas/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 em água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Após análise da Tabela 10, verifica-se que o terreno de implantação da fundação enquadra-se no tipo C, depósitos profundos de areia compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura entre várias dezenas de metros e muitas centenas de metros.

Para além da classificação do solo, deve-se classificar o edifício quanto à sua importância. De acordo com o EC8 (5), existem quatro classes de importância conforme se pode verificar na Tabela 11 e que dependem dos níveis de exigência a que se destina o edifício. Consoante a classe de importância do edifício corresponde o seu coeficiente de importância, γ_I .

Tabela 11 - Classes de importância

Classe de importância	Edifícios	Coeficiente de importância (γ_I)
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo, edifícios agrícolas, etc.	0,8
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1
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.	1,2
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.	1,4

Após análise da Tabela 11, verifica-se que o edifício em estudo encontra-se na classe II o que corresponde um coeficiente de importância de $\gamma_I = 1$.

3.8.3.4 Classes de ductilidade

O EC8 (5), define que uma estrutura resistente ao sismo deve garantir uma adequada capacidade de dissipação de energia, sem redução substancial da sua resistência global às ações horizontais e verticais, isto é, a estrutura deve ter um comportamento dúctil não permitindo situações de fragilidade.

Assim, no ponto 5.2.1 do EC8 (5) definem-se as três classes de ductilidade de uma estrutura:

- Classe de Ductilidade Baixa (DCL) – A estrutura não é projetada para dissipar grandes quantidades de energia durante o sismo, pois possui pouca capacidade de deformação

não elástica antes da rutura, a estrutura resiste aos sismos principalmente por sua força e rigidez, e não por flexibilidade ou capacidade de deformar sem colapsar, utiliza coeficientes de comportamento sísmico, q , entre 1,5 a 2. As estruturas desta classe podem ser dimensionadas tendo em conta os critérios e exigências definidos no EC2 (4).

- Classe de Ductilidade Média (DCM) - A estrutura é projetada para dissipar energia sísmica de forma moderada, com capacidade razoável de deformação não elástica sem colapso. Possui uma capacidade de deformação maior que a ductilidade baixa, possui um detalhamento construtivo mais rigoroso, o coeficiente de comportamento, q , varia entre os 2,5 e 4 e tem uma boa segurança sísmica sem custos elevados de uma classe de ductilidade alta.

- Classe de Ductilidade Alta (DCH) – É a mais exigente das três classes, a estrutura possui grande capacidade de suportar ações sísmicas intensas, com dissipação significativa de energia sem colapsar. Nesta classe a estrutura é projetada de forma a suportar grandes deformações plásticas durante o sismo, dissipar energia eficazmente através de zonas críticas bem detalhadas e evitar o colapso total mesmo com danos severos localizados. O coeficiente de comportamento, q , varia entre os 4 e 6, podendo chegar a 8 em certos sistemas estruturais.

O coeficiente de comportamento, q , é definido pelo EC8 (5) como uma aproximação da relação entre as forças sísmicas aplicadas a uma estrutura se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, supondo uma resposta real não linear.

No artigo 5.2.2.2 do EC8 (5) encontram-se os critérios para a obtenção do coeficiente de comportamento através da seguinte expressão:

$$q = q_o * k_w \geq 1,5 \quad (16)$$

Onde:

$q \rightarrow$ Coeficiente de comportamento;

$q_o \rightarrow$ Valor básico do coeficiente de comportamento em função do tipo de estrutura e da sua regularidade em altura;

$k_w \rightarrow$ Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas de paredes estruturais.

A Tabela 12 que representa o quadro 5.1 do EC8 (5) indica os valores básicos do coeficiente de comportamento para os vários tipos de estruturas:

Tabela 12 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , para sistemas regulares em altura (Quadro 5.1 do EC8 (5))

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Para edifícios não regulares em planta, o valor básico do coeficiente de comportamento deve ser reduzido em 20 % visto existir maior probabilidade de concentrações desfavoráveis em regime não linear.

Relativamente ao valor de k_w , o EC8 no artigo 5.2.2.2 (11) P (5), define-se através das seguintes condições:

- Para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos, o k_w toma o valor de 1,0;
- Para sistemas de paredes, sistemas mistos equivalentes a paredes, o k_w , verifica-se pela seguinte expressão

$$0,5 \leq ((1 + \alpha_o)/3) \leq 1,0 \quad (17)$$

3.8.3.5 Tipos de sistemas estruturais

De acordo com o artigo 5.2.2.1 do EC8 (5), uma estrutura pode ser classificada em cinco tipos de sistemas estruturais, consoante o seu comportamento sob as ações sísmicas horizontais:

- Sistema porticado – sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.
- Sistema de parede - sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.
- Sistema misto - sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.

- Sistema misto equivalente a sistema porticado - sistema misto no qual a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

- Sistema misto equivalente a paredes - sistema misto no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.

Neste projeto, considerou-se que o sistema estrutural é porticado no caso da análise do edifício sem paredes resistentes e misto na situação em que se consideraram paredes resistentes na caixa de escadas e de elevadores.

3.8.3.6 Regularidade em planta

Para que um edifício seja classificado como regular em planta, deve satisfazer as seguintes condições:

- A distribuição de rigidez e de massas for aproximadamente simétrica em relação a dois eixos ortogonais;
- Deve-se garantir que a configuração em planta da estrutura seja compacta, isto é, cada piso deve ser delimitado por uma linha poligonal convexa. Havendo reentrâncias poderá considerar-se regular desde que a área exterior à linha de contorno do piso não exceda em 5 % da área do piso;

$$A_r / (A_e + A_r) \leq 0,05 \quad (18)$$

- A rigidez dos pisos deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos laterais de modo a garantir que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças nestes elementos (efeito do diagrama rígido). Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central;
- A esbelteza $\lambda = L_{\text{máx}} / L_{\text{min}}$ do edifício em planta deve ser inferior a 4, em que $L_{\text{máx}}$ e L_{min} correspondem respetivamente à maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direções diagonais;

$$\lambda = L_{\text{máx}} / L_{\text{min}} \leq 4 \quad (19)$$

- Nas direções x e y de cada piso, a excentricidade, e_o , e o raio de torção, r_x , devem verificar as seguintes condições:

$$e_o \leq 0,30 * r_x \quad (20)$$

$$r_x \geq l_s \quad (21)$$

Em que:

$e_o \rightarrow$ Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa do piso medida na direção perpendicular à direção em análise;

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

$l_s \rightarrow$ 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 ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

3.8.3.7 Regularidade em altura

No artigo 4.2.3.3 do EC8 (5), estabelece-se um conjunto de critérios que devem ser cumpridos de modo a que a estrutura seja classificada como regular em altura:

Todos os elementos resistentes a ações laterais (núcleos, paredes) devem ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou até ao topo da zona relevante do edifício caso, haja andares recuados a diferentes alturas;

A rigidez lateral e massa de cada piso devem ser constantes ou decrescerem de forma uniforme, sem grandes variações desde a base até ao topo do edifício;

Para os edifícios porticados, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deve variar significativamente entre pisos contíguos;

Caso existam piso recuados devem-se verificar as seguintes condições;

Se existirem sucessivos recuos, e estes tenham uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do piso inferior na direção do recuo;

Na existência de apenas um recuo localizado nos 15 % inferiores de altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir pelo menos a 75 % da força horizontal que se desenvolvem a esse nível num edifício semelhante, mas sem aumento de base;

Caso existam vários pisos e estes não apresentem simetria entre si, a zona de recuos de todos os pisos em cada face não deve ser superior a 30 % da dimensão do 1º piso e ainda cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do piso inferior.

Capítulo 4 - Dimensionamento do Sistema Estrutural

Neste capítulo, serão apresentadas as fórmulas utilizadas no pré dimensionamento dos elementos estruturais das lajes, vigas, pilares, muros de cave e fundações.

Seguidamente, apresenta-se o dimensionamento manual de uma laje maciça, de uma viga, de um pilar e das escadas.

A fase de conceção inicia-se com a análise das plantas e alçados de arquitetura nas quais se definem o posicionamento dos pilares, conforme se pode verificar na Figura 10, tentando sempre manter a continuidade dos pilares entre andares, contudo a sua secção ainda é indefinida.

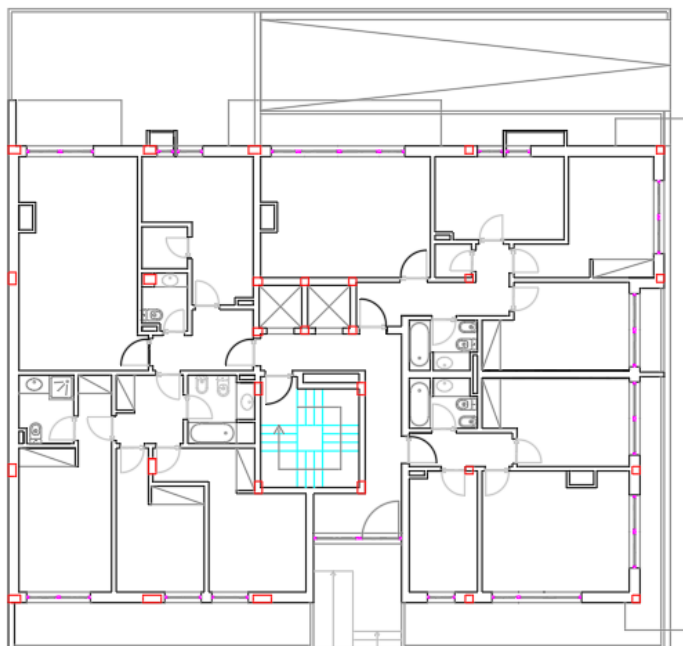


Figura 10 - Posicionamento dos pilares sem secções definidas (planta do R/C)

4.1 Pré-dimensionamento

4.1.1 Lajes

As lajes são elementos laminares planos com cargas geralmente distribuídas perpendiculares ao plano médio e trabalham essencialmente à flexão e ao esforço transversal. Todas as lajes foram consideradas como lajes fungiformes.

Para o pré-dimensionamento das lajes fungiformes, para sobrecargas correntes em edifícios, pode-se utilizar regras empíricas ou a verificação indireta da deformação.

Assim, utilizando a regra empírica, a altura das lajes foi estimada através da seguinte fórmula:

$$h = \frac{L_{\text{máx}}}{25 \text{ a } 30} \quad (22)$$

Em que:

$h \rightarrow$ Espessura da laje;

$l_{\text{máx}} \rightarrow$ Vão máximo entre pilares.

Adotando o cálculo da verificação indireta da deformação, utiliza-se a fórmula seguinte:

$$d = l_{\text{máx}}/k \quad (23)$$

Em que:

$d \rightarrow$ Espessura da laje;

$l_{\text{máx}} \rightarrow$ Vão máximo entre pilares;

$k \rightarrow$ Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais (EC2 – 7.4.2,

Quadro 7.4N).

Tabela 13 - 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.

4.1.2 Vigas

Para o pré dimensionamento das vigas, é importante considerar também os aspetos arquitetónicos relativamente à relação entre a largura e altura. Normalmente adota-se a largura da viga igual à largura dos pilares, as alturas, não existe limite máximo regulamentar, contudo a altura é condicionada pelas aberturas existentes nas paredes (janelas e portas) e pela presença de caixa de estore.

Para a determinação da altura da secção utiliza-se a seguinte expressão empírica:

$$h = \frac{l}{10 \text{ a } 12} \quad (24)$$

Em que:

$h \rightarrow$ Altura da viga;

$l \rightarrow$ Vão máximo entre pilares.

4.1.3 Pilares

Os pilares são elementos estruturais cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura e cuja altura é pelo menos 3 vezes a altura da secção. Caso estas relações não se verifiquem devem ser considerados como uma parede (EC2 – 5.3.1 (4)).

Para o pré dimensionamento dos pilares considera-se a seguinte fórmula:

$$A_c = \frac{N_{ed}}{f_{cd} + 0.01 \sigma_s} \quad (25)$$

Em que:

$A_c \rightarrow$ Área da secção transversal do pilar (m^2);

$N_{ed} \rightarrow$ Carga axial de cálculo (kN);

$f_{cd} \rightarrow$ Resistência à compressão do betão;

$\sigma_s \rightarrow$ Tensão admissível de projeto.

Caso a estrutura esteja localizada em zona sísmica, é usual impor a seguinte condição:

$$A_c = \frac{N_{ed}}{(0,4 \text{ a } 0,6) f_{cd}} \quad (26)$$

A verificação da segurança ao Estado Limite Último consiste em comparar o valor de cálculo da tensão atuante, V_{ED} , com o valor de cálculo da tensão resistente, $V_{RD,C}$, sendo que o valor atuante não pode exceder o resistente.

$$V_{ED} < V_{RD,C} \quad (27)$$

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp} \text{ (MPa)} \quad (28)$$

Em que:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ d em mm} \quad (29)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (30)$$

Onde:

- $\rho_{ly}, \rho_{lz} \rightarrow$ Armaduras de tração aderentes nas direções y e z. Devem ser calculados com valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado.

$$C_{rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad (31)$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \quad (32)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (33)$$

Onde:

- $\sigma_{cy}, \sigma_{cz} \rightarrow$ Tensões normais no betão na secção crítica nas direções y e z (MPa, positivas se em compressão)

Em que:

- $V_{ED} \rightarrow$ Valor de cálculo do esforço de punção atuante;
- $V_{RD,C} \rightarrow$ Valor de cálculo da resistência ao punção de uma laje sem armadura de punção;

No caso de V_{ED} exceder $V_{RD,C}$ deverá adotar-se uma armadura de punçoamento (EC2 6.4.3(2) (4)). Caso sejam adotadas armaduras, deve-se verificar a condição de $V_{ED} < V_{RD,max}$.

No caso da reação de apoio ser excêntrica em relação ao perímetro de controlo, o esforço de corte atuante é determinado através da aplicação da seguinte equação (EC2 6.4.3 (3) (4)):

$$v_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{u_i \times d} \quad (34)$$

Em que:

- $d \rightarrow$ Altura útil média da laje, que poderá ser considerada a $(d_y + d_z)/2$, onde, d_y e d_z , são as alturas úteis da secção de controlo nas direções y e z;
- $u_i \rightarrow$ Perímetro de controlo considerado (é definido como sendo uma linha fechada que envolve a área carregada a uma distância não inferior a $2,0 \cdot d$ e devendo o seu traçado corresponder ao comprimento mínimo), Figura 11;

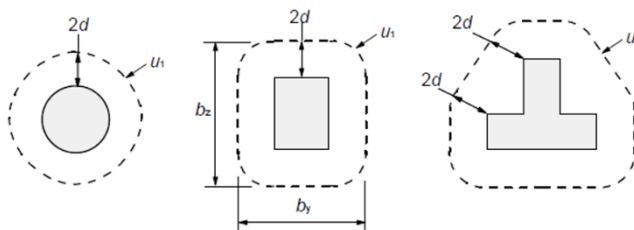


Figura 11 - Perímetro básico de controlo u_i

- β :

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{w_1} \quad (35)$$

- $k \rightarrow$ Coeficiente que depende da relação entre as dimensões do pilar c_1 e c_2 . O seu valor da proporção do momento não equilibrado transmitido por forças de corte não uniformes e por flexão e torção, conforme mostra a Tabela 14.

Tabela 14 - Valores de k para as áreas carregadas retangulares

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

No caso de um pilar retangular interior em que a carga é excêntrica em relação aos dois eixos, poderá utilizar-se a seguinte equação para o valor de β :

$$\beta = 1 + 1,8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_z}\right)^2} \quad (36)$$

Em que:

- e_y e $e_z \rightarrow$ Excentricidade M_{ED}/V_{ED} segundo os eixos y e z respetivamente;
- b_y e $b_z \rightarrow$ Dimensões do perímetro de controlo.

4.1.4 Muros de cave

O pré-dimensionamento dos muros de cave, foi efetuado considerando um modelo bi-apoiado (apoiado na base e na laje do piso 0) dado que os muros estavam travados superiormente pela laje de piso, que por sua vez está apoiada nas suas extremidades pelos muros, Figura 12.



Figura 12 - Sistema estrutural de apoio dos muros de cave

Para o cálculo da pressão máxima na base do muro, utiliza-se a seguinte equação:

$$p = \gamma * h * k_o \quad (37)$$

Em que:

- $p \rightarrow$ Pressão máxima na base do muro;
- $\gamma \rightarrow$ Peso volúmico do solo;
- $h \rightarrow$ Altura do muro;
- $k_o \rightarrow$ Coeficiente de impulso em repouso.

O impulso total, calcula-se a partir de:

$$I = (1/2) * \gamma * k_o * h^2 \quad (38)$$

A espessura do muro, calcula-se através da equação seguinte:

$$\mu > \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (39)$$

Em que:

$\mu \rightarrow$ Momento reduzido;

$M_{ed} \rightarrow$ Momento máximo;

$b \rightarrow$ Base do muro;

$d \rightarrow$ Espessura do muro;

$f_{cd} \rightarrow$ Resistência à compressão do betão.

4.1.5 Fundações

As fundações são elementos estruturais cuja função é transmitir ações atuantes nas estruturas à camada resistente do solo. Devem transferir e distribuir de forma segura as ações da estrutura ao solo, de modo que não cause assentamentos diferenciais prejudiciais ao sistema estrutural nem a própria rotura do solo, Figura 13.

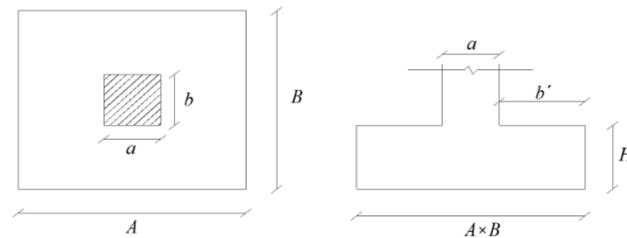


Figura 13 - Secção tipo de uma sapata isolada

Para o pré dimensionamento considerou-se uma sapata rígida, e calculou-se a altura da sapata através da seguinte condição de rigidez:

$$\frac{A-a}{4} \leq H \leq \frac{A-a}{2} \quad (40)$$

Para as dimensões em planta considera-se N ; M_x e $M_y = 0$.

$$A \cdot B \geq \frac{1.1 N}{\sigma_{adm}} \quad (41)$$

4.2 Disposições construtivas

No ponto 8 do Eurocódigo 2 (4) encontram-se definidas as seguintes regras construtivas de pormenorização:

- Distância mínima entre varões;
- Diâmetro mínimo de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração dos varões;
- Comprimento de emenda das armaduras.

4.2.1 Distância mínima entre varões

A distância entre varões deve permitir uma boa betonagem e uma compactação do betão satisfatória e assegurar as condições de aderência.

A distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior ao maior dos valores seguintes: k_1 vezes o diâmetro do varão ($d_g + k_2 \text{ mm}$), em que d_g é a dimensão máxima do agregado, ou 20 mm.

Os valores de k_1 e k_2 a utilizar poderão estar indicados nos Anexos Nacionais de cada país. Os valores recomendados são de 1 mm para k_1 e 5 mm para k_2 .

4.2.2 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

O diâmetro mínimo de dobragem de um varão deve ser de modo a que não provoque o aparecimento de fendas no varão nem rotura do betão.

Assim, o valor de diâmetro mínimo é obtido através do quadro 8.1N do EC2 (4), Tabela 15.

Tabela 15 - Diâmetro mínimo de dobragem de modo a não danificar a armadura

<i>Diâmetro do varão</i>	<i>Diâmetro mínimo do mandril para cotovelos, ganchos e laços</i>
$\varnothing \leq 16 \text{ mm}$	4ϕ
$\varnothing > 16 \text{ mm}$	7ϕ

Os valores dos diâmetros mínimos de dobragem para diferentes varões são os que se apresentam na Tabela 16.

Tabela 16 - Diâmetro mínimo de dobragem de varões

$\varnothing \text{ (mm)}$	$\phi_{m,min} \text{ (mm)}$
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

4.2.3 Comprimento de amarração dos varões

O comprimento de amarração dos varões é a distância mínima necessária para que a força de tração ou compressão em uma barra de aço seja transmitida ao betão, garantindo assim a aderência adequada. O comprimento de amarração, l_{bd} , é obtido

através da aplicação das expressões (artº 8.4.3 e 8.4.4 do EC2 (4)). A amarração deve ter em consideração o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões.

O comprimento de amarração de referência é dado por:

$$l_{b,req} = \frac{\sigma}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (42)$$

Em que:

$l_{b,req}$ → Comprimento de amarração de referência;

σ → Diâmetro do varão;

σ_{sd} → Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração;

f_{bd} → Tensão de aderência.

$$f_{bd} = 2,25 * \mu_1 * \mu_2 * f_{ctd} \quad (43)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} * f_{ct,0.05}}{\gamma_c} \quad (44)$$

Em que:

f_{bd} → Tensão de aderência;

μ_1 → Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem, $\mu_1 = 1,0$ para boas condições de “boa” aderência ou $\mu_1 = 0,7$ para todos os outros casos;

μ_2 → Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão, $\mu_2 = 1,0$ para $\sigma \leq 32$ mm ou $\mu_2 = (132 - \sigma)/100$ para $\sigma \geq 32$ mm;

f_{ctd} → Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração;

α_{ct} → Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis do modo como a carga é aplicada, $\alpha_{ct} = 1,0$;

$f_{ct,0.05}$ → Resistência característica à tração axial do betão, percentil de 5%;

γ_c → Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, $\gamma_c = 1,5$.

O comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} , é dado por:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,req} \geq l_{b,min} \quad (45)$$

$l_{b,min} = \max \{0,3 * l_{b,req}; 10\sigma; 100 \text{ mm}\}$ para amarrações de varões tracionados

$l_{b,min} = \max \{0,6 * l_{b,req}; 10\sigma; 100 \text{ mm}\}$ para amarrações de varões comprimidos

Em que:

l_{bd} → Comprimento de amarração de cálculo;

α_1 → Coeficiente de influência da forma dos varões;

α_2 → Coeficiente de influência ao recobrimento mínimo do betão;

α_3 → Coeficiente de influência da cintagem das armaduras transversais;

α_4 → Coeficiente de influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração;

α_5 → Coeficiente da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração;

$l_{b,req}$ → Comprimento de amarração de referência;

$l_{b,min}$ → Comprimento de amarração mínimo;

$\emptyset$ → Diâmetro do varão.

4.2.4 Comprimento de emenda das armaduras

O comprimento de emenda das armaduras, também chamado de comprimento de sobreposição, é a distância mínima necessária para transferir os esforços de uma barra para outra de modo seguro e é determinado através da seguinte expressão (artº 8.7.3 do EC2 (4)), Figura 14:

$$l_o = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,req} \geq l_{o,min} \quad (46)$$

$$l_{o,min} \geq \max \{0,3 * \alpha_6 * l_{b,req}; 15\emptyset; 200 \text{ mm}\} \quad (47)$$

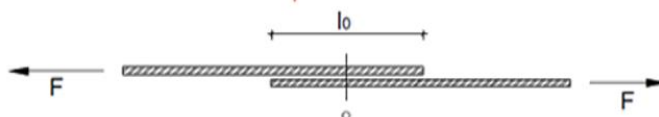


Figura 14 - Comprimento de sobreposição

Em que:

l_o → Comprimento de emenda da armadura;

α_1 → Coeficiente de influência da forma dos varões;

α_2 → Coeficiente de influência ao recobrimento mínimo do betão;

α_3 → Coeficiente de influência da cintagem das armaduras transversais;

α_5 → Coeficiente da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração;

α_6 → Coeficiente da percentagem de varões sobrepostos, $\alpha_6 = (\rho_1 / 25)^{0,5}$ e deve estar compreendido entre $1 \leq \alpha_6 \leq 1,5$;

ρ_1 → Percentagem de varões emendados a uma distância inferior a $0,6 * l_o$ da secção média da sobreposição.

4.3 Dimensionamento manual

4.3.1 Lajes

Para o dimensionamento manual das lajes utilizou-se o método dos pórticos equivalentes, pois trata-se de uma laje fungiforme. Antes do dimensionamento propriamente dito, é essencial realizar a verificação do pré-dimensionamento.

Neste trabalho, apresenta-se, a título de exemplo, o dimensionamento de um painel de laje, Figura 15.

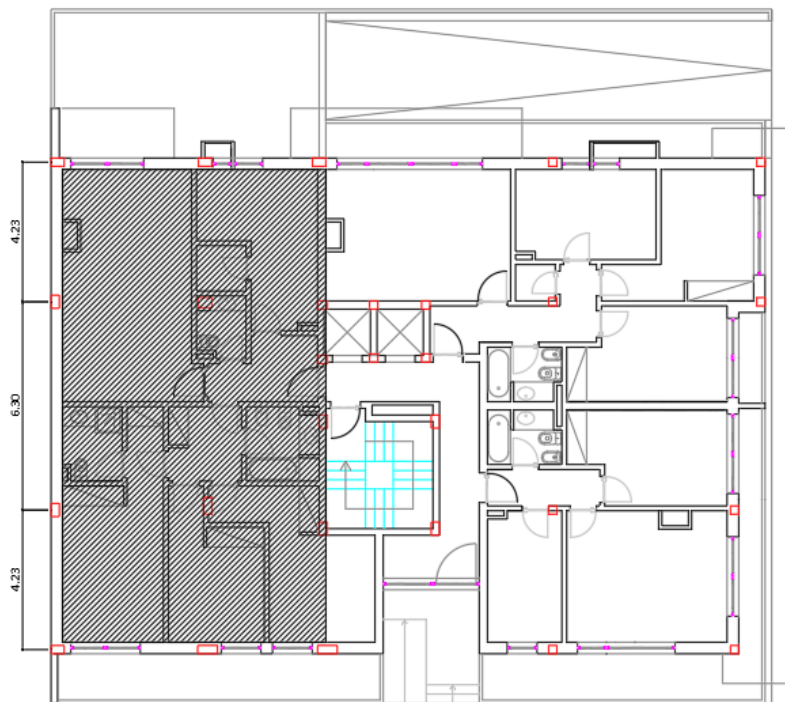


Figura 15 - Laje dimensionada manualmente

1) Pré-dimensionamento

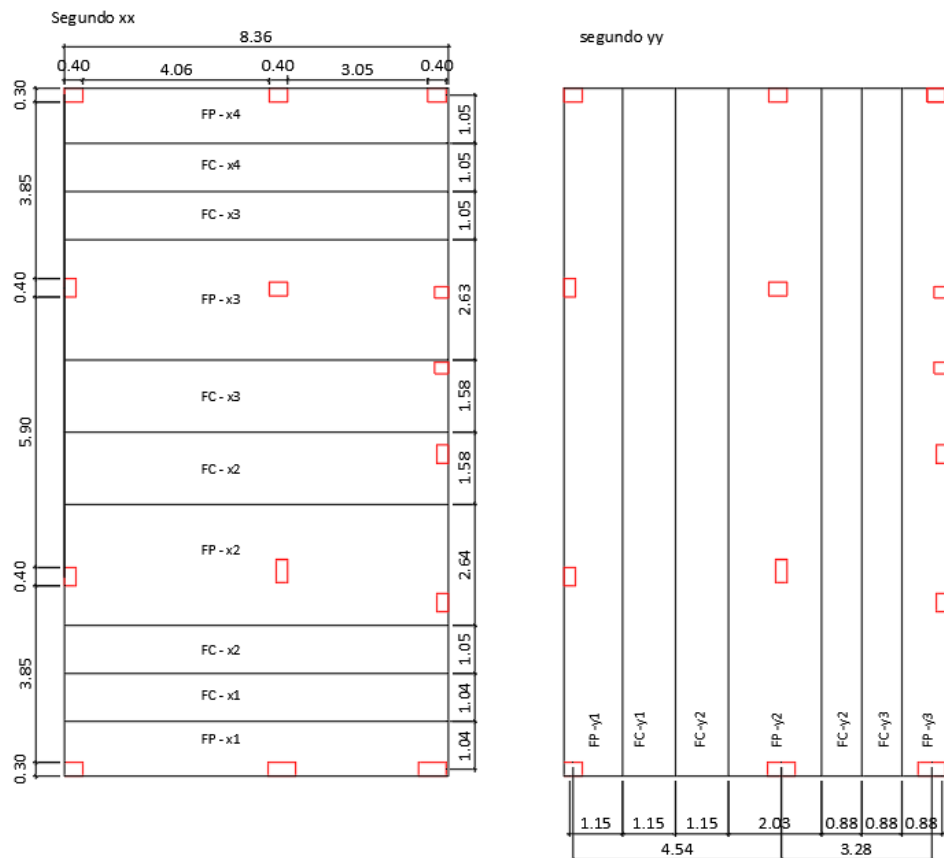
$$h = \frac{l_{\max}}{25 \text{ a } 30} \quad (48)$$

$$l_{\max} = 6,30 \text{ m}$$

$$h = 0,21 \text{ a } 0,252 \text{ m}$$

Adotou-se $h = 0,20 \text{ m}$

2) Modelo de cálculo – método dos pórticos equivalentes



Definir as faixas central (FC) e principal (FP) nos pórticos:

$bx_1 (FP/FC) = 1,19 \text{ m}$	$by_1 (FP/FC) = 1,28 \text{ m}$
$bx_2 (FP) = 2,64 \text{ m}$	$by_2 (FP) = 2,03 \text{ m}$
$bx_2 (FC) = 1,58 \text{ m}$	$by_2 (FC) = 1,15 \text{ m}$
$bx_3 (FP) = 2,63 \text{ m}$	$by_3 (FP/FC) = 0,88 \text{ m}$
$bx_3 (FC) = 1,03 \text{ m}$	

3) Definição das ações

3.1) Ações Permanentes (CP)

- Peso Próprio da laje = $\gamma_{\text{betão}} * h_{\text{laje}} = 25 * 0,20 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento = $1,50 \text{ kN/m}^2$
- Peso Próprio das paredes interiores = $2,35 \text{ kN/m}^2$

$$CP = 5,00 + 1,50 + 2,35 = 8,85 \text{ kN/m}^2$$

3.2) Ações Variáveis (CV)

- Sobrecarga do pavimento = 2,00 kN/m²

$$CV = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

4) Esforços de dimensionamento

4.1) Direção xx

$$Q_{ed} = \gamma_g * (CP * bx_i) + \gamma_q * (CV * bx_i) \quad (49)$$

$$Q_{ed,x1} (FP/FC) = 1,35 * (8,85 * 1,19) + 1,5 * (2 * 1,19) = 17,79 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ed,x2} (FP) = 1,35 * (8,85 * 2,64) + 1,5 * (2 * 2,64) = 39,46 \text{ kN/m}$$

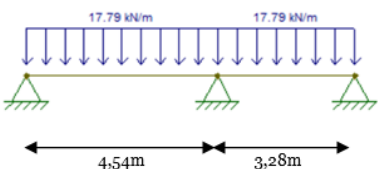
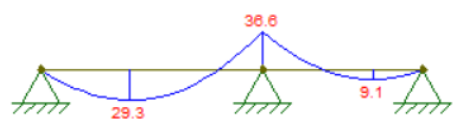
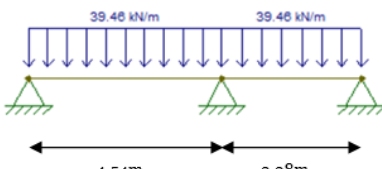
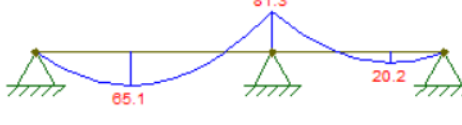
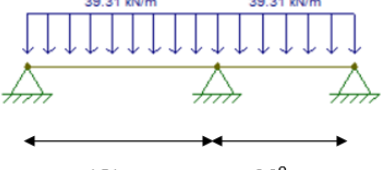
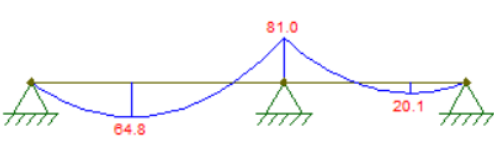
$$Q_{ed,x2} (FC) = 1,35 * (8,85 * 1,58) + 1,5 * (2 * 1,58) = 23,62 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ed,x3} (FP) = 1,35 * (8,85 * 2,63) + 1,5 * (2 * 2,63) = 39,31 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ed,x3} (FC) = 1,35 * (8,85 * 1,03) + 1,5 * (2 * 1,03) = 15,40 \text{ kN/m}$$

A Tabela 17 apresenta o modelo de cálculo dos pórticos segundo xx e o respectivo o diagrama de momentos fletores.

Tabela 17 - Esforços de dimensionamento segundo xx

Pórtico	Modelo de cálculo	Diagrama de momentos
X ₁		 $M_{ed}^+ = 29,30 \text{ kNm} ; M_{ed}^- = -36,6 \text{ kNm}$
X ₂		 $M_{ed}^+ = 65,10 \text{ kNm} ; M_{ed}^- = -81,3 \text{ kNm}$
X ₃		 $M_{ed}^+ = 64,80 \text{ kNm} ; M_{ed}^- = -81,0 \text{ kNm}$

4.2) Direção yy

$$Q_{ed} = \gamma_g * (CP * by_i) + \gamma_q * (CV * by_i) \quad (50)$$

$$Q_{ed,y1} (FP/FC) = 1,35 * (8,85 * 1,28) + 1,5 * (2 * 1,28) = 19,13 \text{ kN/m}$$

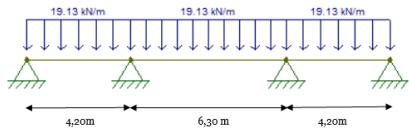
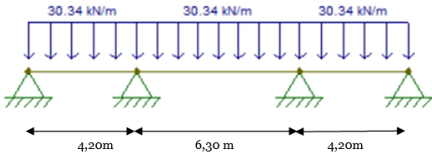
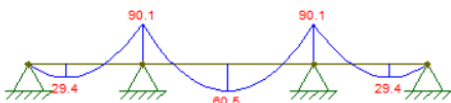
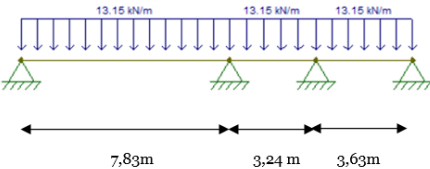
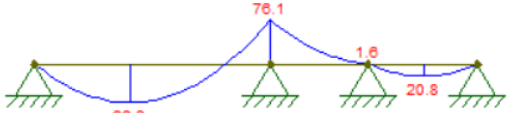
$$Q_{ed,y2} (FP) = 1,35 * (8,85 * 2,03) + 1,5 * (2 * 2,03) = 30,34 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ed,y2} (FC) = 1,35 * (8,85 * 1,15) + 1,5 * (2 * 1,15) = 17,19 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ed,y3} (FP/FC) = 1,35 * (8,85 * 0,88) + 1,5 * (2 * 0,88) = 13,15 \text{ kN/m}$$

A Tabela 18 apresenta o modelo de cálculo dos pórticos segundo yy e o respetivo o diagrama de momentos fletores.

Tabela 18 - Esforços de dimensionamento segundo yy

Pórtico	Modelo de cálculo	Diagrama de momentos
y ₁		 $M_{ed}^+ = 38,10 \text{ kNm} ; M_{ed}^- = -56,8 \text{ kNm}$
y ₂		 $M_{ed}^+ = 60,50 \text{ kNm} ; M_{ed}^- = -90,1 \text{ kNm}$
y ₃		 $M_{ed}^+ = 66,30 \text{ kNm} ; M_{ed}^- = -76,1 \text{ kNm}$

O EC2 (4) recomenda uma distribuição simplificada de momentos de acordo com a Tabela 19. Tendo em conta que o total de momentos negativos e positivos devem resistir em conjunto nas faixas centrais e nas faixas laterais, pelo que devem ser iguais a 100 %.

Tabela 19 - Distribuição de momentos nas lajes

	Momentos negativos	Momentos positivos
Faixa Central	60 – 80 % (75%)	50 – 70 % (55%)
Faixa Lateral	40 – 20 % (25%)	50 – 30 % (45%)

Assim, os momentos fletores distribuídos na faixa central e lateral obtêm-se através das seguintes fórmulas:

$$Msd (+) = \frac{0,55 \times Msd}{Largura FC} \quad (51) \quad Msd (+) = \frac{0,45 \times Msd}{Largura FL} \quad (52)$$

$$Msd (-) = \frac{0,75 \times Msd}{Largura FC} \quad (53) \quad Msd (-) = \frac{0,25 \times Msd}{Largura FL} \quad (54)$$

Na Tabela 20 e 21, aplicando as fórmulas aos momentos fletores calculados anteriormente, temos:

Tabela 20 - Momentos fletores distribuídos nas faixas centrais

	Segundo xx		Segundo yy	
	M _{ed} -	M _{ed} +	M _{ed} -	M _{ed} +
Pórtico 1	7,69	11,08	11,09	13,39
Pórtico 2	12,86	18,54	19,59	23,67
Pórtico 3	19,66	28,31	21,62	33,90

Tabela 21 - Momentos fletores distribuídos nas faixas laterais

	Segundo xx		Segundo yy	
	M _{ed} -	M _{ed} +	M _{ed} -	M _{ed} +
Pórtico 1	23,07	13,54	33,28	16,37
Pórtico 2	23,10	13,56	33,29	16,39
Pórtico 3	23,10	13,55	64,86	41,44

5) Verificação ao Estado Limite Último de Flexão

Espessura da laje = 0,20 m

Recobrimento = 0,020 m

Diâmetro longitudinal = 10 mm

$$d = 0,20 - 0,020 - 0,010 = 0,170 \text{ m}$$

fcd (C30/37) = 20 MPa

fysd (A400) = 348 MPa

Momento fletor reduzido (μ):

$$\mu = \frac{Med}{b \times d^2 \times fcd} \quad (55)$$

Percentagem mecânica da armadura (ω):

$$\omega = \mu * (\mu + 1) \quad (56)$$

Área de armadura longitudinal (A_s):

$$A_s = \omega * b * d * (f_{cd}/f_{syd}) \quad (57)$$

Verificação da quantidade de armadura EC2 – 9.3.1.1 (4):

- Armadura mínima ($A_{s, \min}$):

$$\begin{aligned} A_{s, \min} &= 0.26 * (f_{ctm}/f_{yk}) * b * d \\ A_{s, \min} &= 0.26 * (2.9/400) * 1 * 0.170 \\ A_{s, \min} &= 3.205 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned} \quad (58)$$

$$\begin{aligned} A_{s, \min} &> 0.0013 * b_t * d \\ 3.205 &> 0.0013 * 1 * 0.170 \\ 3.205 &> 2.21 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{OK} \end{aligned} \quad (59)$$

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

$$\begin{aligned} \omega_{\min} &= (A_{s, \min} * f_{ysd}) / (b * d * f_{cd}) \\ \omega_{\min} &= (3.205 * 348) / (1 * 17 * 20) * 10^{-4} \\ \omega_{\min} &= 0.033 \end{aligned} \quad (60)$$

Na Tabela 22 apresentam-se os resultados obtidos das armaduras longitudinais.

Tabela 22 - Cálculo das armaduras longitudinais

Direção	Faixa	M _{ed}	μ	ω calculado	ω real	A _{s, calc} (cm ² /m)	Solução	A _{s, ef} (cm ² /m)
xx	FP, x ₁	13,54	0,023429095	0,023978	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
		23,07	0,039908697	0,041501	0,042	4,05	Ø10//17,5	4,49
	FC, x ₁	11,08	0,019169259	0,019537	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
		7,69	0,013302899	0,01348	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
	FP, x ₂	13,56	0,023464533	0,024015	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
		23,10	0,0399595	0,041556	0,042	4,06	Ø10//17,5	4,49
	FC, x ₂	18,54	0,032078096	0,033107	0,033	3,23	Ø10//20	3,93
		12,86	0,022255924	0,022751	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
	FP, x ₃	13,55	0,023445209	0,023995	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
		23,10	0,039963424	0,04156	0,042	4,06	Ø10//17,5	4,49
	FC, x ₃	28,31	0,048980415	0,051379	0,051	5,02	Ø10//15	5,24
		19,66	0,034014177	0,035171	0,035	3,44	Ø10//20	3,93
yy	FP, y ₁	16,37	0,028323692	0,029126	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
		33,28	0,057580017	0,060895	0,061	5,95	Ø10//12,5	6,28
	FC, y ₁	13,39	0,023173929	0,023711	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
		11,09	0,019193339	0,019562	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
	FP, y ₂	16,39	0,028359214	0,029163	0,033	3,20	Ø10//20	3,93
		33,29	0,057592002	0,060909	0,061	5,95	Ø10//12,5	6,28
	FC, y ₂	23,67	0,040958327	0,042636	0,043	4,17	Ø10//17,5	4,49
		19,59	0,033887468	0,035036	0,035	3,42	Ø10//20	3,93
	FP, y ₃	41,44	0,071691176	0,076831	0,077	7,51	Ø10//10	7,85
		64,86	0,112210994	0,124802	0,125	12,19	Ø16//15	13,4
	FC, y ₃	33,90	0,058656417	0,062097	0,062	6,07	Ø10//10	7,85
		21,62	0,037403665	0,038803	0,039	3,79	Ø10//17,5	4,49

Verificação do espaçamento máximo entre varões EC2 – 9.3.1.1 (3):

- Espaçamento zonas de momentos máximos

$$S_{max} = 2 * h = 2 * 20 = 40 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (61)$$

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

- Espaçamento nas zonas após dispensa das armaduras positivas:

$$S_{max} = 3 * h = 3 * 20 = 60 \text{ cm} \leq 2 * S_{ef} = 40 \text{ cm} \quad (62)$$

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

Verificação ao Punçoamento

O punçoamento é uma rotura nas estruturas que resulta de uma carga concentrada e/ou de uma reação aplicada a uma área relativamente pequena.

No âmbito deste trabalho, apresenta-se, a título de exemplo, a verificação em relação ao Pilar 121. O dimensionamento deste pilar será abordado no ponto 4.3.3.

Pilar 121, piso 1: com secção de 0,30x0,40 m²

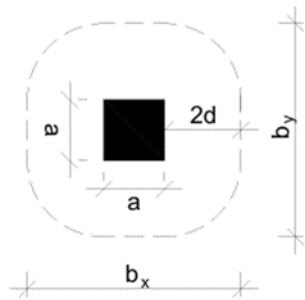
Altura útil da laje: d = 0,17 m

Armadura principal da laje na zona do pilar: ø 10//17,5 cm e ø 10//20 cm

$$V_{ED} = 77,2 \text{ kN}$$

$$M_{ED,x} = 58,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ED,y} = 66,8 \text{ kNm}$$



$$a = 0,40 \text{ m}; d = 0,17 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

$$b_x = a + 2 * \pi * (2 * d) = 2,44 \text{ m} \quad (63)$$

$$b_y = b + 2 * \pi * (2 * d) = 2,54 \text{ m} \quad (64)$$

$$u_1 = 2 * a + 2 * b + 4 * \pi * d = 3,54 \text{ m} \quad (65)$$

Resistência ao punçoamento da laje sem armadura de punçoamento

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 * \sigma_{cp} \text{ (MPa)} \quad (66)$$

$$C_{rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12 \quad (67)$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / d} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{200 / 170} = 2,08 > 2,0 \rightarrow k = 2,0 \quad (68)$$

$$\rho_{lx} = A_{sl} \text{ ø } 10 // 17,5 / (b_w * d) = 0,002641 \quad (69)$$

$$\rho_{ly} = A_{sl} \text{ ø } 10 // 20 / (b_w * d) = 0,002312 \quad (70)$$

$$\rho_{lt} = \sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}} = 0,002471 < 0,02 \rightarrow \text{OK} \quad (71)$$

$$v_{min} = 0,035 * 2,0 * 30^{1/2} = 0,383 \text{ MPa}$$

$$V_{RD,c} = 593,04 \text{ kN} \geq 383 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Cálculo de β :

$$\beta = 1 + 1,8 * \sqrt{\left(\frac{e_y}{a_x}\right)^2 + \left(\frac{e_x}{b_x}\right)^2} \quad (72)$$

$$e_x = M_{ED,x} / V_{ED} = 58,8 / 77,2 = 0,76 \quad (73)$$

$$e_y = M_{ED,y} / V_{ED} = 66,8 / 77,2 = 0,86 \quad (74)$$

$$b_x = a_x = 2,44 \text{ m}$$

$$b_y = b_x = 2,54 \text{ m}$$

$$\beta = 1,83$$

$$v_{ED} = \beta * (V_{ED}/(u_1 * d)) = 234,76 \text{ kN} \leq V_{RD,c} = 593,04 \text{ kN} \quad (75)$$

4.3.2 Vigas

Nas vigas deve-se adotar sempre que possível, a largura da viga igual à seção do pilar. A viga que vai ser dimensionada pertence ao pórtico 11, no piso 1, isto é, encontra-se no alçado lateral esquerdo do edifício, Figura 16.

1) Modelo de cálculo

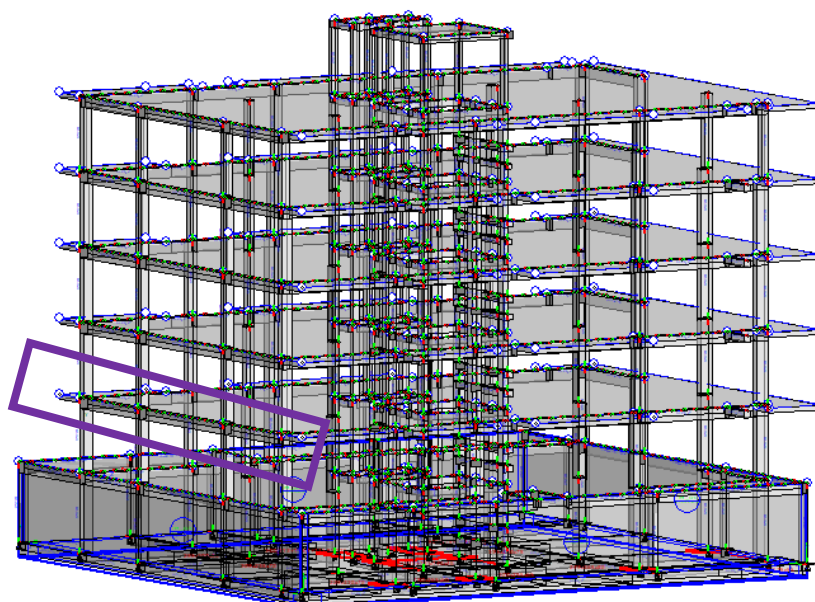


Figura 16 - Viga do Pórtico 11, piso 1 (30x40)

Nas Figuras 17 e 18 apresentam-se os diagramas do Esforço Transverso e do Momento Fletor, respetivamente, da viga em estudo.

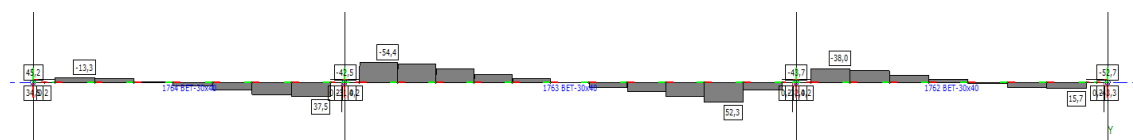


Figura 17 - Diagrama de esforço transversal do Pórtico 11, piso 1

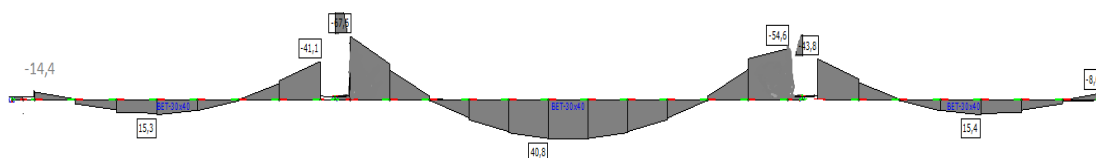


Figura 18 - Diagrama de momentos fletores do Pórtico 11, piso 1

Nas Tabelas 23 e 24 apresentam-se os cálculos das armaduras longitudinal e transversal da viga em questão. A armadura longitudinal é dimensionada para resistir aos momentos fletores máximos nas zonas críticas (apoio e maio vão). A armadura transversal é dimensionada para suportar os esforços cortantes máximos nos apoios.

Tabela 23 - Armadura da viga à flexão

Cálculo das Armaduras de Flexão												
f_{cd} (Mpa)	f_{syd} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)		f_{yk} (Mpa)								
20	348	2,9		400								
Viga	Tramo	M_{ed} (kN.m)	b (m)	h (m)	d (m)	μ	ω	A_s (cm ²)	$A_{s, min}$ (cm ²)	$A_{s, adot}$ (cm ²)	Armadura	$A_{s, ref}$ (cm ²)
PÓRTICO 11 - PISO 1	182	14,4	0,30	0,40	0,24	0,04167	0,04340	1,796	1,3572	1,796	2Ø12	2,26
	1/2 vão	15,3	0,30	0,40	0,24	0,04427	0,04623	1,913	1,3572	1,913	2Ø12	2,26
	178	67,6	0,30	0,40	0,24	0,19560	0,23386	9,677	1,3572	9,677	4Ø20	12,57
	1/2 vão	40,8	0,30	0,40	0,24	0,11806	0,13199	5,462	1,3572	5,462	3Ø16	6,03
	164	54,6	0,30	0,40	0,24	0,15799	0,18295	7,570	1,3572	7,570	4Ø16	8,04
	1/2 vão	15,4	0,30	0,40	0,24	0,04456	0,04655	1,926	1,3572	1,926	2Ø12	2,26
	158	8	0,30	0,40	0,24	0,02315	0,02368	0,980	1,3572	1,357	2Ø12	2,26

Tabela 24 - Armadura da viga ao esforço transversal

Cálculo das Armaduras Esforço Transverso			
f_{cd} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)	f_{syd} (Mpa)	f_{yk} (Mpa)
20	30	348	400

Viga	Tramo	V_{ed} (kN)	b (m)	h (m)	d (m)	A_s/S (cm ² /m)	A_{sw}/S_{min} (cm ² /m)	A_{sw}/S_{adot} (cm ² /m)	Estribos	$A_{s, ref}$ (cm ²)
PÓRTICO 11 - PISO 1	182 Dir.	13,3	0,30	0,40	0,24	1,111	1,3572	1,35	Ø8//20	2,51
	178 Esq.	37,5	0,30	0,40	0,24	3,132	1,3572	3,13	Ø8//10	5,03
	178 Dir.	54,4	0,30	0,40	0,24	4,544	1,3572	4,54	Ø8//10	5,03
	164 Esq.	52,3	0,30	0,40	0,24	4,368	1,3572	4,37	Ø8//10	5,03
	164 Dir.	38	0,30	0,40	0,24	3,174	1,3572	3,17	Ø8//10	5,03
	158 Esq.	15,7	0,30	0,40	0,24	1,311	1,3572	1,35	Ø8//20	2,51
	158	52,7	0,30	0,40	0,24	4,402	1,3572	4,40	Ø8//10	5,03

4.3.3 Pilares

O pré-dimensionamento de pilares tem como objetivo a determinação de cargas verticais por área de influência, Figura 19.

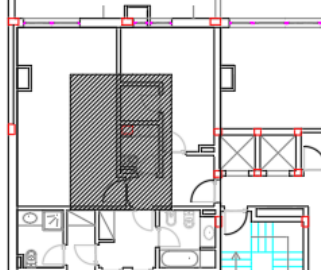


Figura 19 - Área de influência do pilar

Área de influência: $A_{inf} = 20,95 \text{ m}^2$

Peso próprio da cobertura: $P_{pcob} = 25 * 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio da laje: $P_{plaje} = 25 * 0,20 = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Revestimento: $rev = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio das paredes divisórias: $P_{pdiv} = 2,35 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio do pilar: $P_{ppilar} = 25 * 0,30 * 0,40 * 2,80 = 8,40 \text{ kN}$

Sobrecarga: $S_{ob} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

$$N_{ED} = 5 * 1,35 * CP + 6 * 1,5 * CV + P_{pcob} * A_{inf} + 5 * 1,35 * P_{ppilar} \quad (76)$$

$$N_{ED} = 5 * 1,35 * (5 + 1,50 + 2,35) * 20,95 + 6 * 1,5 * 2 * 20,95 + 5 * 1,35 * 8,40$$

$$N_{ED} = 1326,20 \text{ kN}$$

$$A_c = N_{ed} / (0,4 \text{ a } 0,6) * f_{cd} \quad (77)$$

$$A_c = 1326,20 / (0,4 \text{ a } 0,6 * 20 * 10^3)$$

$$A_c = 0,17 \text{ a } 0,11 \text{ m}^2$$

4.3.4 Muros de cave

Para o pré-dimensionamento dos muros de cave, considerou-se um modelo bi-apoiado (apoiado na base e na laje de piso) pois os muros estão travados superiormente pela laje de piso, que se encontra apoiada nas suas extremidades nos muros, Figura 20.

Os pilares encontram-se colocados no interior do muro e têm uma espessura de 0,25 m, não possuem rigidez suficiente para se considerar o muro como um painel encastrado em três lados (dois pilares e fundação).

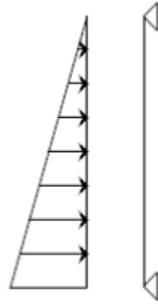


Figura 20 - Sistema estrutural de apoio dos muros de cave

Considerando:

- Altura do muro: $h = 3,00 \text{ m}$
- Peso volúmico do solo: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Ângulo de atrito: $\phi' = 30^\circ$
- Coeficiente de impulso em repouso: $k_0 = 0,50$

A pressão máxima na base do muro, P , é dada por:

$$P = \gamma * h * k_0 = 20 * 3,00 * 0,50 = 30 \text{ kN/m}^2 \quad (78)$$

O impulso total, I , é dado por:

$$I = (1/2) * \gamma * k_0 * h^2 = (1/2) * 20 * 0,5 * 3,0^2 = 45 \text{ kN/m} \quad (79)$$

$$M_{ED}^- = -1,5 * (p * L^2) / 15 = -1,5 * (\gamma * h * k_0 * h^2) / 15 \quad (80)$$

$$M_{ED}^- = 1,5 * (20 * 3 * 0,5 * 3,0^2) / 15$$

$$M_{ED}^- = - 27,00 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ED}^+ = 1,5 * (p * L^2) / 33,54 = 1,5 * (\gamma * h * k_0 * h^2) / 33,54 \quad (81)$$

$$M_{ED}^+ = 1,5 * (20 * 3 * 0,5 * 3,0^2) / 33,54$$

$$M_{ED}^+ = 12,10 \text{ kNm/m}$$

Considerando uma redistribuição de esforços de 15% no momento negativo, tem-se:

$$M_{ED}^- = - 22,95 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ED}^+ = 13,95 \text{ kNm/m}$$

Considerando que o valor máximo do momento reduzido é 0,2, temos que:

$$\mu > \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (82)$$

$$0,20 > 22,95 / (1 \times d^2 \times 20 \times 10^3)$$

$$d > 0,08 \text{ m} \rightarrow h > 0,13 \text{ m}$$

Assim, adotaram-se os muros com 0,20 m de espessura.

4.3.5 Fundações

Considerando a sapata, relativa ao pilar que se executou o pré-dimensionamento, temos os seguintes esforços:

$$N_{ed} = 1326,20 \text{ kN}$$

$$M_{ex} = 58,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ey} = 66,8 \text{ kNm}$$

$$N_{ed, tot} = 1,05 * N_{ed} = 1392,51 \text{ kN} \quad (83)$$

$$N_{raro} = N_{ed, tot} / 1,4 = 994,65 \text{ kN} \quad (84)$$

$$e_x = M_{ex} / N_{ed, tot} = 0,05 \text{ m} \quad (85)$$

$$e_y = M_{ey} / N_{ed, tot} = 0,05 \text{ m} \quad (86)$$

$$A' * B' \geq N_{raro} / \sigma_{adm} \rightarrow A' * B' \geq 3,31 \text{ m}^2 \quad (87)$$

$$A' = 2,50 \text{ m e } B' = 1,50 \text{ m}$$

$$A = 2,50 + (1,30 - 1,20) = 2,60 \text{ m}$$

$$B = 1,50 + (0,80 - 0,70) = 1,60 \text{ m}$$

$$\text{Adota-se: } A = 3,00 \text{ m e } B = 2,00 \text{ m}$$

Considerando a direção mais desfavorável:

$$(A-a)/4 \leq H \leq (A-a)/2 \quad (88)$$

$$0,675 \leq H \leq 1,35$$

$$\text{Adota-se } H = 0,80 \text{ m}$$

$$N_{ed, tot} = 1326,20 + 1,35 * 25 * (0,80 * 3 * 2) = 1488,20 \text{ kN}$$

$$e_x = M_{ex} / N_{ed, tot} = 0,04 \text{ m} \quad (89)$$

$$e_y = M_{ey} / N_{ed, tot} = 0,04 \text{ m} \quad (90)$$

Teoria da plasticidade:

$$A' = 2 * ((A/2) - e_x) = 2,92 \text{ m} \quad (91)$$

$$B' = 2 * ((B/2) - e_y) = 1,92 \text{ m} \quad (92)$$

$$\sigma_{serv} = ((N_{ed,tot}/1,4)) / (A' * B')$$

$$\sigma_{serv} = ((1488,20/1,4)) / (2,92 * 1,92) = 189,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{serv} = 189,60 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 300 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK} \quad (93)$$

Verificação da segurança aos Estado Limite Últimos

- Sapata rígida:

$$a_1 = (a - a_0) / 2 = 1,35 \text{ m} \quad (94)$$

$$a_1 / 2 = 0,675 \text{ m} \quad (95)$$

$$a_1 > H > a_1 / 2 \rightarrow 1,35 > 0,80 > 0,675 \text{ m} \rightarrow \text{OK!} \quad (96)$$

- Direção xx:

$$T_{ed} = A_s (14\phi 16) / 2 * f_{syd} = 612,26 \text{ kN} \quad (97)$$

$$\Sigma M_{basepilar} = M_{ed,x} \quad (98)$$

$$T_{ed} * ((a/2) - 0,05) + (T_{ed} + N_{ed}) * x = M_{ed,x} \quad (99)$$

$$x = -0,14 \text{ m}$$

$$z = e_x - x = 0,04 - (-0,14) = 0,18 \text{ m} \quad (100)$$

$$F_{t,ed} = (N_{ed} * z) / d = 1575,74 \text{ kN} \quad (101)$$

$$A_{s,tot} = F_{t,ed} / f_{ysd} = 36,22 \text{ cm}^2 \quad (102)$$

$$A_s = A_{s,tot} / B' = 18,86 \text{ cm}^2 \quad (103)$$

$$\text{Adota-se: } \phi 16 // 10 (A_{s,ef} = 20,11 \text{ cm}^2)$$

- Direção yy:

$$T_{ed} = A_s (14\phi 16) / 2 * f_{syd} = 612,26 \text{ kN} \quad (104)$$

$$\Sigma M_{basepilar} = M_{ed,x} \quad (105)$$

$$T_{ed} * ((a/2) - 0,05) + (T_{ed} + N_{ed}) * x = M_{ed,x} \quad (106)$$

$$x = -0,14 \text{ m}$$

$$z = e_y - x = 0,04 - (-0,14) = 0,18 \text{ m} \quad (107)$$

$$F_{t,ed} = (N_{ed} * z) / d = 1575,74 \text{ kN} \quad (108)$$

$$A_{s,tot} = F_{t,ed} / f_{ysd} = 36,22 \text{ cm}^2 \quad (109)$$

$$A_s = A_{s,tot} / B' = 18,86 \text{ cm}^2 \quad (110)$$

Adota-se: $\varnothing 16 / 10$ ($A_{s,ef} = 20,11 \text{ cm}^2$)

4.3.6 Lajes de escada

De modo a ter-se em consideração a ação da escada na modelação global da estrutura procedeu-se ao dimensionamento da escada, assumindo uma espessura de 0,20m e adotou-se o seguinte modelo de cálculo, Figura 21.

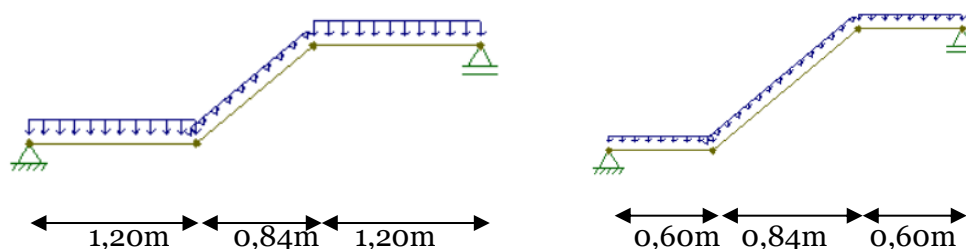


Figura 21 - Modelo de cálculo das escadas

A escada é composta por 4 lanços de escadas, tendo cada lance 4 degraus, conforme se pode verificar na Figura 22.

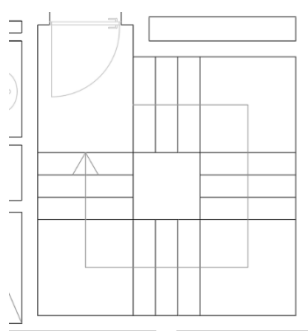


Figura 22 - Planta das escadas para dimensionamento

Dimensões dos degraus:

- Espelho = 0,175 m
- Cobertor = 0,28 m

Peso próprio da laje:

$$-P_{plaje} = 25 \times 0,20 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio da laje inclinada:

$$-P_{\text{plajeinc}} = (25 \times 0,20) / \cos(0,70/0,84) = 6,51 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento:

$$- \text{Rev} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio dos degraus:

$$-P_{\text{deg}} = 0,175/2 * 25 = 2,19 \text{ kN/m}^2$$

Sobrecarga de utilização:

$$- S_{\text{ob}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Após o cálculo das ações atuantes, calcula-se as cargas de dimensionamento, Q_{Ed} para os estados limites últimos, *ELU*.

Q_{ED} laje plana:

$$Q_{ED} = 1,35 * CP + 1,5 * CV = 1,35 * (5+1) + 1,5 * 3 = 12,60 \text{ kN/m}^2 \quad (111)$$

Q_{ED} laje inclinada:

$$Q_{ED} = 1,35 * CP + 1,5 * CV = 1,35 * (2,19+1+6,51) + 1,5 * 3 = 17,60 \text{ kN/m}^2 \quad (112)$$

Após o cálculo das cargas de dimensionamento e utilizando o programa FTOOL, obtiveram-se os esforços de dimensionamento, conforme se pode verificar nas Figuras seguintes.

Devido ao modelo de cálculo estar com a laje inclinada, de modo a colocar o valor de cálculo no FTOOL temos de transformar a carga na dimensão da laje inclinada, Figuras 23 a 25.

Assim, o Q_{ED} da laje inclinada é dado por: $(17,60 * 0,84) / 1,09 = 13,56 \text{ kN/m}^2$.

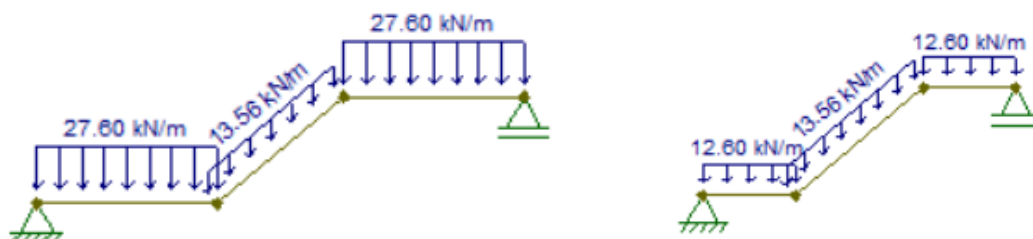


Figura 23 - Modelo de cálculo para o dimensionamento

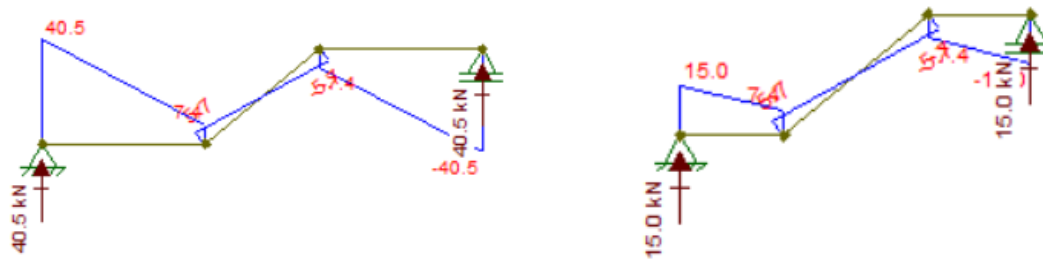


Figura 24 - Diagrama do esforço transverso

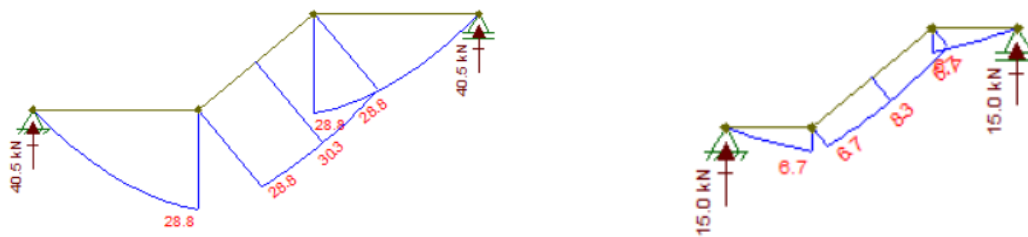


Figura 25 - Diagrama do momento fletor

Com os esforços de dimensionamento determinados e apesar de termos 2 valores de dimensionamento para as escadas, e de forma a termos uma armadura homogênea na escadaria, o pré-dimensionamento manual será executado somente para os valores mais elevados, pelo que o $M_{ed} = 30,3 \text{ kNm}$ e o $V_{ed} = 40,5 \text{ kN}$.

Armadura Principal:

Considerando diâmetro inicial de 10 mm.

- Altura útil (d):

$$d = h - \text{rec} - \phi_1/2 = 0,20 - 0,020 - 0,010/2 = 0,175 \text{ m} \quad (113)$$

- Momento fletor reduzido (μ):

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (114)$$

$$\mu = 30,3 / (1 \times 0,175^2 \times 20 \times 10^3) = 0,049$$

- Percentagem mecânica de armadura (ω):

$$\omega = \mu \times (\mu + 1) \quad (115)$$

$$\omega = 0,049 \times (0,049 + 1) = 0,052$$

- Área da armadura longitudinal (A_s):

$$A_s = \omega * b * d * f_{cd}/f_{yd} \quad (116)$$

$$A_s = 0,052 * 1 * 0,175 * (20/348) * 10^4 = 5,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$\text{Para } A_s = 5,22 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 10 // 12,5 \rightarrow A_{s,ef} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

- Armadura mínima ($A_{s,min}$):

$$A_{s,min} = 0,26 * f_{ctm}/f_{yk} * b * d \quad (117)$$

$$A_{s,min} = 0,26 * 2,9/400 * 100 * 175 = 3,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,ef} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

- Espaçamento zonas de momentos máximos:

$$S_{max} = 2 * h = 2 * 20 = 40 \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{KO!} \quad (118)$$

$$\text{Adota-se } S_{max} = 25 \text{ cm}$$

- Espaçamento zonas após dispensa das armaduras positivas:

$$S_{max} = 3 * h = 3 * 20 = 60 \leq 40 \text{ cm} \rightarrow \text{KO!} \quad (119)$$

$$\text{Adota-se } S_{max} = 40 \text{ cm} \geq 2 * S_{ef} = 2 * 12,5 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

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

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

$$A_{s,dist} = 0,20 * A_{s,ef} = 0,20 * 6,28 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (120)$$

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

$$A_{s,dist min} = (0,10 * b * d)/100 = (0,10 * 1 * 0,175)/100 * 10^4 = 1,75 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (121)$$

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

$$\text{Para } A_{s,dist min} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8 // 15 \rightarrow A_{s,ef} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura superior junto ao bordo apoiado (EC2-9.3.1.2(2)), Figura 26:

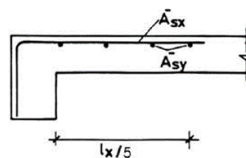


Figura 26 - Cálculo bordo apoiado

$$Asx^- \geq (0,25 * Asx^+; \emptyset 6//20) \quad (122)$$

$$Asx^- \geq (0,25 * 6,28; \emptyset 6//20)$$

$$Asx^- \geq (1,57 \text{ cm}^2/\text{m} ; 1,41 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$Asx^- = \emptyset 6//15 \rightarrow 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Asy^- \geq (0,20 * Asx^-; \emptyset 6//30) \quad (123)$$

$$Asy^- \geq (0,20 * Asx^-; \emptyset 6//30)$$

$$Asy^- \geq (0,20 * 1,88; \emptyset 6//30)$$

$$Asy^- \geq (0,376 \text{ cm}^2/\text{m} ; 0,94 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$Asy^- = \emptyset 6//15 \rightarrow 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Comprimento: $Lx/5 = 3,240 / 5 = 0,65 \text{ m}$

Dispensas e amarração das armaduras (EC2-8.4.1 a 8.4.4):

1) Armadura principal inferior:

$$\alpha = 0,25 * l_x - l_{bd} \emptyset^{10} \quad (124)$$

$h \leq 25 \text{ cm}$, boas condições de aderência ($n_1=1$); $\alpha_{ct} = n_2 = 1$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{F_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (125)$$

$$f_{ctd} = 1 * 2/1,5 = 1,33 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25 * n_1 * n_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,33 = 2,99 \text{ MPa} \quad (126)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{As, req}{As, prov} * F_{syd} \approx F_{syd} \quad (127)$$

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

$$l_{b, rqd}^{\phi 10} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (128)$$

$$l_{b, rqd}^{\phi 10} = \frac{0,01}{4} * \frac{348}{2,99} \approx 0,30 \text{ m}$$

$$l_{b, eq}^{\phi 10} = \alpha_1 * l_{b, rqd} \quad (129)$$

$$l_{b, eq}^{\phi 10} = 1 * 0,30 = 0,30 \text{ m}$$

Verificação do comprimento mínimo:

$$L_{b, min} = \max \{0,3 * l_{b, rqd} ; 10 \emptyset ; 100 \text{ mm}\} = 0,10 \text{ m} \rightarrow \text{OK!}$$

Assim:

$$a = 0,25 * l_x - l_{bd} \text{ } ^{\circ 10} = 0,25 * 3,24 - 0,300 = 0,52 \text{ m} \quad (130)$$

2) Armadura suplementar

$$f_{bd} = 2,99 \text{ MPa}$$

$$l_{b, r q d} \text{ } ^{\circ 6} = \sigma / 4 * \sigma_{sd} / f_{bd} = (0,006 / 4) * (348 / 2,99) = 0,18 \text{ m} \quad (131)$$

$$l_{b, eq} \text{ } ^{\circ 6} = \alpha_1 * l_{b, r q d} = 1 * 0,18 = 0,18 \text{ m} \quad (132)$$

$$L_{b, min} = \max \{0,3 * l_{b, r q d}; 10 \text{ } \varnothing; 100 \text{ mm}\} = 0,10 \text{ m} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação ao Estado Limite Último ao esforço transversal (EC2-6.2.2(1)):

$$V_{Rd, c} = [C_{Rd, c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d \geq (0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d \quad (133)$$

$$C_{Rd, c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12 \quad (134)$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / d} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{200 / 170} = 2,08 > 2,0 \rightarrow k = 2,0 \quad (135)$$

$$\rho_l = A_{s, ef} / (b_w * d) = 0,00359 \quad (136)$$

$$V_{Rd, c} = [0,12 * 2 * (100 * 0,00359 * 30)^{1/3} + 0] * 1 * 0,175 * 10^3 \geq (0,035 * 2^{3/2} * 30^{1/2} + 0) * 1 * 0,175 * 10^3$$

$$V_{Rd, c} = 92,74 \text{ kN} \leq 94,89 \text{ kN} \rightarrow \text{KO!}$$

$$V_{Rd, c} = 94,89 \text{ kN}$$

Comparando o valor resistente com o valor atuante temos:

$$V_{Rd, c} = 94,89 \text{ kN} > V_{Ed} = 40,5 \text{ kN}$$

Analisando os resultados, verificamos que a secção cumpre os requisitos necessários referentes ao Estado Limite Último de utilização de esforço transversal.

Verificação ao Estado Limite Utilização – Fendilhação (EC2 – 7.3.3 (1))

A verificação à fendilhação pode ser efetuada sem cálculo direto, pois com base no EC2 (4), artº 7.3.3 (1), “No caso de lajes de betão armado ou pré-esforçado de edifícios, solicitados à flexão sem tração significativa, não são necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação quando a espessura total da laje não é superior a 200 mm e se tenha respeitado o disposto no 9.3”.

Verificação ao Estado Limite Utilização – Deformação (EC2 – 7.4.2 (1)P)

A verificação à deformação, de acordo com o EC2 (4), 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”.

A espessura da laje de escadas pode ser calculada de forma indireta, através da seguinte expressão:

$$(l/d) = k \quad (137)$$

Sendo que o valor de k é dado pelo quadro 7.4N do EC2 (4).

De acordo com o quadro 7.4N do EC2 (4), e sendo uma laje fungiforme, o valor de k é 17.

Assim, substituindo na fórmula anterior, temos:

$$d = l / k = 3,24 / 17 = 0,19 \text{ m} \quad (138)$$

Portanto, a espessura de 20 mm adotada, cumpre a deformação e fendilhação.

4.4 Dimensionamento Automático

4.4.1 Modelação

Com base nas peças desenhadas do projeto de arquitetura, e após o cálculo da quantificação das ações, a escolha de materiais a utilizar e com o pré-dimensionamento concluído, inicia-se a modelação da estrutura através da utilização do programa de cálculo automático TRICALC.

A modelação foi realizada por etapas, isto é, primeiramente fez-se a importação das plantas dos pisos e definiu-se as altimetrias, depois definem-se os nós que serão utilizados como a posição dos pilares e das vigas. Os nós são unidos através de barras, que servem para definir as vigas e os pilares, faz-se a introdução das lajes, neste caso, maciças nos pisos e introduziram-se as ações das paredes divisórias entre apartamentos. Após a introdução das ações, definem-se as secções dos pilares e vigas e analisou-se piso a piso se a sua secção verificava. Introduziu-se ainda os muros de cave em volta de todo o piso subterrâneo.

De modo a poder comparar soluções construtivas diferentes de modo a poder-se optar pela mais favorável, realizaram-se dois modelos base, num modelo realizou-se a caixa de escadas e elevador com vigas e pilares e no outro moledo materializou-se a caixa de escadas e de elevadores com paredes resistentes.

Na fase de modelação da estrutura, e após a introdução de todas as ações, incluindo a ação sísmica, teve de se alterar o posicionamento de alguns pilares, de modo à estrutura poder responder favoravelmente às ações impostas.

Na Figura 27, apresenta-se a modelação da estrutura sem a definição dos parâmetros geométricos das secções.

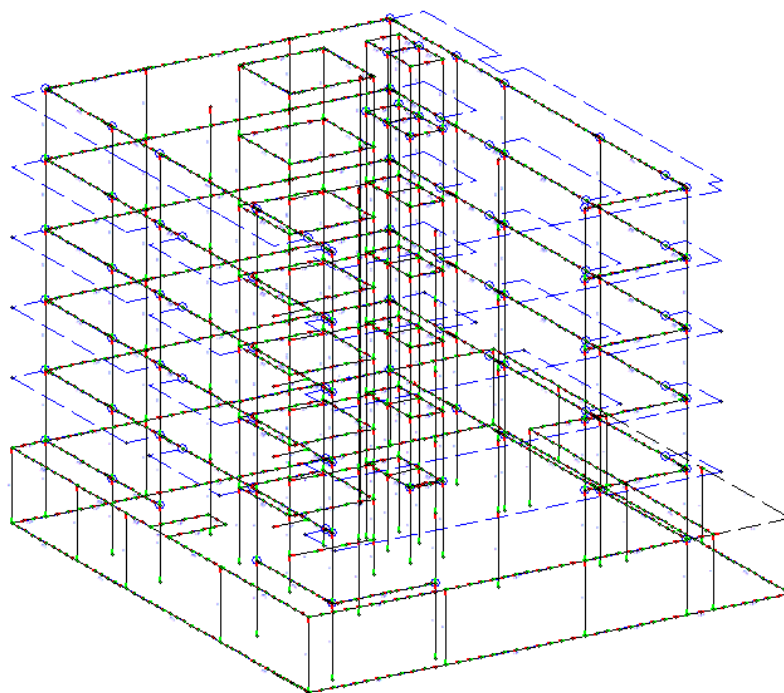


Figura 27 – Modelo da estrutura sem secções definidas

4.4.2 Análise Estática

A análise estática de uma estrutura consiste na análise da estrutura em equilíbrio, sem movimento. É nesta fase que se determinam as forças e tensões que atuam nos elementos estruturais, vigas, pilares, paredes, quando submetidos a cargas estáticas, isto é, quando sujeitas a cargas que não variam com o tempo.

A análise estática é fundamental para garantir a segurança e a durabilidade da estrutura, de modo que as estruturas possam suportar as cargas previstas sem colapso.

Nesta análise considera-se o peso próprio da estrutura, as cargas do peso dos móveis, equipamentos, pessoas e as cargas da neve.

É através da análise estática que conseguimos verificar as tensões e esforços que atuam nos elementos estruturais, as deformações e deslocamentos da estrutura e a avaliação da capacidade de suporte das cargas e previsão de possíveis falhas.

Nas lajes são introduzidas as ações que calculámos no capítulo 3, e na Figura 28 pode-se observar como são introduzidas no programa de cálculo, assim como a espessura da mesma.

Plano 0

Nome: LMO

Ação superficial

Q(kN/m2): 3.9000 Hipótese: G Permanentes

2.0000 Q1 Sobrecargas

0.0000 G Permanentes

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

Separação para o cálculo de armaduras (cm)

Longitudinal 50

Trasversal 50

Espessura(cm) 20

☐ Situar a laje na face inferior das vigas

☒ Indeformável 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

Posicionamento

☐ Interior

☐ Centrada

☐ Exterior

Figura 28 – Introdução das ações e geometria da laje

Na Figura 29, representa-se a introdução das ações resultantes das paredes exteriores e divisórias (entre apartamentos/acessos), bem como as ações da caixa de escadas/elevador.

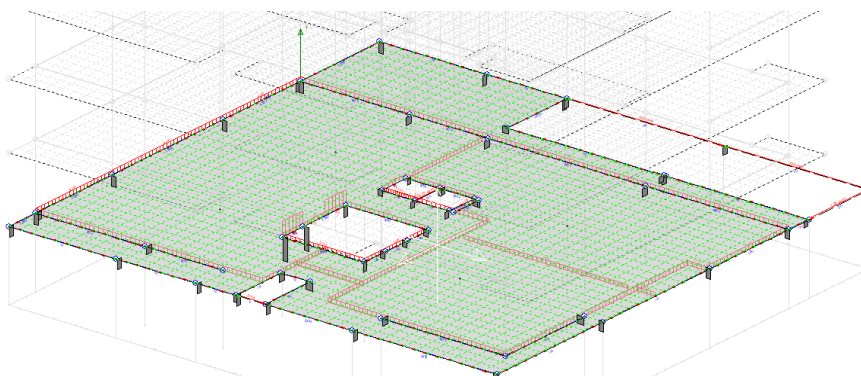


Figura 29 – Introdução das ações

Após todas as ações estarem introduzidas, e as lajes estarem dimensionadas, inicia-se a introdução da secção dos pilares e das vigas. A verificação das secções dos pilares e vigas foi realizada piso a piso, iniciando-se no piso abaixo a laje de cobertura, para assim se dimensionar os pilares de forma decrescente, isto é, no piso superior a secção é menor e vai aumentando consoante vamos descendo de piso no edifício, Figura 30.

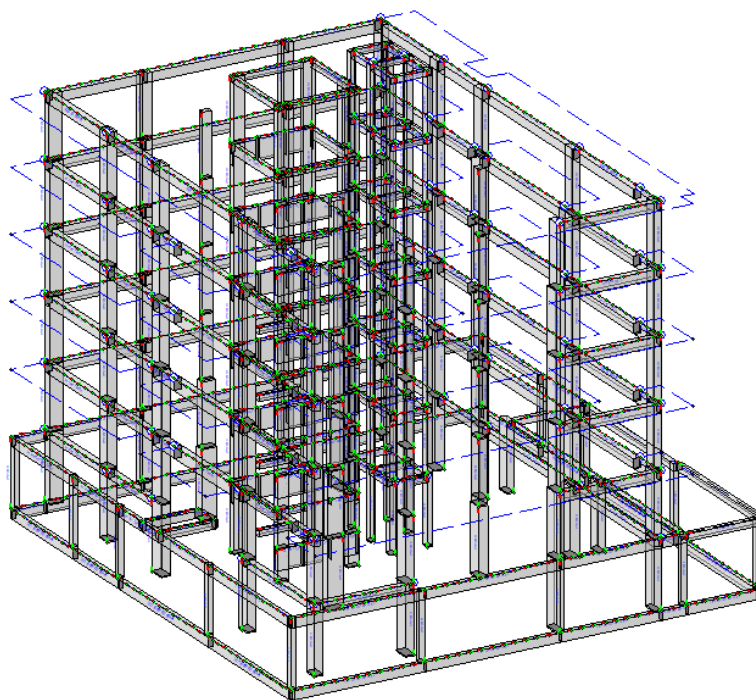


Figura 30 – Definição das secções dos pilares e vigas

4.4.3 Análise Dinâmica

A análise dinâmica de um edifício consiste no estudo do comportamento estrutural sob a influência de forças e cargas variáveis no tempo, ou seja, forças dinâmicas. Esta análise tem em consideração a evolução do comportamento da estrutura ao longo do tempo, incluindo fatores como vibrações, acelerações e deslocamentos.

A análise dinâmica prevê como a estrutura se irá comportar sob o efeito das ações sísmicas.

A análise sísmica, foi introduzida no programa com base nos dados definidos e calculados no capítulo 3, e o programa efetua o cálculo das ações sísmicas de forma automática, conforme podemos observar na Figura 31.

Localização da estrutura

☐ Nas Ilhas dos Açores

Selecionar Localização

Tipo de espectro

☐ Tipo 1 ☐ Tipo 2 ☒ Tipo 1 e 2

Aceleração máxima de referência normalizada a_{gR}/g

Tipo 1	Tipo 2
0,036	0,112

Tipo de Terreno

C: Depósitos profundos de areia compacta ou medianam

Massas que intervêm no sismo

☒ Utilizar os valores da Norma

Coefficiente redutor γ

0,80

Fração das sobrecargas

0,24

Fração ação da neve

0,00

Fração das ações móveis

0,24

Tipo de Estrutura

Classe de Utilidade

DCM: Média capacidade de dissipação de energia

Classe de Importância

II: Edifícios correntes não pertencentes às outras categor

Materiais do sistema estrutural contra sismo

Estrutura resistente ao sismo, de betão armado

Tipologia do sistema estrutural contra sismo

Sistema porticado

☒ A estrutura é regular em planta

☒ A estrutura é regular em altura

☒ Coeficiente de comportamento automático

Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0

3,90

Coeficiente de comportamento, q

3,90

Outros

Cota do terreno

0 cm

☐ Considerar ação sísmica vertical

Localização da estrutura

Território

Em Portugal continental

Mapa

Tipo de espectro

☒ Tipo 1 ☒ Tipo 2

Zona

1.6 2.4

Resultados

Aceleração sísmica de referência

0,036 0,112

Figura 31 – Definição dos parâmetros sísmicos no programa

4.4.4 Solução Final

Após análise das duas soluções, e visto não existirem grandes diferenças quer a nível arquitetónico quer a nível de deslocamentos a solução final escolhida dependeu unicamente do orçamento.

Assim, devido ao orçamento ser uma diferença considerável, o modelo escolhido foi da caixa de escadas executada com pilares e vigas.

Nos pontos 4.5 e 4.6 apresenta-se a comparação dos resultados no cálculo manual e do cálculo automático e apresenta-se as medições e orçamentos para as duas soluções.

4.5 Análise dos Resultados Obtidos

Com base nos cálculos automáticos e manuais pode-se efetuar a comparação dos resultados obtidos de modo a validar o modelo.

Assim, a Tabela 25, apresenta os resultados obtidos, e posteriormente serão apresentados no Anexo 1 as peças desenhadas com a pormenorização do projeto estrutural a executar.

Tabela 25 – Comparação dos resultados obtidos

Elemento estrutural	Tipo de armadura	Cálculo manual	Cálculo automático
Laje	Armadura longitudinal	Ø10//10	Ø12//20
Viga	Armadura longitudinal	2Ø12	2Ø12
	Armadura transversal	Ø8//10	Ø6//10
Sapata	Armadura Superior e Inferior	Ø16//10	Ø16//10

Após a verificação da Tabela 25, pode-se comparar que o cálculo manual e automático está muito semelhante.

4.6 Medições e Orçamento do Sistema Estrutural

O programa de cálculo elabora as medições detalhadas e com base nos preços unitários para cada material a utilizar nos diversos elementos estruturais do edifício calcula a estimativa orçamental para a execução da estrutura.

Nas Tabelas 26 e 27, apresentam-se as medições e orçamento para a solução da caixa de escadas e elevador executada com os pilares e as vigas e para a solução executada com paredes resistentes.

Como referido anteriormente, a solução apresentada é a da caixa de escadas executada com pilares e vigas, pois economicamente é mais vantajosa em 32.952,73€, cerca de 15% no valor da obra relativamente à especialidade estrutural.

Tabela 26 – Medições e orçamento – pilares e vigas

	Aço nervurado	Betão	Cofragem
	kg	m³	m²
Pilares	22836,56	88,614	789,729
Vigas	7532,15	63,981	483,952
Fundação	8145,09	125,296	54,191
Lajes maciças	45495,4	421,584	0
Muros de cave-contenção	14744,55	57,42	255,6
Totais	98753,75	756,895	1583,472
Orçamento	218 413,13 €		

Tabela 27 – Medições e orçamento – paredes resistentes

	Aço nervurado	Betão	Cofragem
	kg	m³	m²
Pilares	17347,43	63,158	659,414
Vigas	6987,73	57,239	401,216
Fundação	11000,28	182,884	50,859
Lajes maciças	45468,94	419,541	
Muros de cave-contenção	14197,91	54,27	255,6
Paredes resistentes	13866,47	86,917	984,102
Totais	108868,76	864,009	2351,191
Orçamento	251 365,86 €		

Capítulo 5 - Considerações Finais

5.1 Conclusões

A realização deste projeto académico deu-me a oportunidade de aplicar e consolidar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso e permitiu adquirir os conhecimentos básicos para o cálculo automático de um projeto estrutural.

A concretização deste projeto permitiu ainda um ganho de experiência na interpretação dos Eurocódigos e na sua aplicação.

Apesar da falta de conhecimentos na utilização do programa de cálculo automático, TRICALC, este revelou-se de extrema importância no processo de análise e dimensionamento da estrutura. Devido à falta de experiência com o programa para uma análise cuidada dos resultados obtidos, foi importante realizar o dimensionamento manual de alguns elementos estruturais para assim se poderem comparar resultados.

A modelação e análise estática no programa não foi das fases mais complicadas na compreensão da estrutura, contudo, a introdução das ações sísmicas apresentou algumas complicações na resolução estrutural, pois tornou-se complicado a verificação às ações sísmicas nas vigas, principalmente nos espaçamentos entre estribos.

Assim, pode-se concluir que com a finalização deste trabalho, os objetivos inicialmente propostos foram atingidos, pois dimensionou-se a estrutura no programa de cálculo e manualmente e por fim realizaram-se as peças desenhadas que são de extrema importância num projeto estrutural para o bom desenvolvimento dos trabalhos em obra.

5.2 Propostas para trabalhos futuros

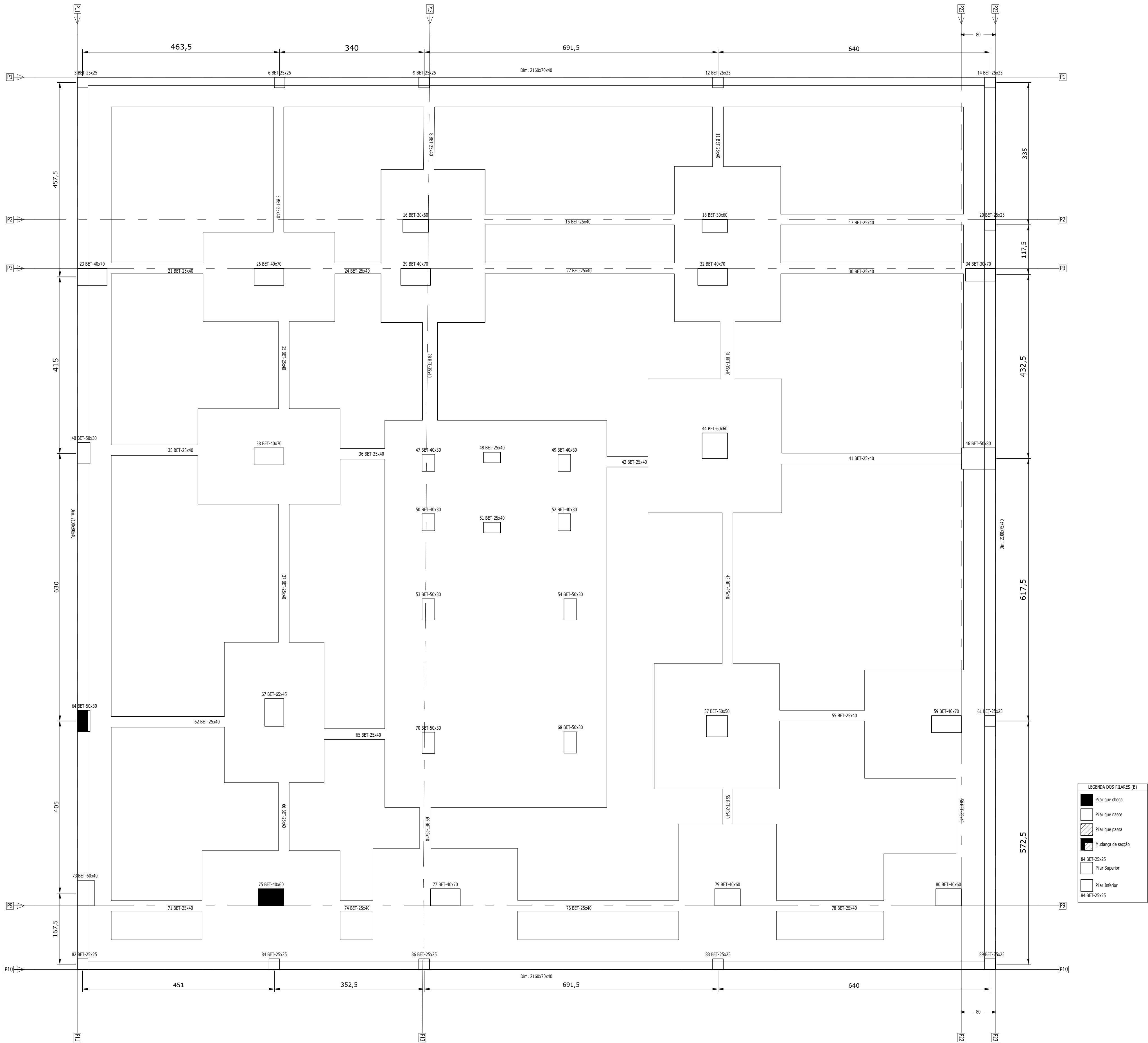
Em projetos futuros e de modo a tornar o processo de modelação mais agilizado, na fase de modelação da ação estática deverá considerar-se a secção dos pilares mínima de 25cm, pois é o mínimo regulamentar quando se introduzem as ações dinâmicas para efeitos do sismo.

De modo a termos um projeto mais homogéneo, futuramente deve-se tentar manter a secção dos pilares constante ao longo de alguns pisos em vez de alterá-la piso a piso, de modo a facilitar a compreensão e execução do projeto em obra. Esta situação deve ser sempre analisada de forma a não aumentar muito os custos da obra.

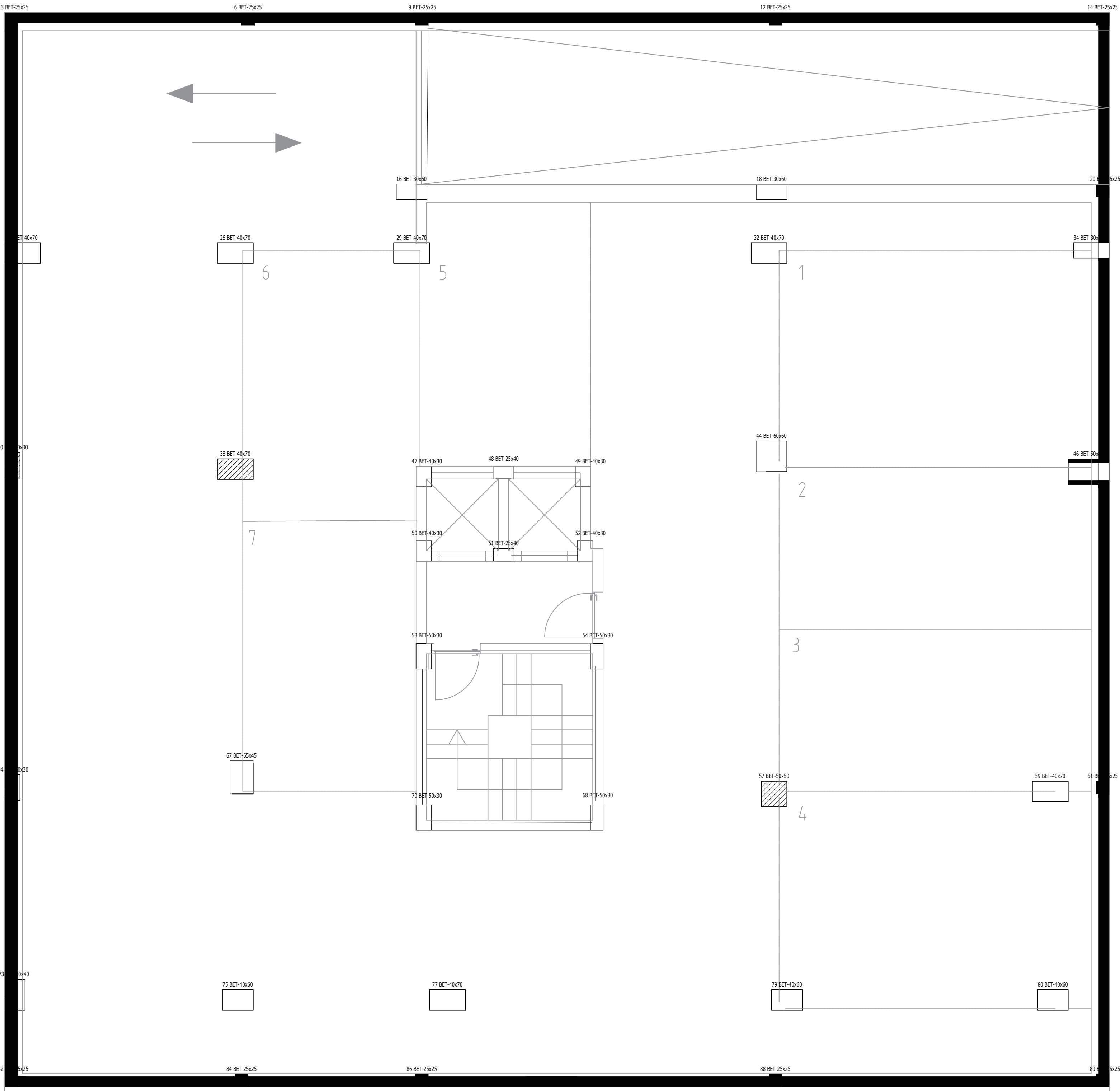
Bibliografia

- (1) Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas, 2009. (s.d.).
- (2) Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecarga em edifícios
- (3) Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas. Parte 1-3: Ações gerais – Neve
- (4) Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
- (5) Eurocódigo 8 – projeto de estrutura para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios
- (6) Manual do utilizador do TRICALC
- (7) Bernardo, L. F. A, UBI – DECA – Apontamentos das aulas de complementos de betão, 2023-2024
- (8) Tabelas Diversas, grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado, IST, Lisboa.

Anexo 1 - Peças Desenhadas

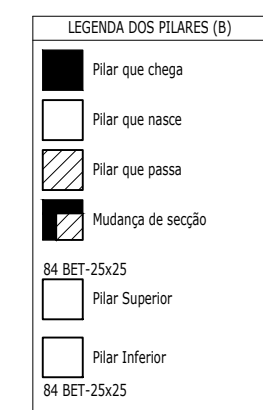


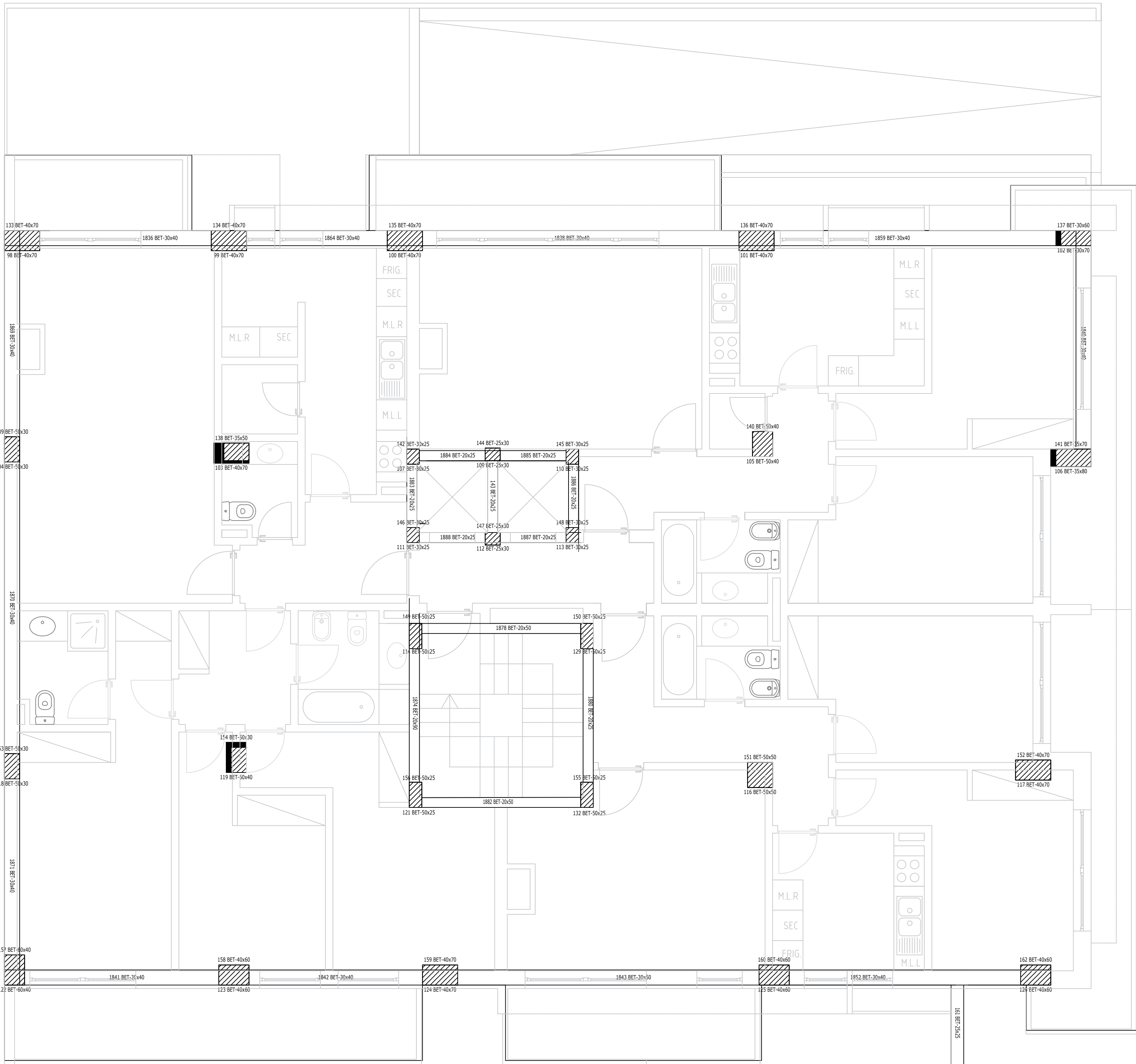
Cotas ao eixo dos pilares em mm



LEGENDA DOS PILARES (B)

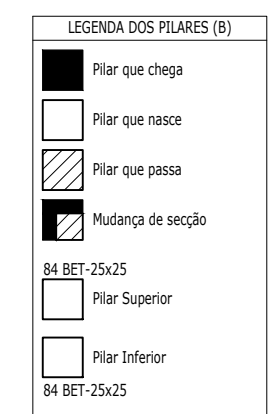
- Pilar que chega
- Pilar que nasce
- Pilar que passa
- Mudança de secção
- 84 BET-25x25
- Pilar Superior
- Pilar Inferior
- 84 BET-25x25

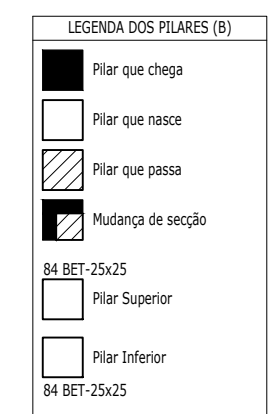


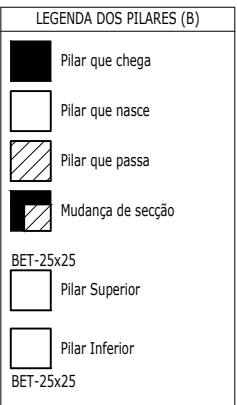


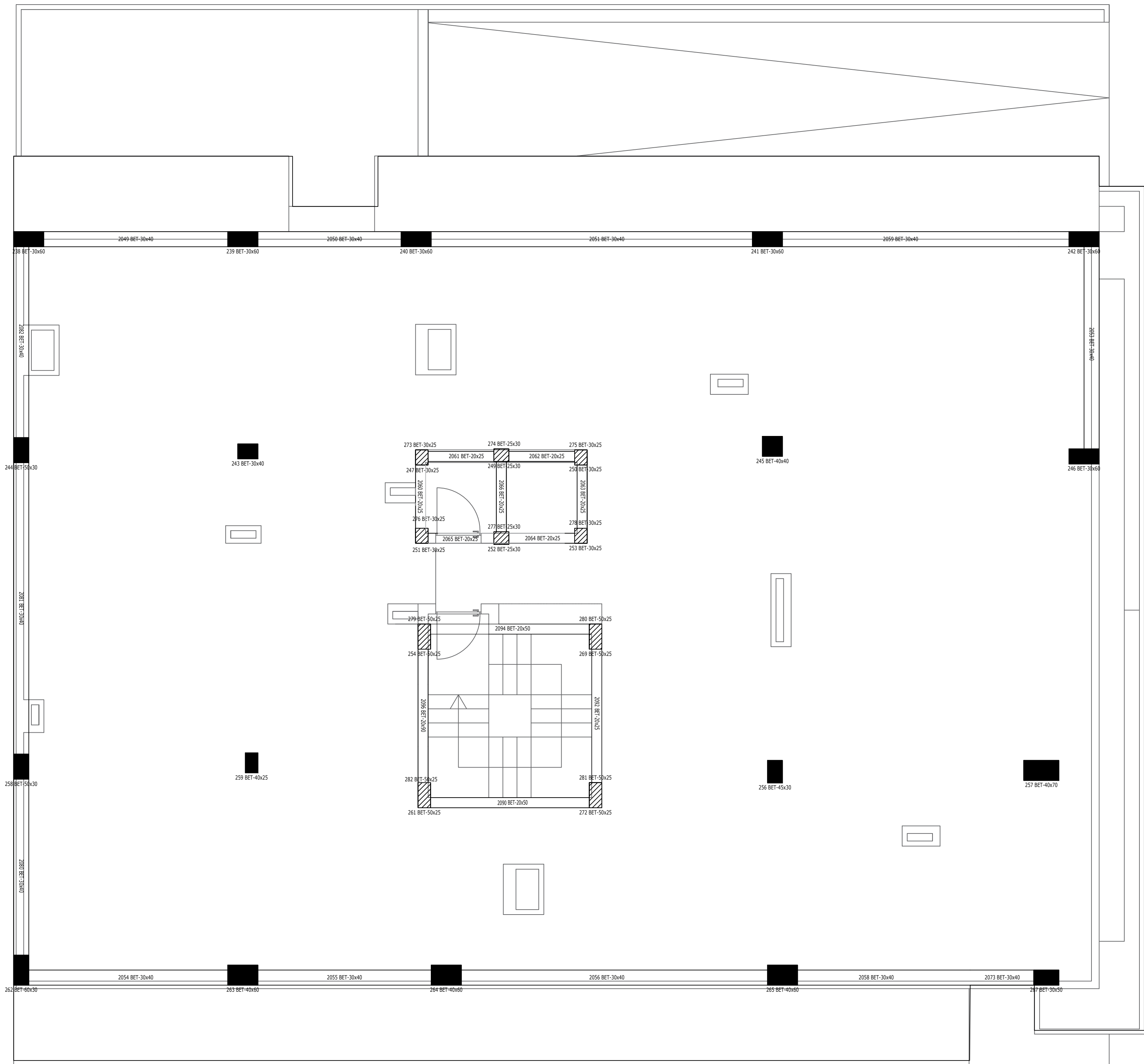
LEGENDA DOS PILARES (B)

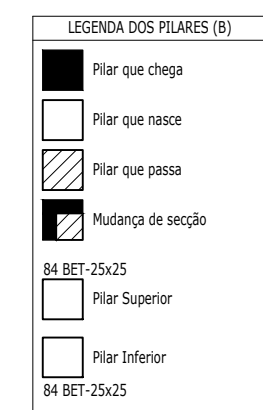
- Pilar que chega
- Pilar que nasce
- Pilar que passa
- Mudança de secção
- 84 BET-25x25
- Pilar Superior
- Pilar Inferior
- 84 BET-25x25





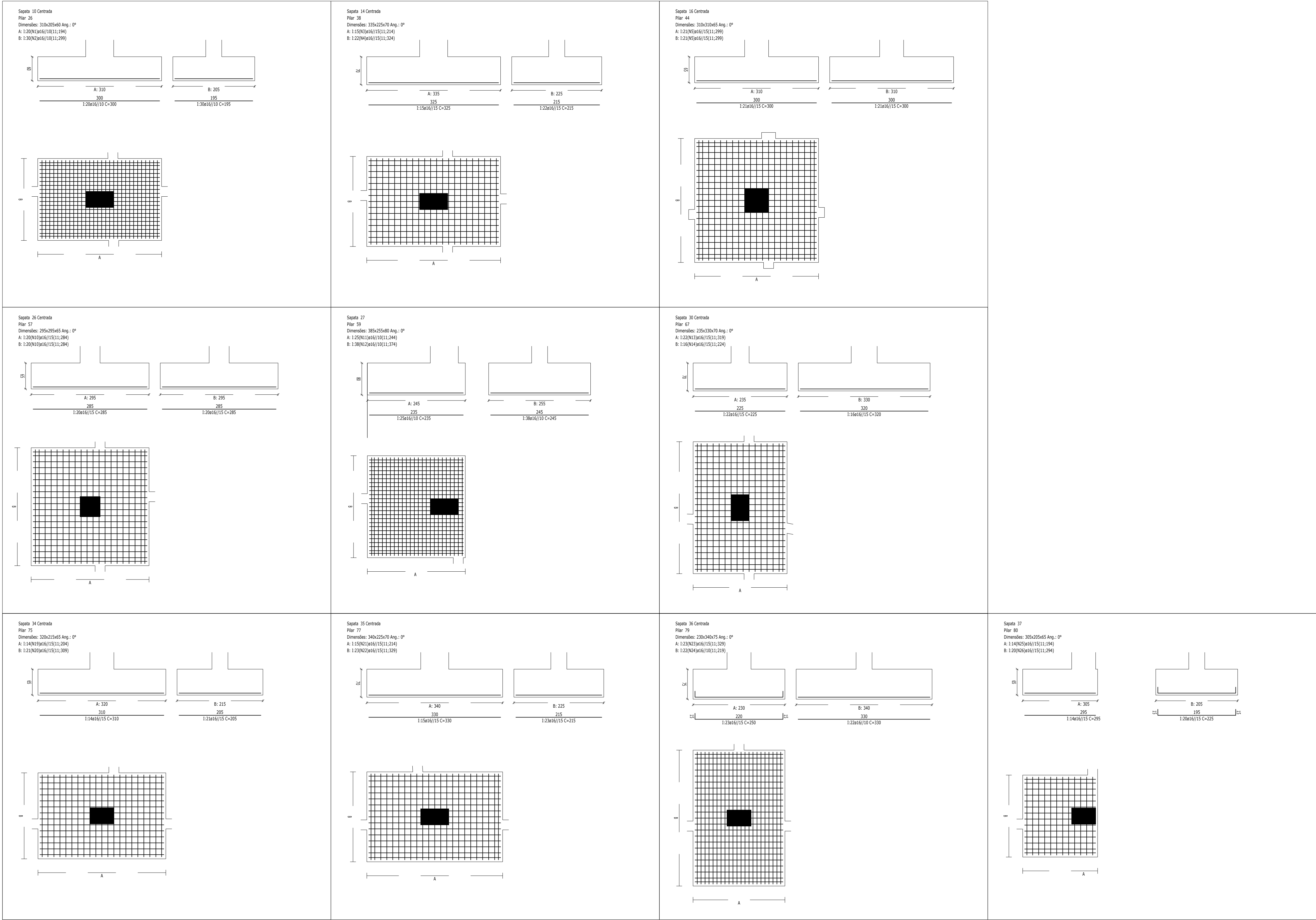






QUADRO DAS SAPATAS

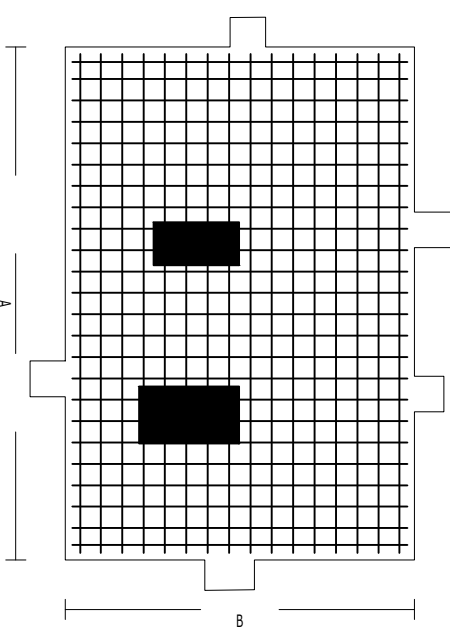
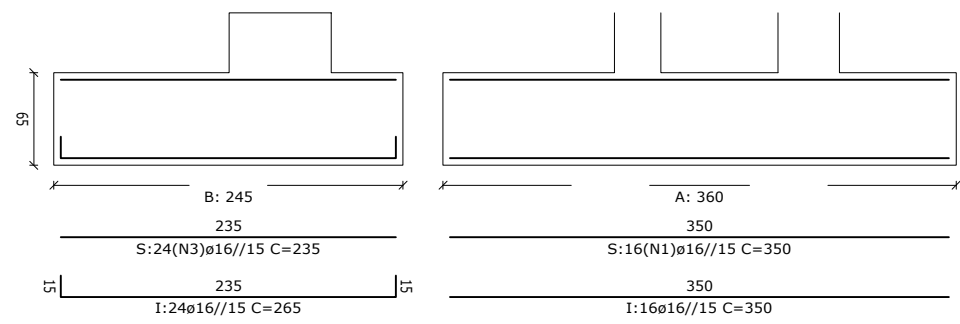
Alturas e cotas em cm



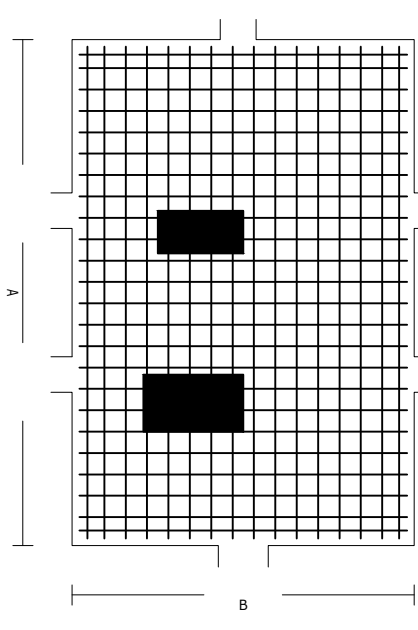
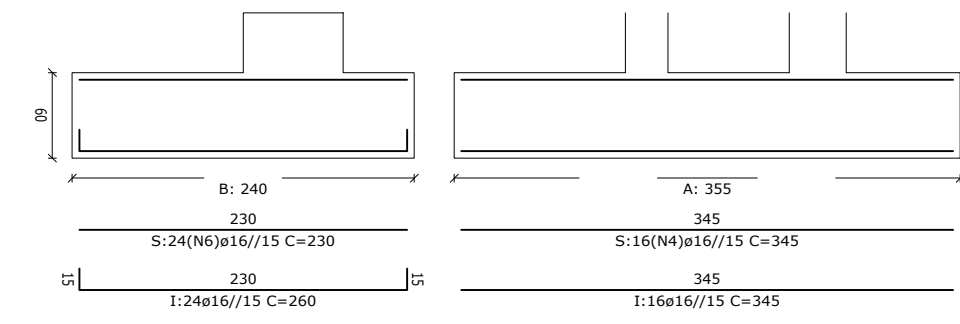
QUADRO DAS SAPATAS

Altura e espessura em cm

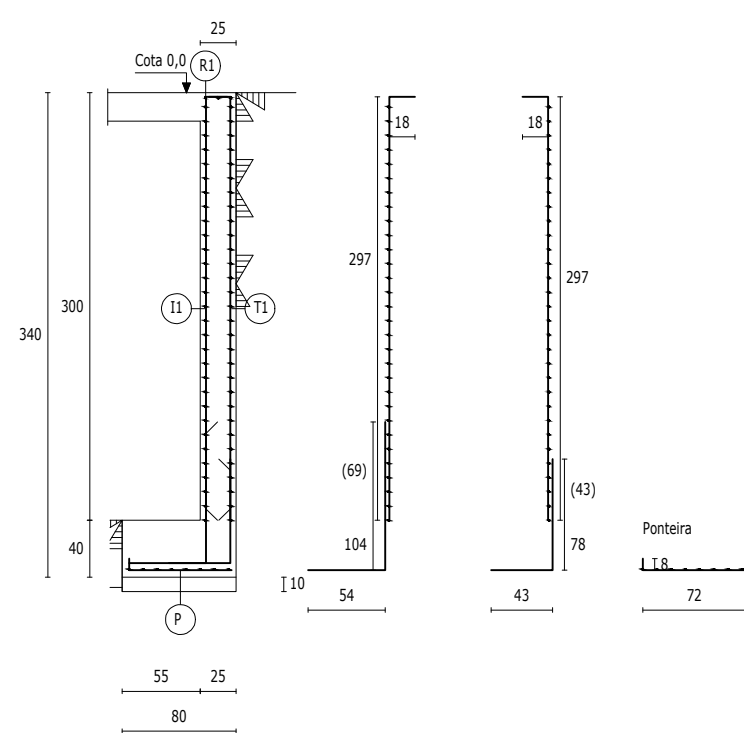
Sapata 6; 11 Centrada
Pilar 16; 29
Dimensões: 360x245x65 Ang.: 90°
A: S: 16(N3)ø16/15
I: 16(N3)ø16/15(11;234)
B: S: 24(N2)ø16/15
I: 24(N2)ø16/15(11;349)



Sapata 7; 12 Centrada
Pilar 18; 32
Dimensões: 355x240x60 Ang.: 90°
A: S: 16(N4)ø16/15
I: 16(N4)ø16/15(11;229)
B: S: 24(N5)ø16/15
I: 24(N5)ø16/15(11;344)

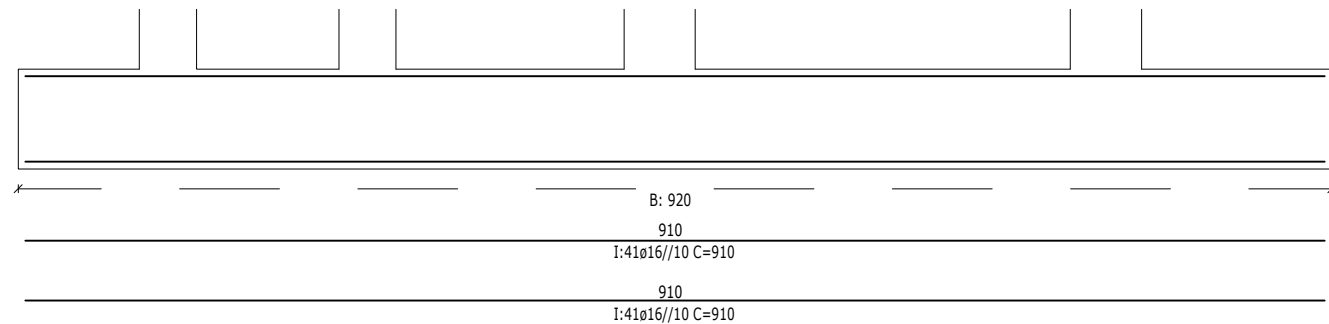
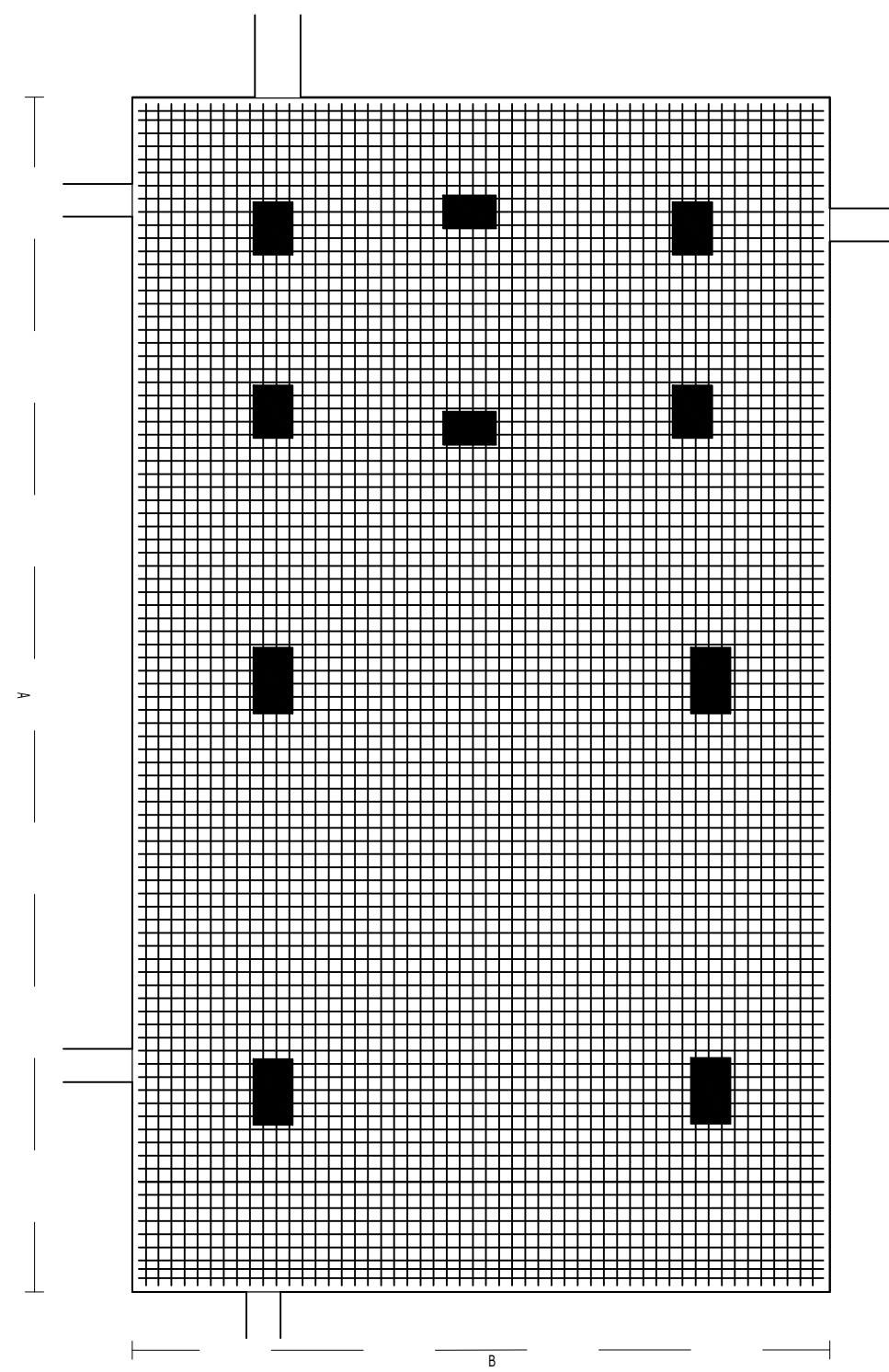
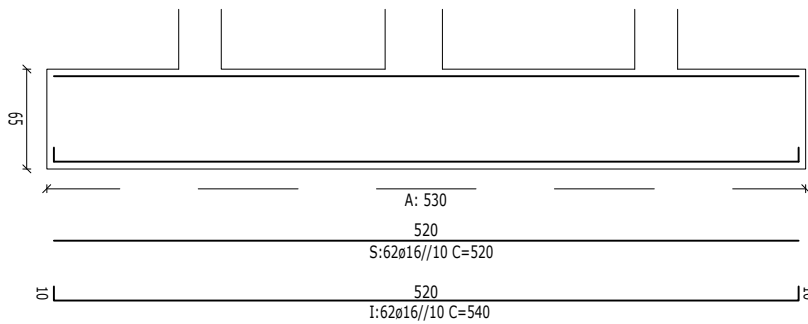


Muros de Cave 01; 02; 03 e 04



LONG (HORIZ.)	TRANS (VERT.)
T1 (N6)ø10/10	(N2+N5)ø16/15
T2 (N6)ø10/10	(N4+N7)ø10/10
P (N2)ø10/10	(N1)ø10/10
R1 3(N8)ø12	
Comprimento do muro M_01 e M_03: 2100 cm	
Comprimento do muro M_02 e M_04: 2160 cm	

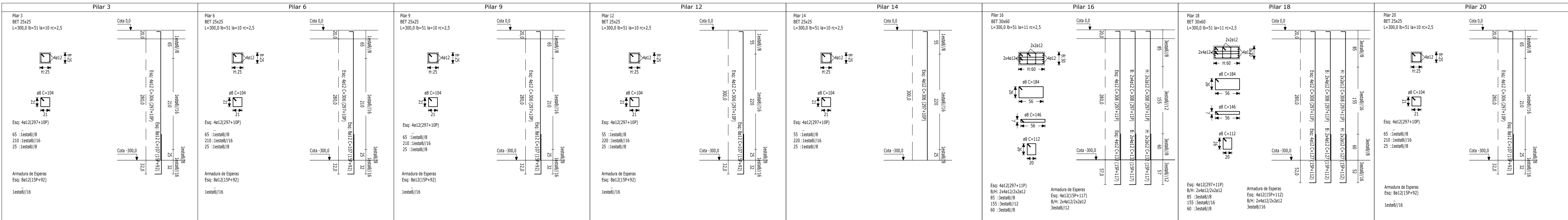
Sapata 31
Pilar 47; 48; 49; 50; 51; 52; 54; 68 e 78
Dimensões: 530x910x60 Ang.: 90°
A: S: 42(N3)ø16/10
I: 42(N3)ø16/10
B: S: 42(N3)ø16/10
I: 42(N3)ø16/10



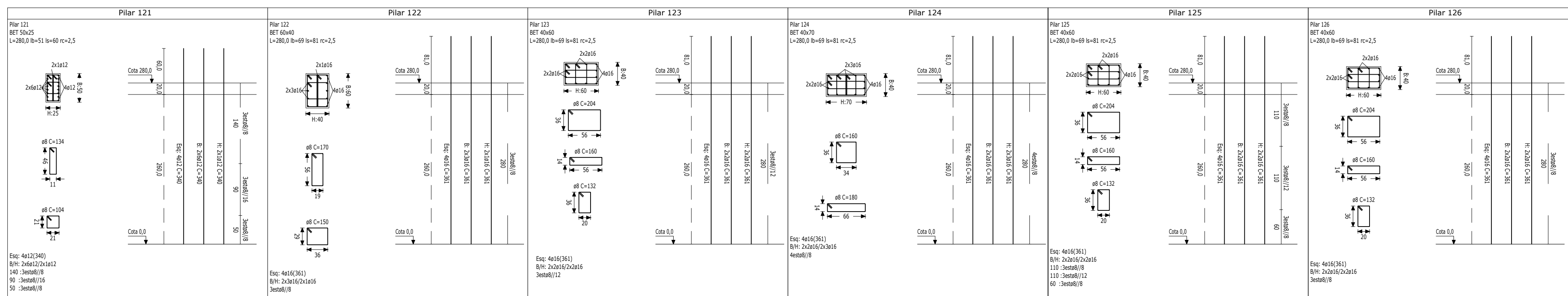
[illegible]

QUADRO DE PILARES NA COTA -300

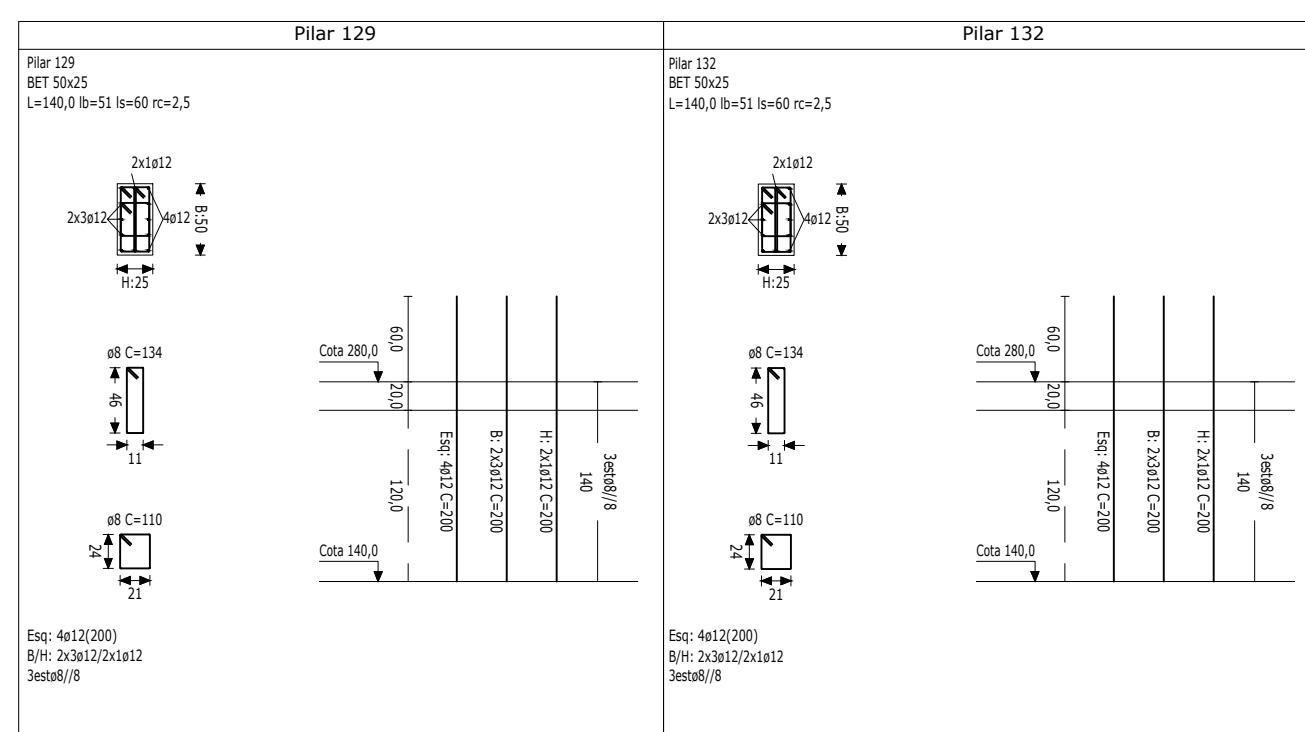
Alturas e cotas em cm. rc: Revestimento nominal da armadura longitudinal



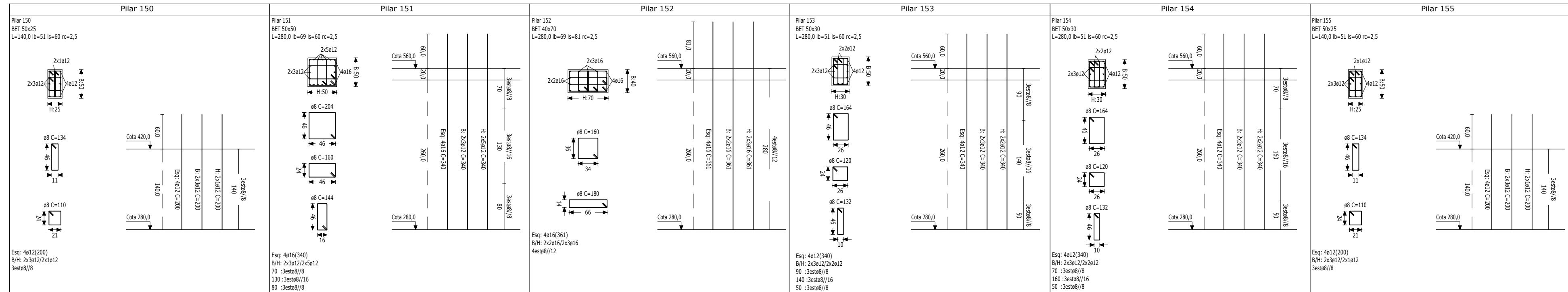
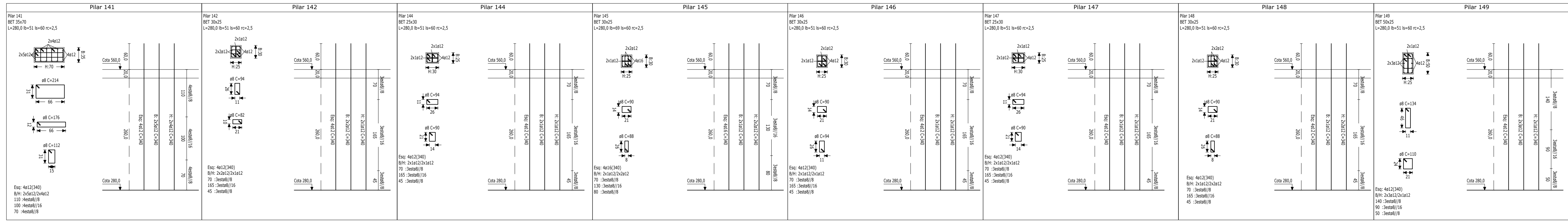
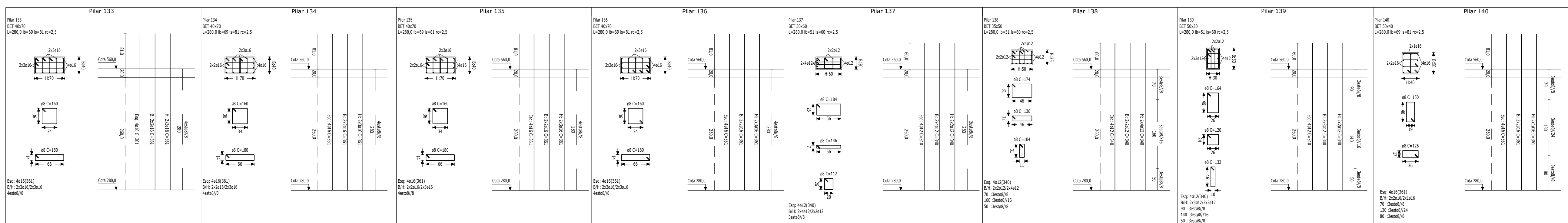
Alturas e cotas em cm, rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal



Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal



Alturas e cotas em cm. n: Reenchimento nominal da armadura longitudinal.



QUADRO DE PILARES NA COTA 280 (continuação)

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 156 Pilar 156 BET 50x25 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 140 : 3seta8//8 50 : 3seta8//8	Pilar 157 Pilar 157 BET 40x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x1616 3seta8//8	Pilar 158 Pilar 158 BET 40x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 3seta8//8	Pilar 159 Pilar 159 BET 40x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 3seta8//8	Pilar 160 Pilar 160 BET 40x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 3seta8//8	Pilar 162 Pilar 162 BET 40x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 3seta8//8
---	--	--	--	--	--

QUADRO DE PILARES NA COTA 420

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 164 Pilar 164 BET 50x25 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(200) B/H: 2x3612/2x1612 3seta8//8	Pilar 167 Pilar 167 BET 50x25 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(200) B/H: 2x3612/2x1612 3seta8//8
--	--

QUADRO DE PILARES NA COTA 560

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 168 Pilar 168 BET 40x70 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 4seta8//8	Pilar 169 Pilar 169 BET 40x70 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 4seta8//8	Pilar 170 Pilar 170 BET 40x70 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 4seta8//8	Pilar 171 Pilar 171 BET 40x70 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 4seta8//8	Pilar 172 Pilar 172 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x3612 3seta8//8	Pilar 173 Pilar 173 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x3612 3seta8//8	Pilar 174 Pilar 174 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x3612 3seta8//8	Pilar 175 Pilar 175 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x3612 3seta8//8
Pilar 176 Pilar 176 BET 40x70 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 4seta8//8	Pilar 177 Pilar 177 BET 40x70 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 179 Pilar 179 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 180 Pilar 180 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 181 Pilar 181 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 182 Pilar 182 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 183 Pilar 183 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 184 Pilar 184 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8
Pilar 185 Pilar 185 BET 50x25 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(200) B/H: 2x3612/2x1612 65 : 3seta8//8 170 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 186 Pilar 186 BET 50x25 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(200) B/H: 2x3612/2x1612 65 : 3seta8//8 170 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 187 Pilar 187 BET 50x25 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x16(361) B/H: 2x3616/2x3616 4seta8//12	Pilar 188 Pilar 188 BET 50x25 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 3seta8//8	Pilar 189 Pilar 189 BET 50x25 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(340) B/H: 2x3612/2x1612 70 : 3seta8//8 140 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8	Pilar 190 Pilar 190 BET 50x25 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Exig: 4x12(200) B/H: 2x3612/2x1612 65 : 3seta8//8 170 : 3seta8//16 45 : 3seta8//8		

QUADRO DE PILARES NA COTA 560 (continuação)

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 191 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 192 BET 30x25 L=280,0 b=69 b=81 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 193 BET 30x25 L=280,0 b=69 b=81 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 194 BET 30x25 L=280,0 b=69 b=81 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 195 BET 30x25 L=280,0 b=69 b=81 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 197 BET 30x25 L=280,0 b=69 b=81 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8
--	--	--	--	--	--

QUADRO DE PILARES NA COTA 700

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 199 BET 30x25 L=140,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/200 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 202 BET 30x25 L=140,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/200 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8
--	--

QUADRO DE PILARES NA COTA 840

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 203 BET 40x70 L=280,0 b=69 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 204 BET 40x70 L=280,0 b=69 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 205 BET 40x70 L=280,0 b=69 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 206 BET 40x70 L=280,0 b=69 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 207 BET 30x40 L=140,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 208 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 209 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 210 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8
--	--	--	--	--	--	--	--

Pilar 211 BET 30x25 L=280,0 b=69 b=69 rc=2,5 Esg: 4x16/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 212 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 214 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 215 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 216 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 217 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 218 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 219 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8
--	--	--	--	--	--	--	--

Pilar 220 BET 30x25 L=140,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/200 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 221 BET 30x25 L=140,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 222 BET 30x25 L=280,0 b=69 b=81 rc=2,5 Esg: 4x16/361 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 223 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 224 BET 30x25 L=280,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/340 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8	Pilar 225 BET 30x25 L=140,0 b=51 b=69 rc=2,5 Esg: 4x12/200 B/H: 2x3x12/2x3x12 140 :3seta8/8 90 :3seta8/16 50 :3seta8/8
--	--	--	--	--	--

QUADRO DE PILARES NA COTA 840 (continuação)

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 226 Pilar 226 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 227 Pilar 227 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 228 Pilar 228 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 229 Pilar 229 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 230 Pilar 230 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 232 Pilar 232 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=41 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8
---	---	---	---	---	---

QUADRO DE PILARES NA COTA 980

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

Pilar 234 Pilar 234 BET 30x40 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(200) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 237 Pilar 237 BET 30x40 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(200) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8
---	---

QUADRO DE PILARES NA COTA 1120

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

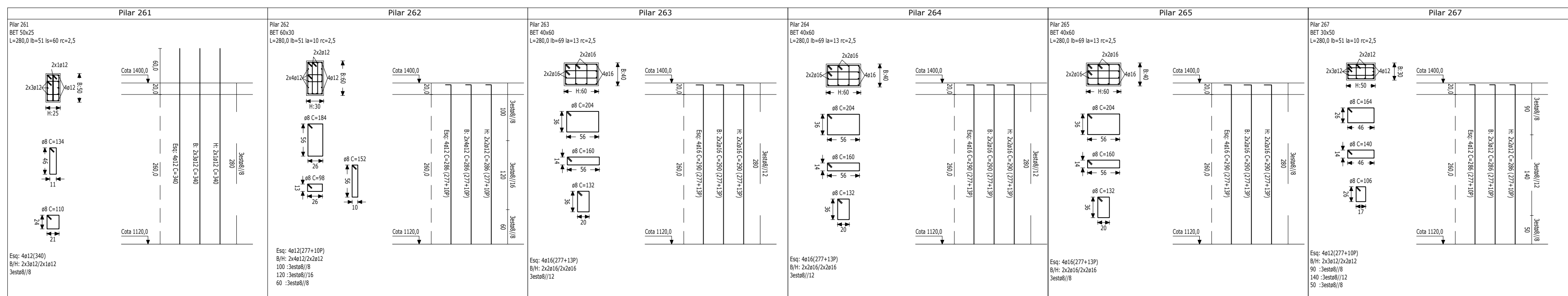
Pilar 238 Pilar 238 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 239 Pilar 239 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 240 Pilar 240 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 241 Pilar 241 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 242 Pilar 242 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 243 Pilar 243 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=38 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 90 - 3x20x12/16 135 - 3x20x12/16 140 - 3x20x12/16 50 - 3x20x12/8	Pilar 244 Pilar 244 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 90 - 3x20x12/16 140 - 3x20x12/16 50 - 3x20x12/8	Pilar 245 Pilar 245 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=38 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 90 - 3x20x12/16 140 - 3x20x12/16 50 - 3x20x12/8
---	---	---	---	---	--	---	---

Pilar 246 Pilar 246 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 247 Pilar 247 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 249 Pilar 249 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 70 - 3x20x12/8 165 - 3x20x12/16 45 - 3x20x12/8	Pilar 250 Pilar 250 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 70 - 3x20x12/8 165 - 3x20x12/16 45 - 3x20x12/8	Pilar 251 Pilar 251 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 252 Pilar 252 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 253 Pilar 253 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 254 Pilar 254 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(240) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8
---	---	--	--	---	---	---	---

Pilar 255 Pilar 255 BET 30x40 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(200) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 256 Pilar 256 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8	Pilar 257 Pilar 257 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=38 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 4x20x12/8	Pilar 258 Pilar 258 BET 30x40 L=280,0 b=49 b=38 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 90 - 3x20x12/8 140 - 3x20x12/16 50 - 3x20x12/8	Pilar 259 Pilar 259 BET 30x40 L=280,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(277+109) B/H: 2x20x12/2x20x12 65 - 3x20x12/8 130 - 3x20x12/12 45 - 3x20x12/8	Pilar 260 Pilar 260 BET 30x40 L=140,0 b=51 b=49 rc=2,5 Esq: 4x12(200) B/H: 2x20x12/2x20x12 3x20x12/8
---	---	---	--	--	---

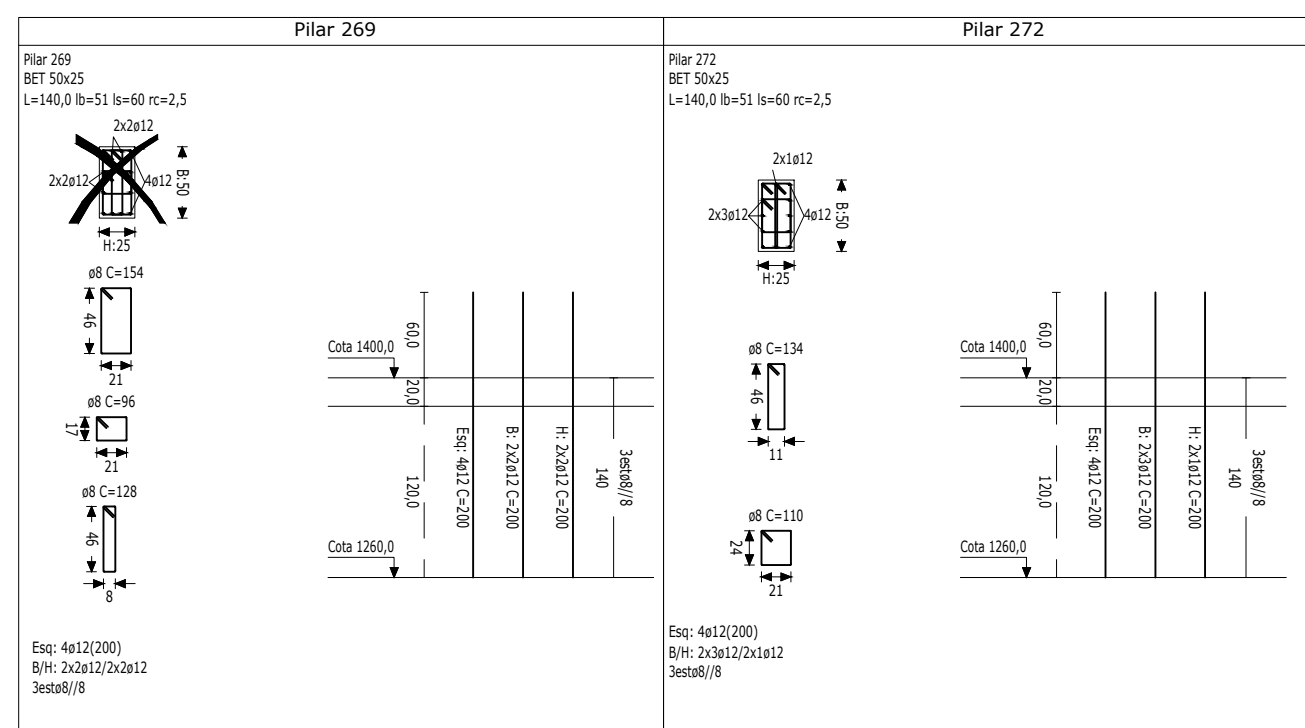
QUADRO DE PILARES NA COTA 1120 (continuação)

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal



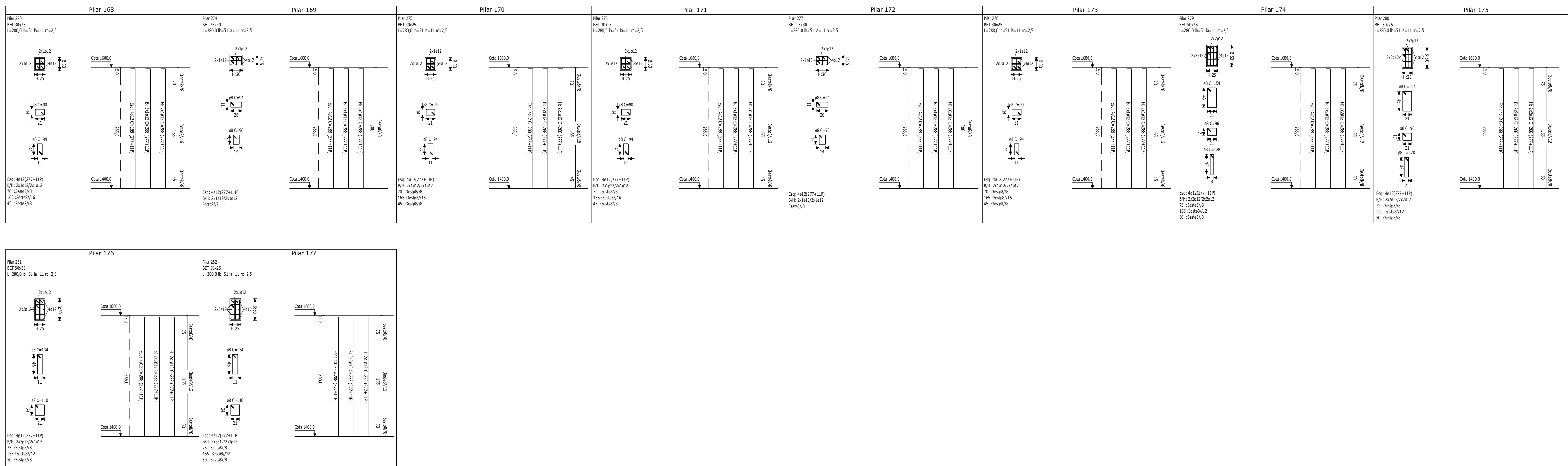
QUADRO DE PILARES NA COTA 1260

Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

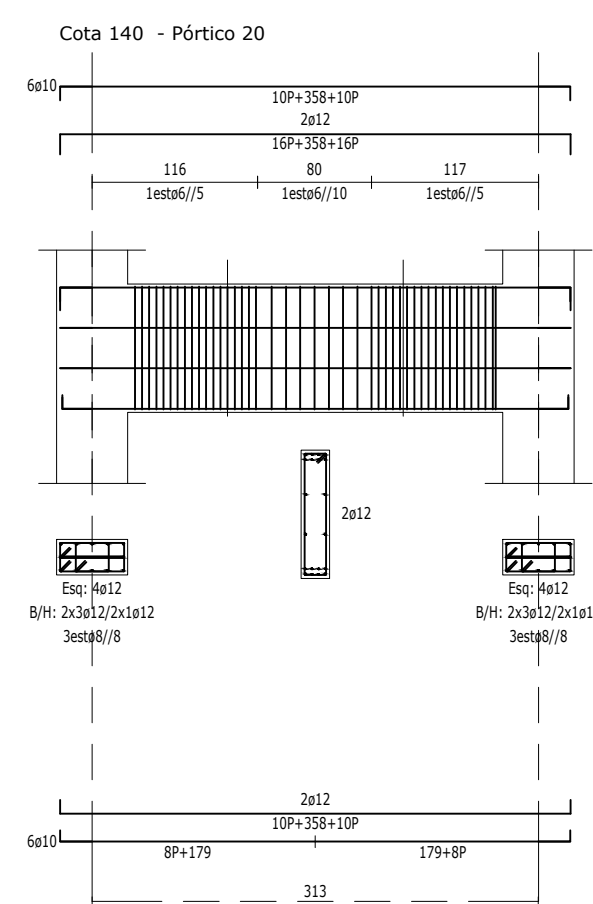
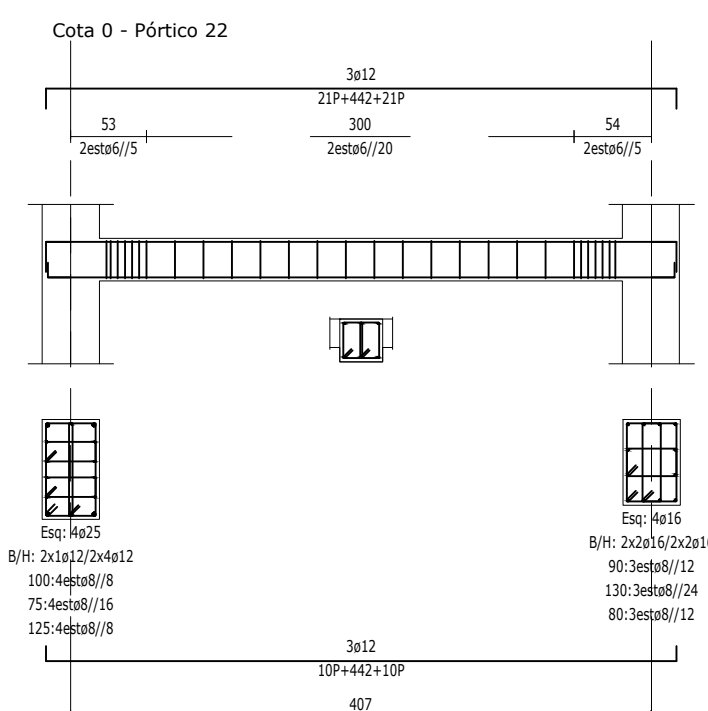
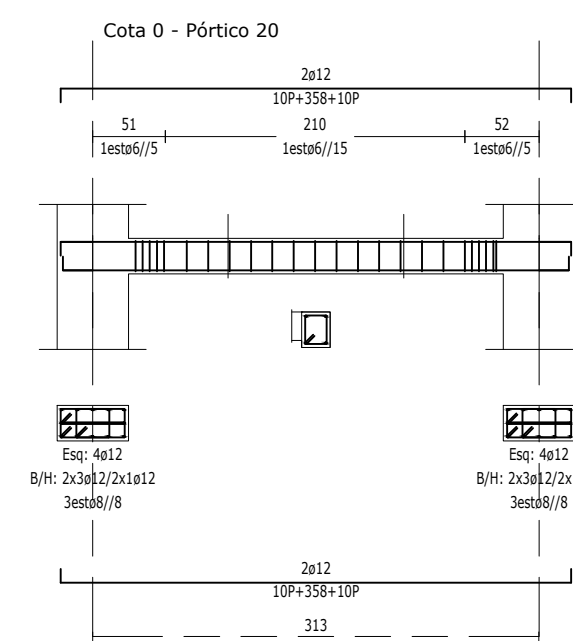
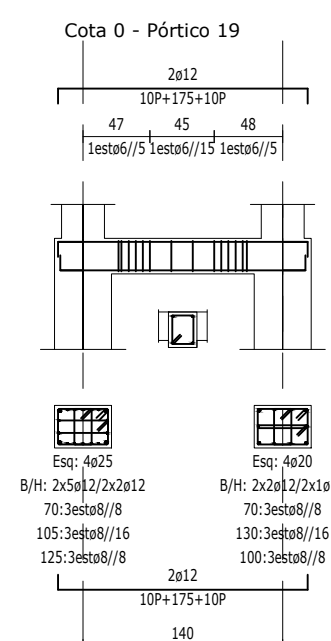
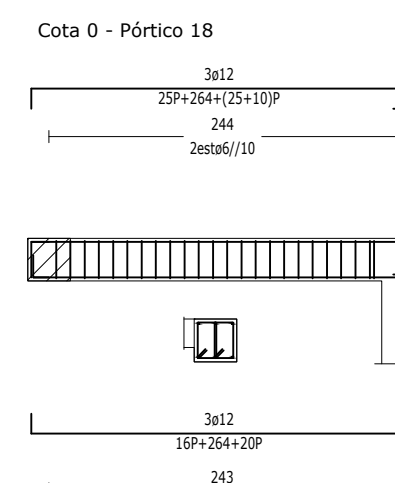
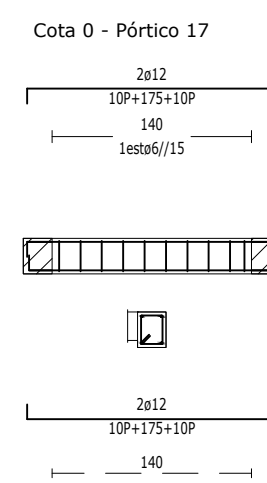
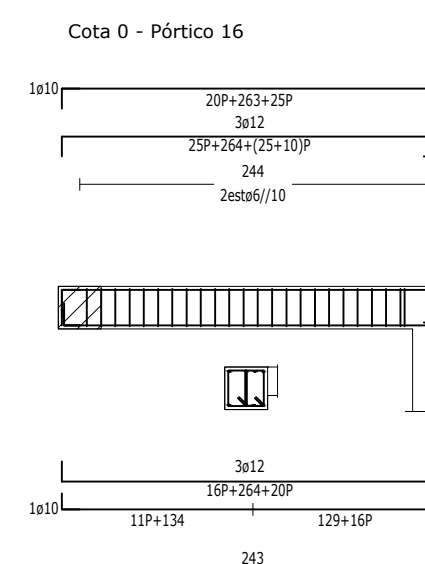
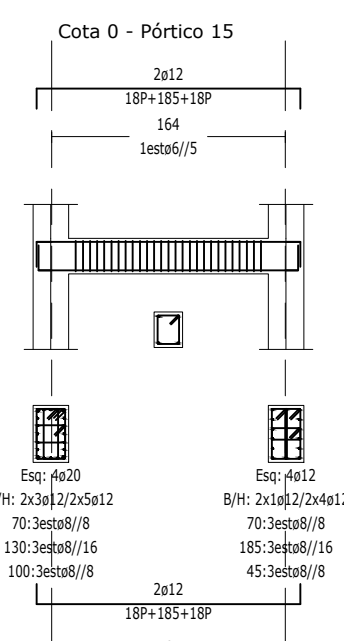
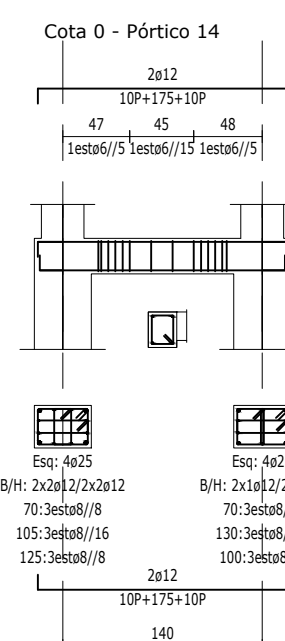
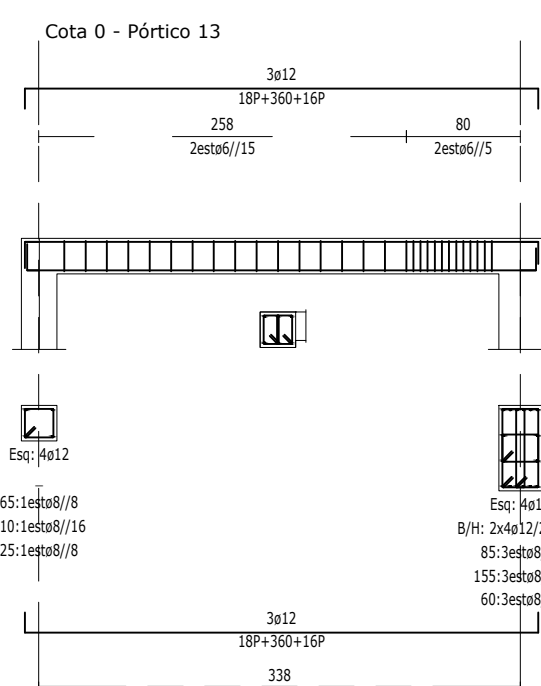
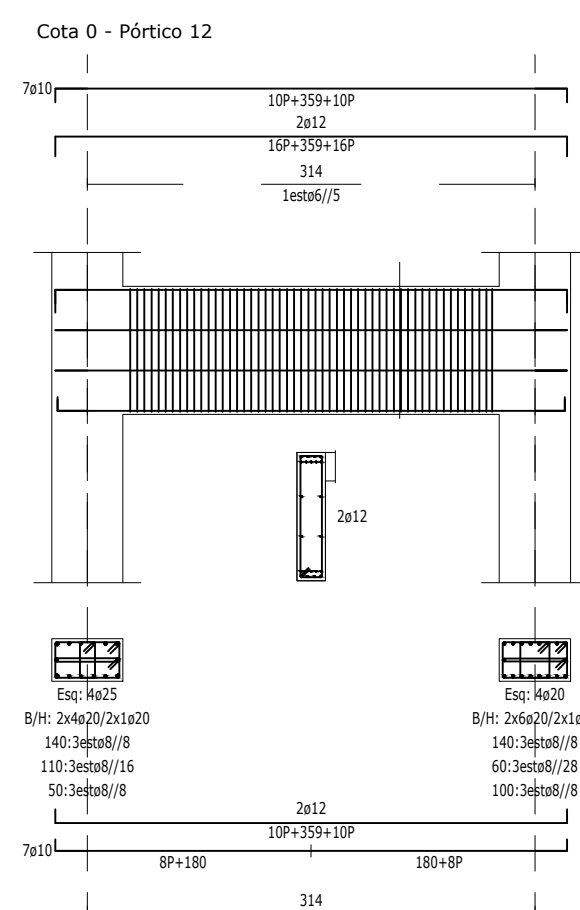
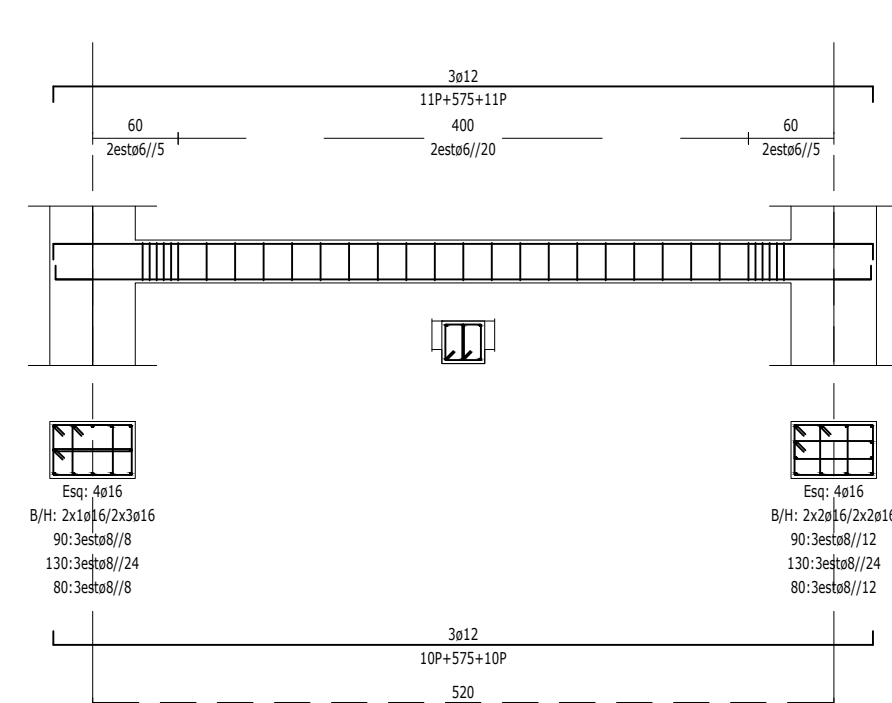
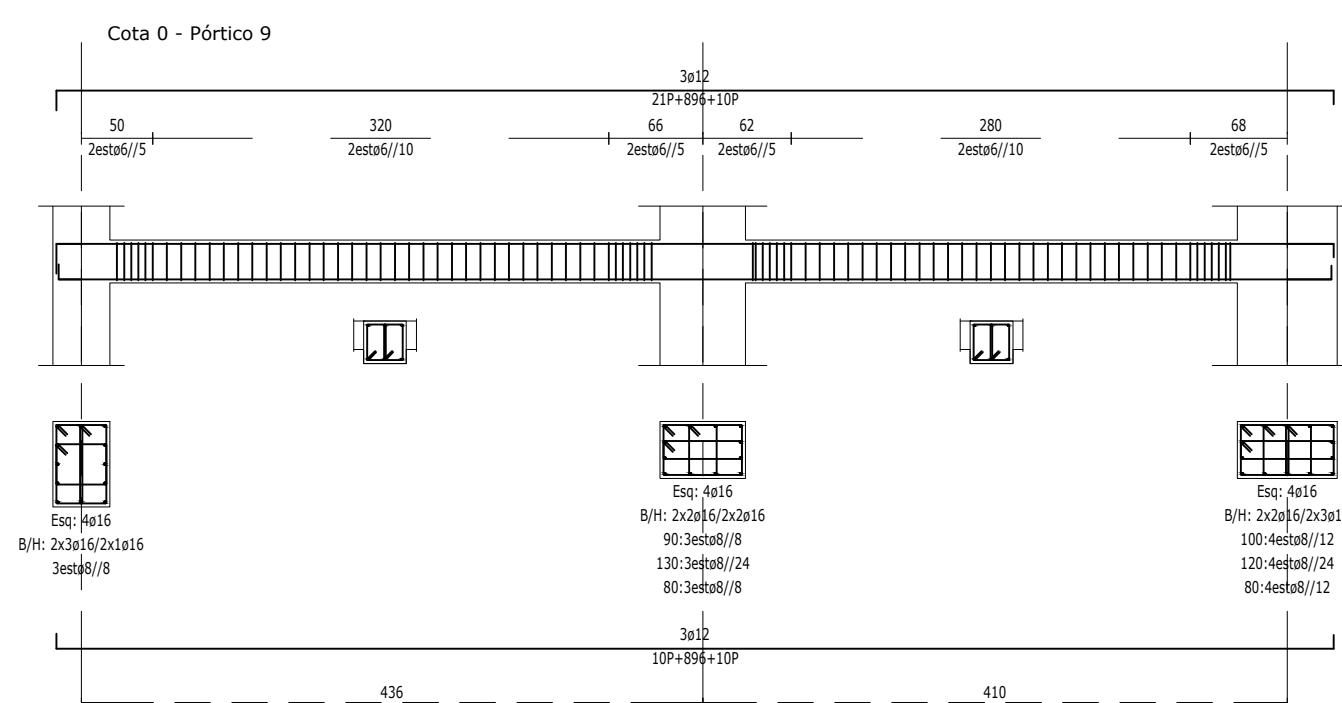
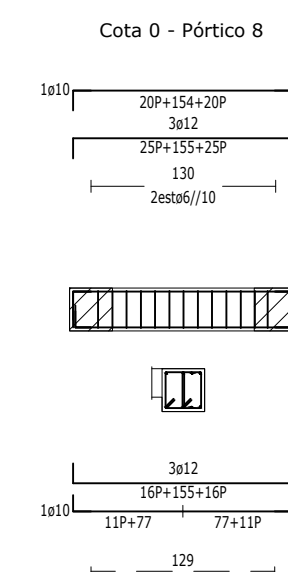
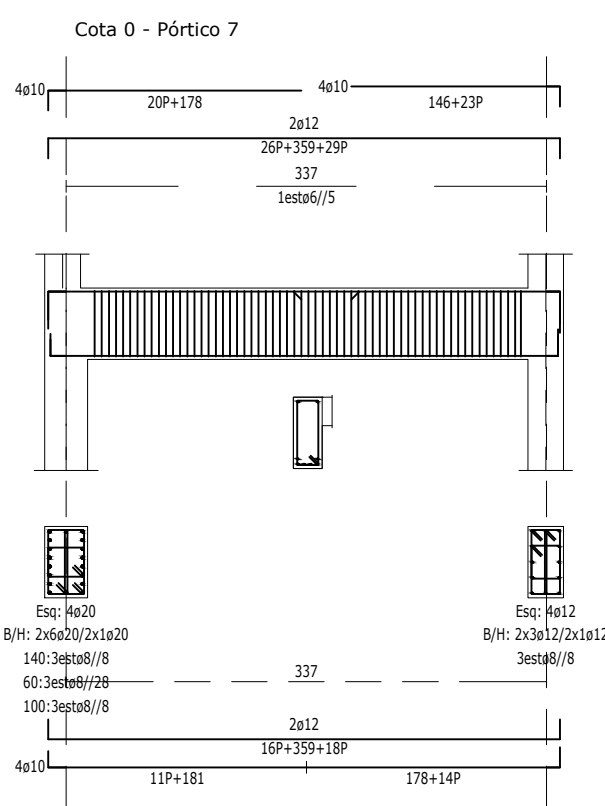
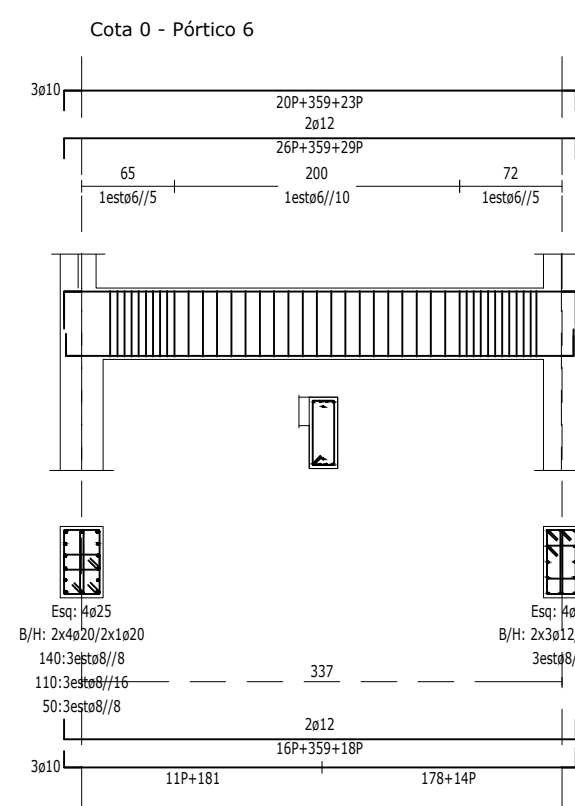
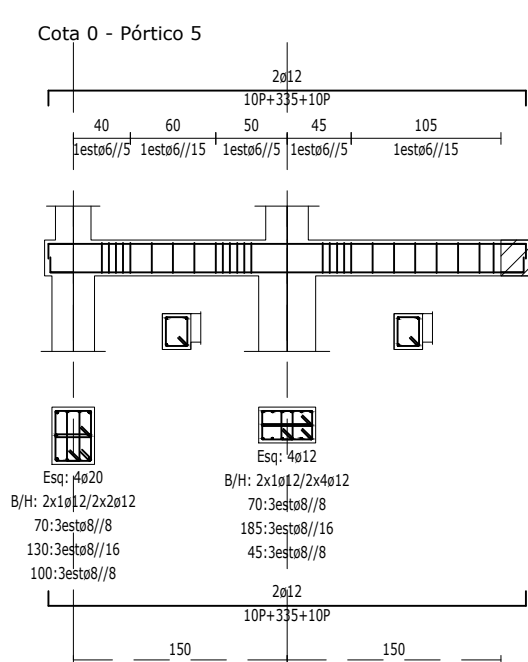
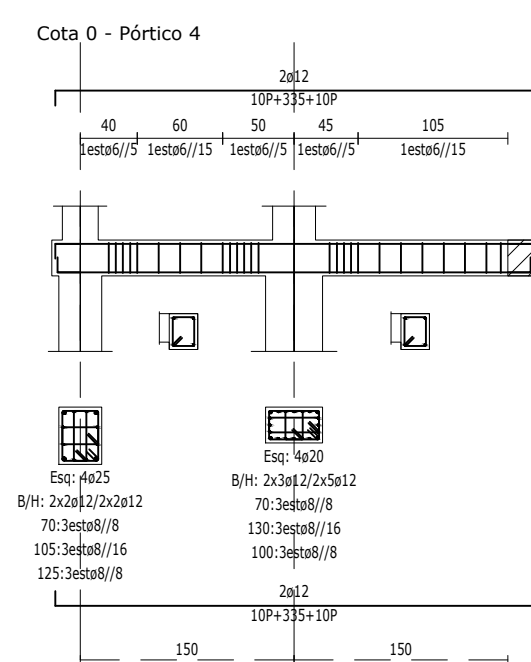
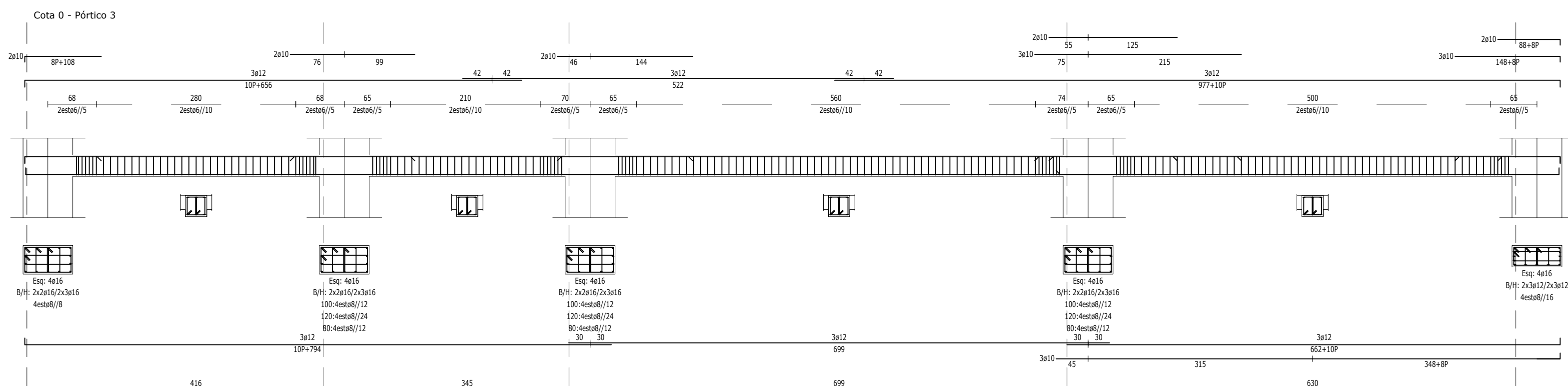
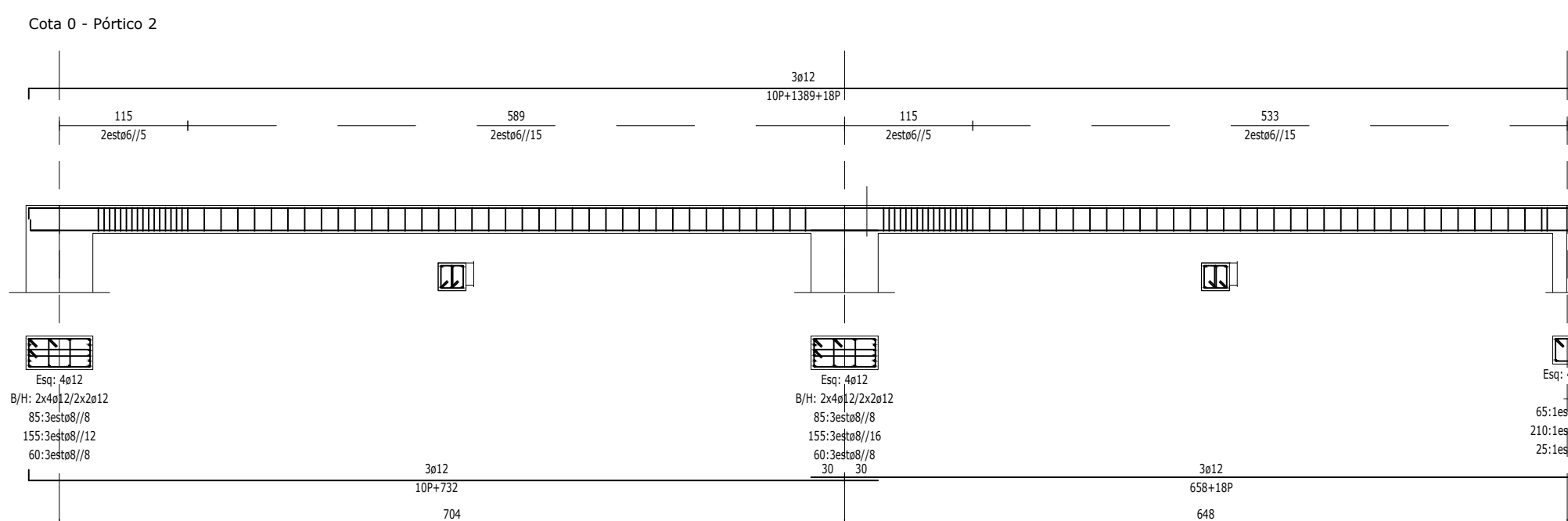


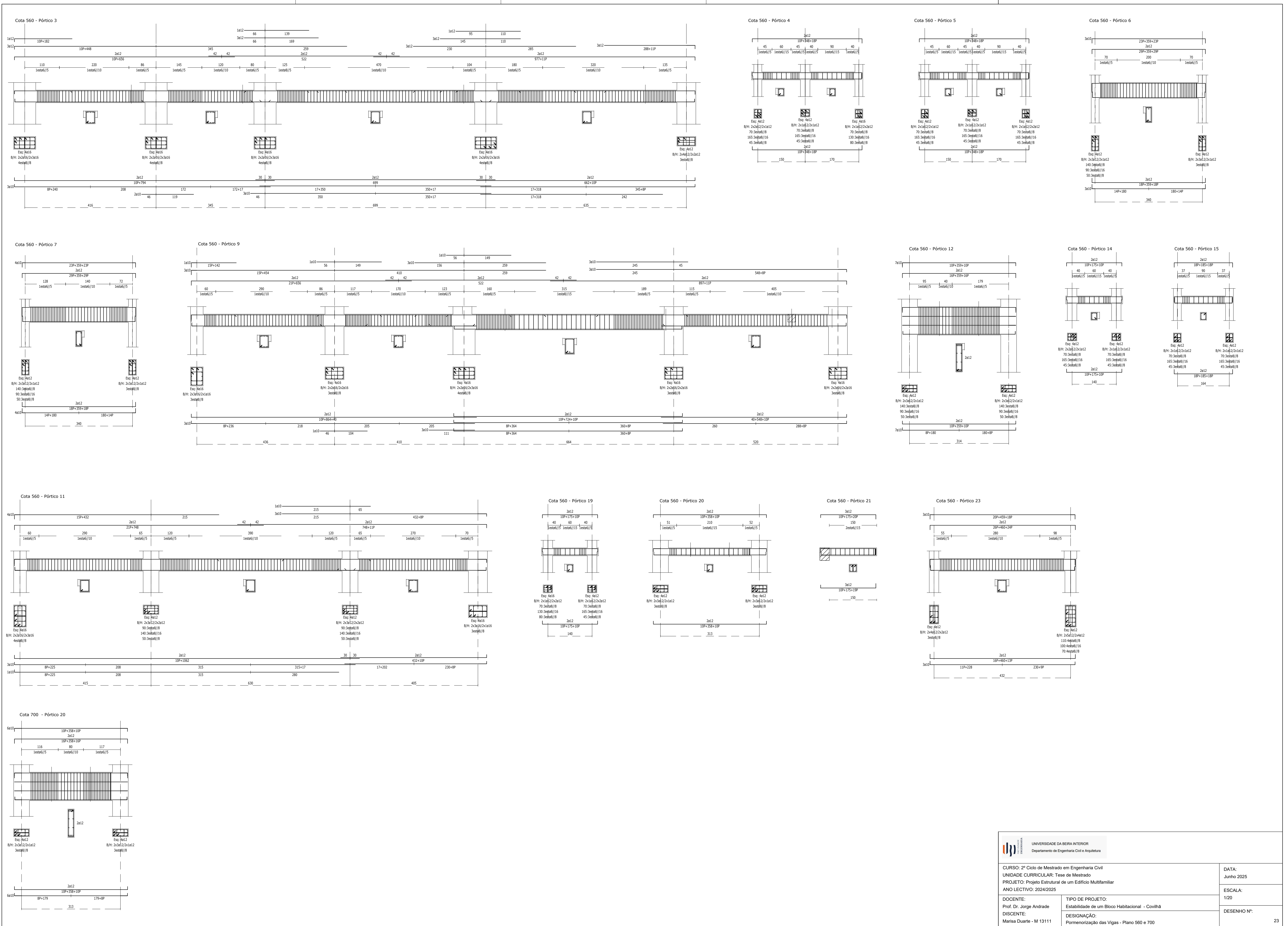
QUADRO DE PILARES NA COTA 1400

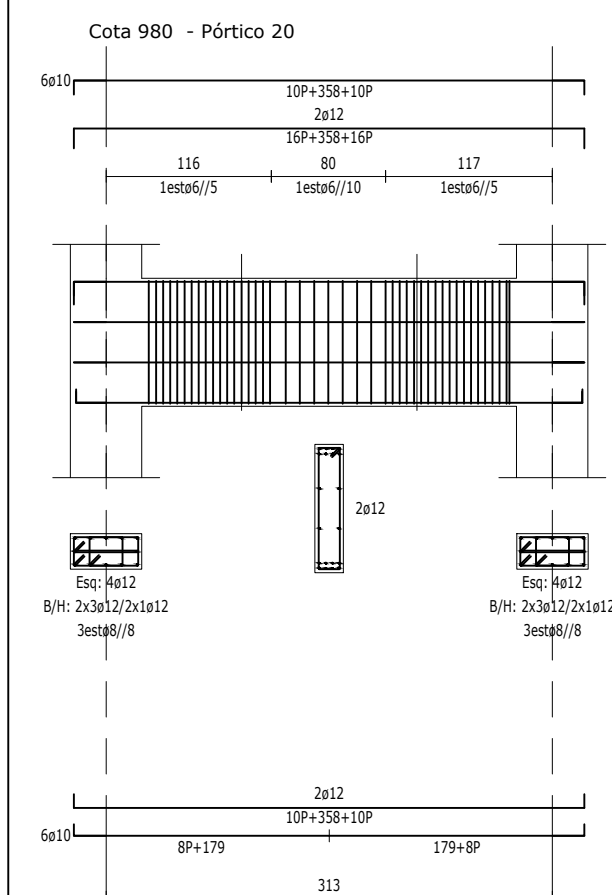
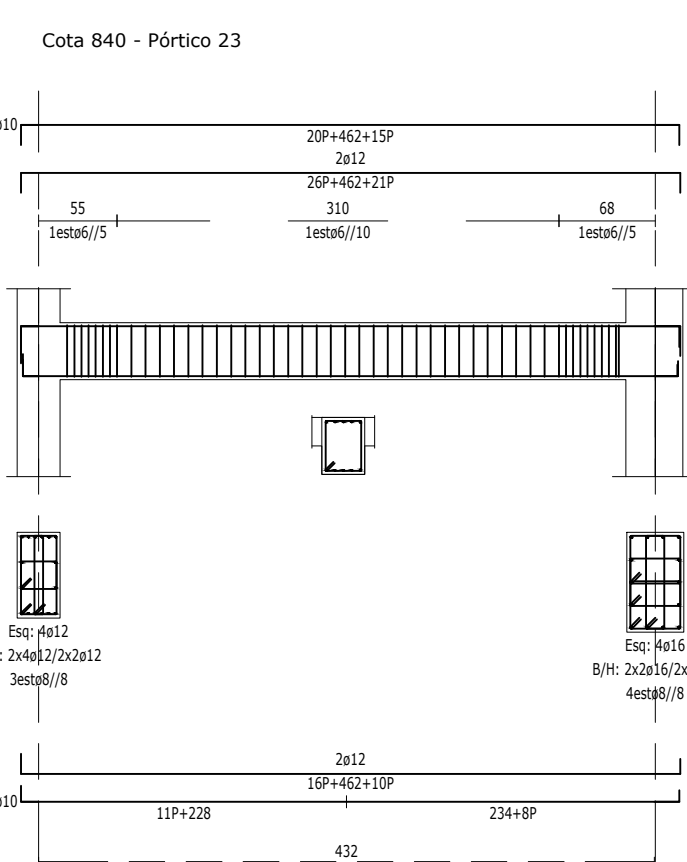
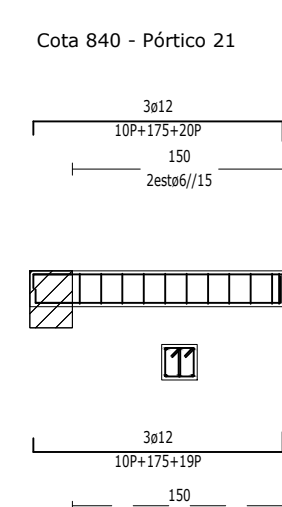
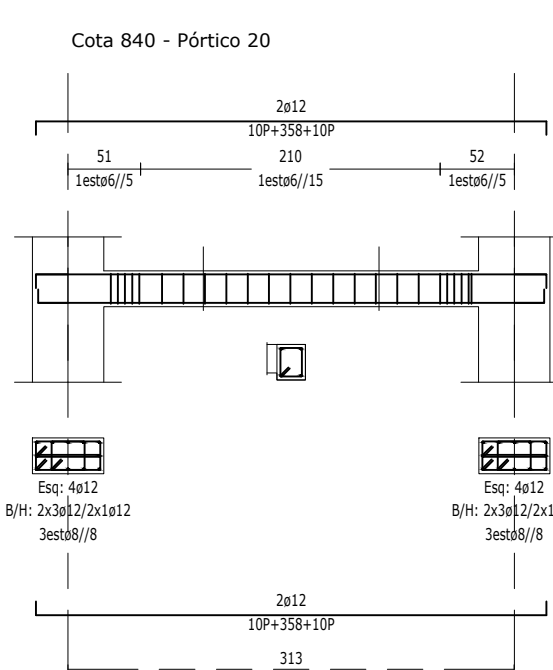
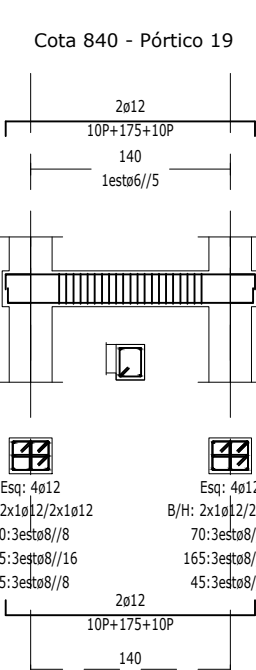
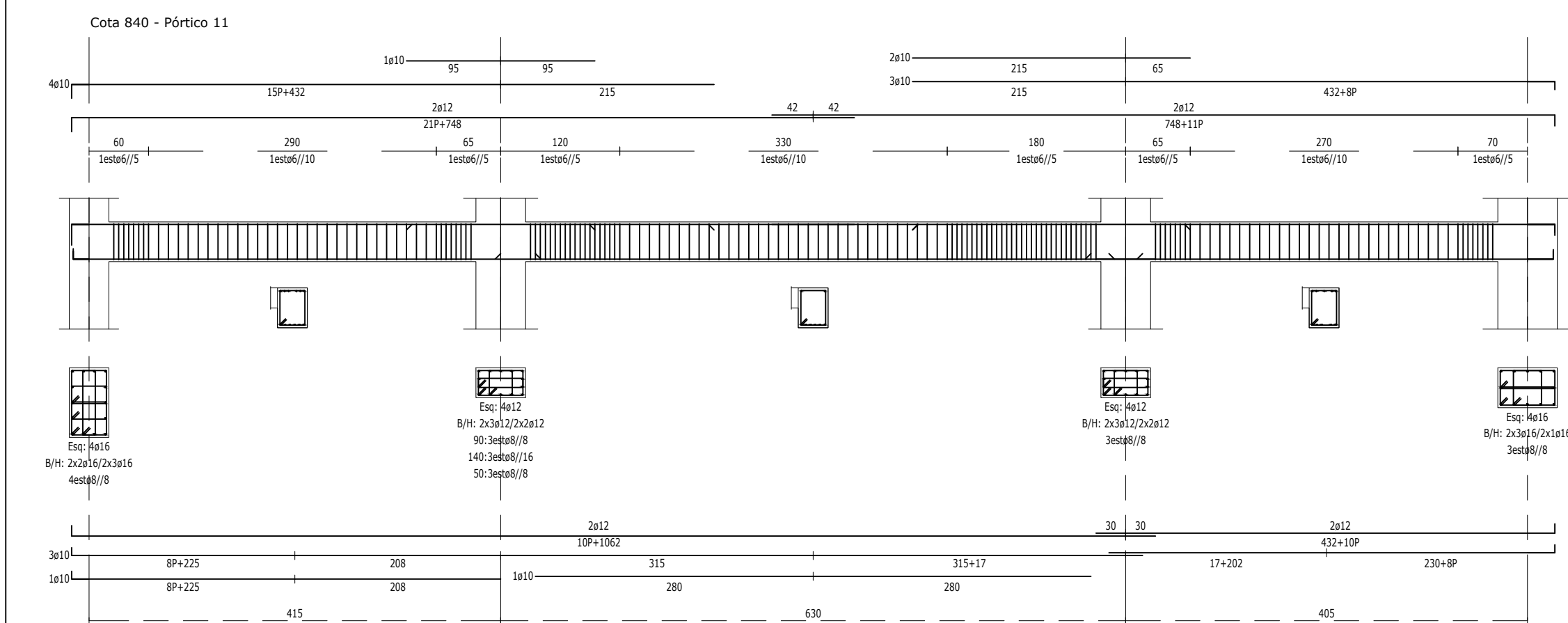
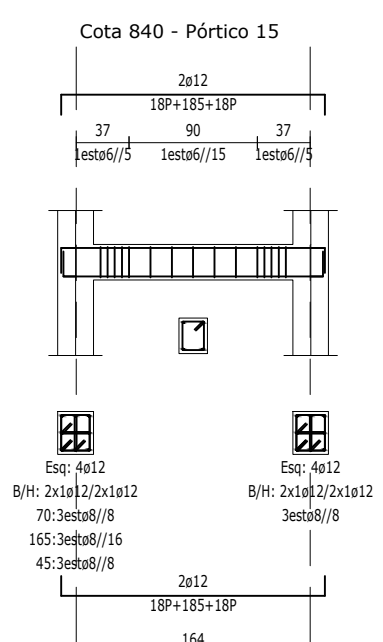
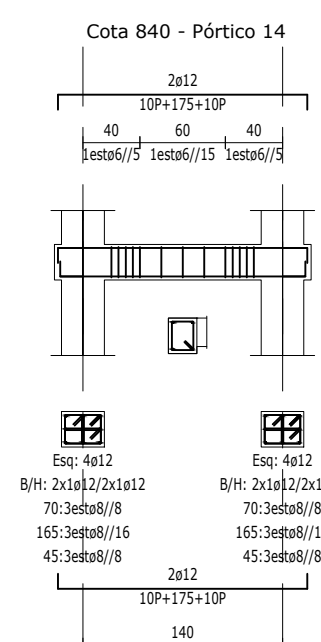
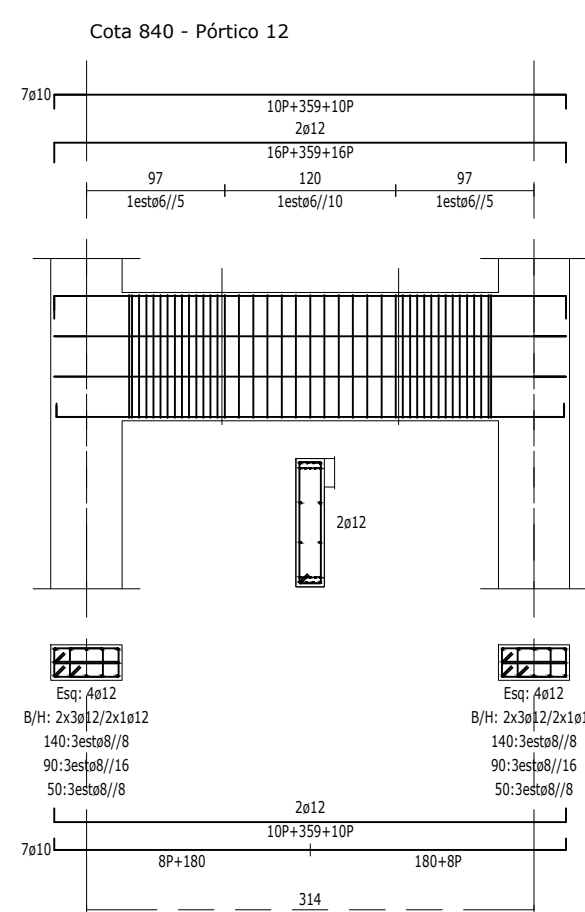
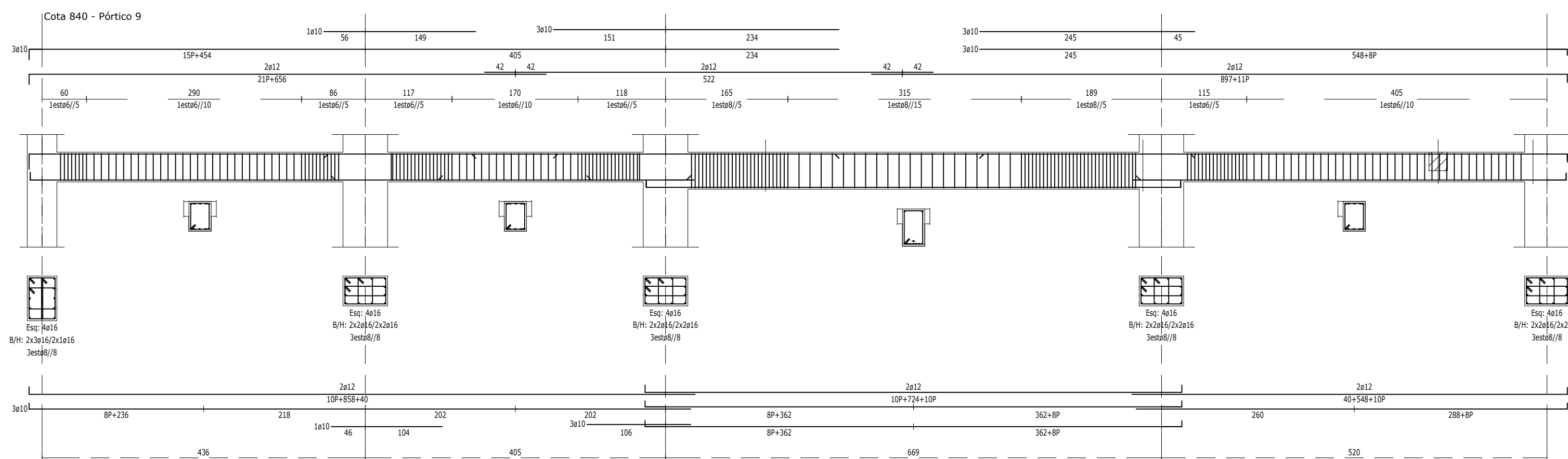
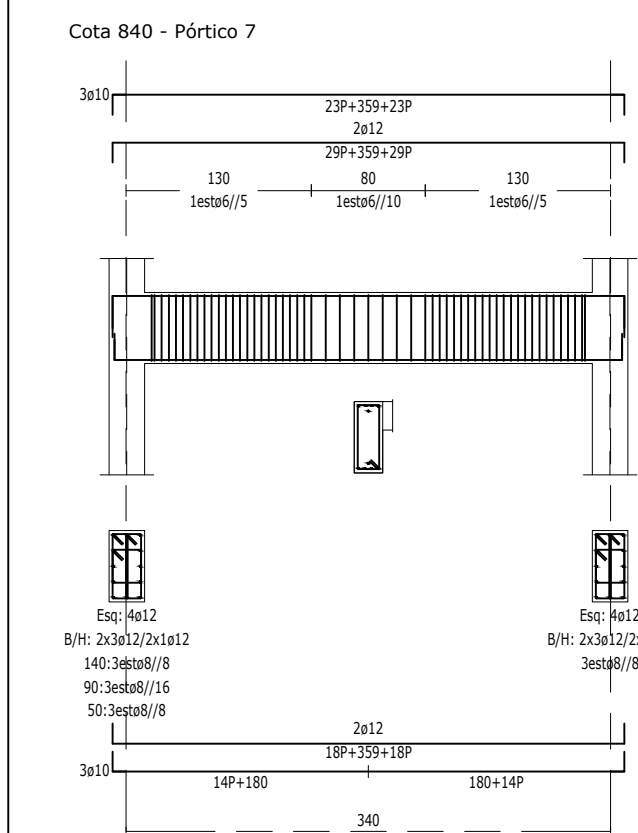
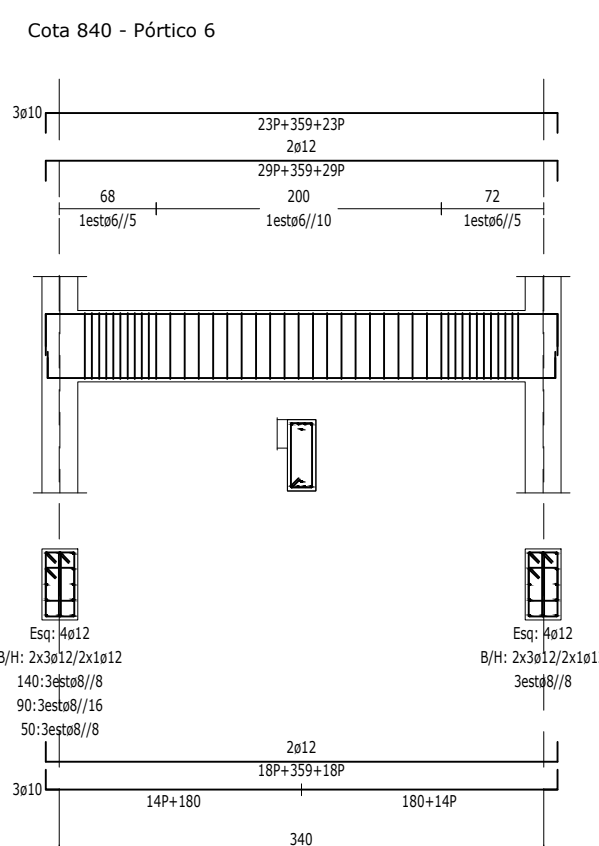
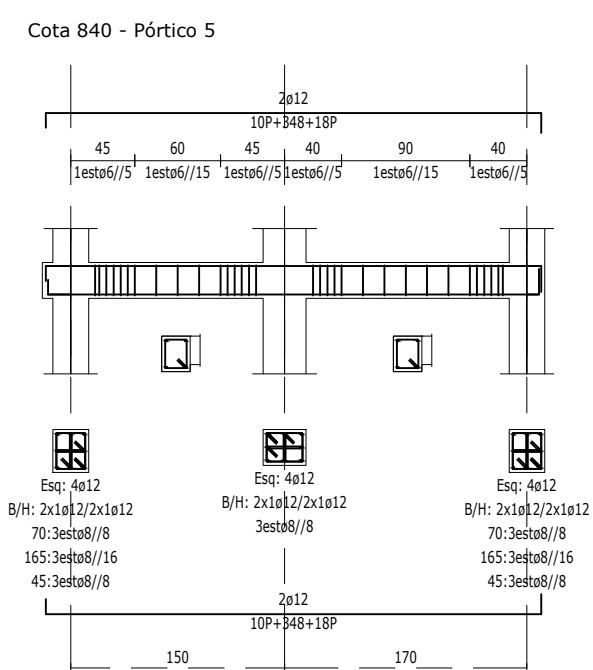
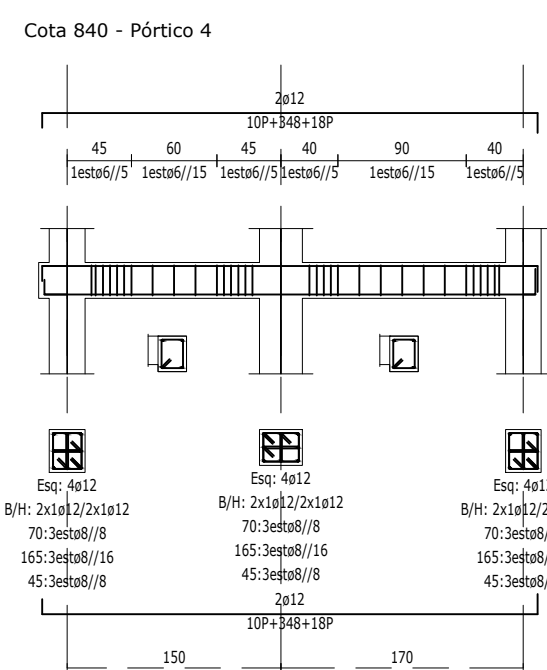
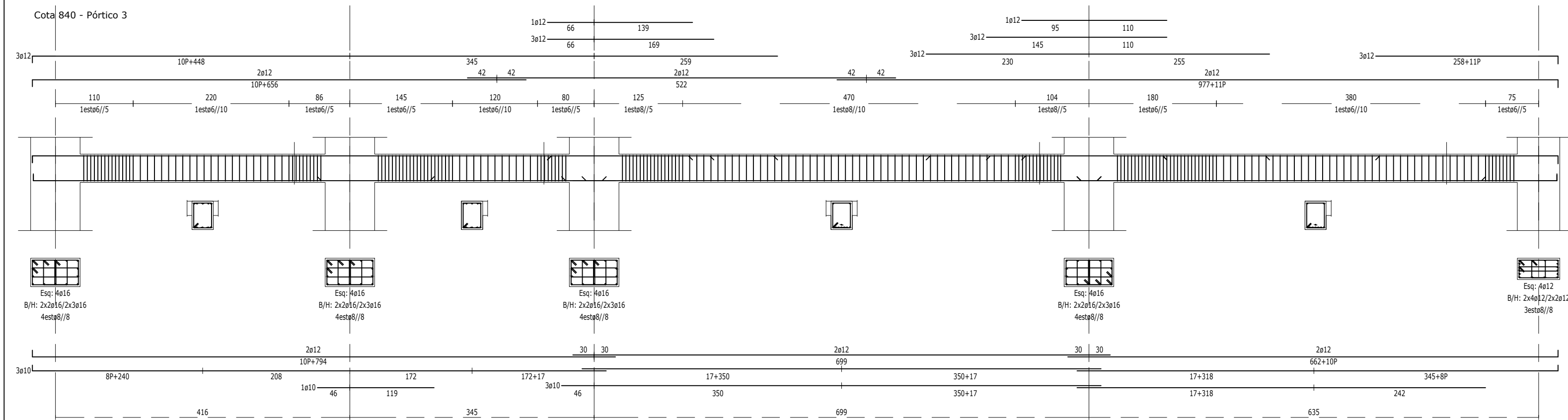
Alturas e cotas em cm. rc: Recobrimento nominal da armadura longitudinal

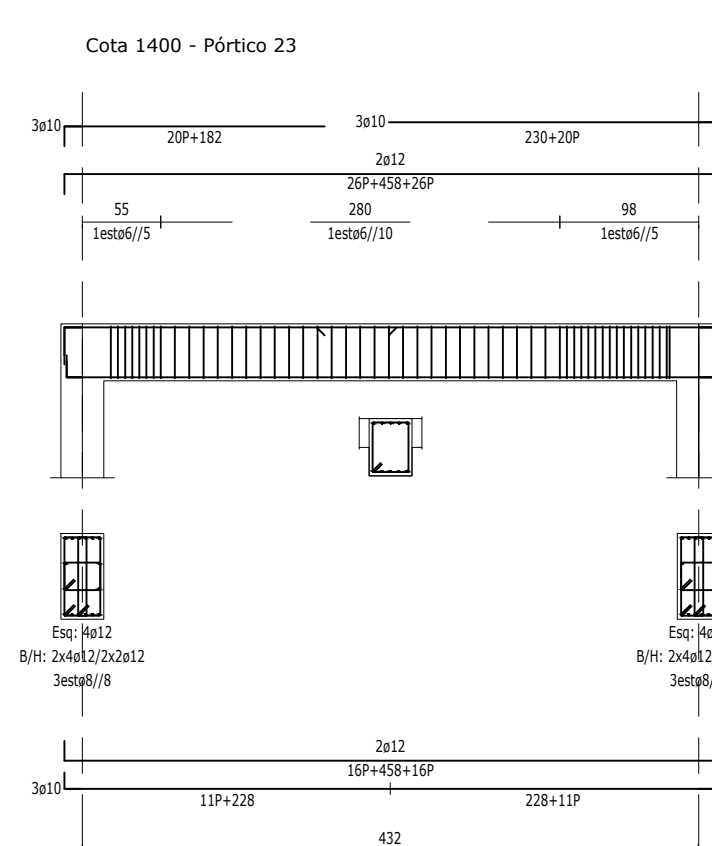
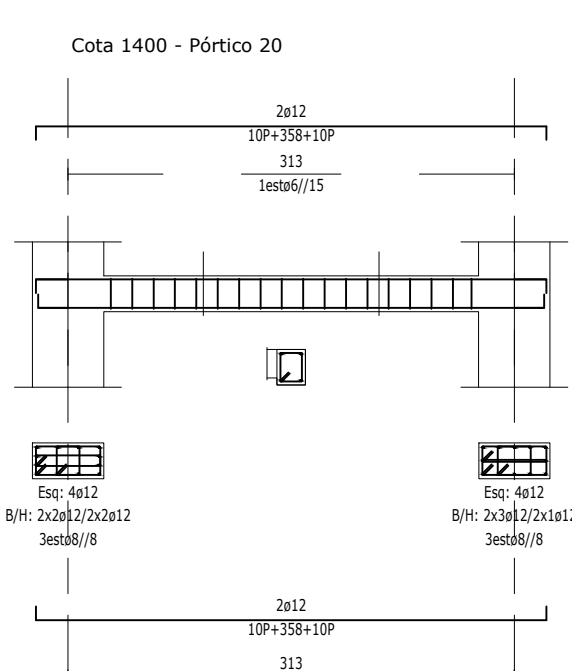
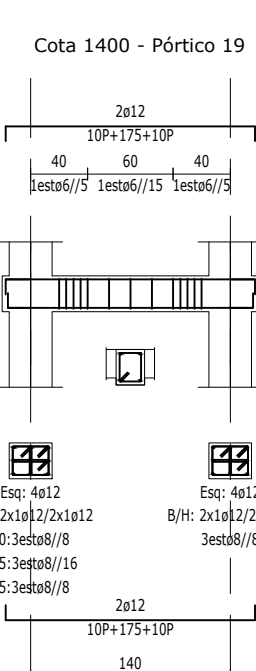
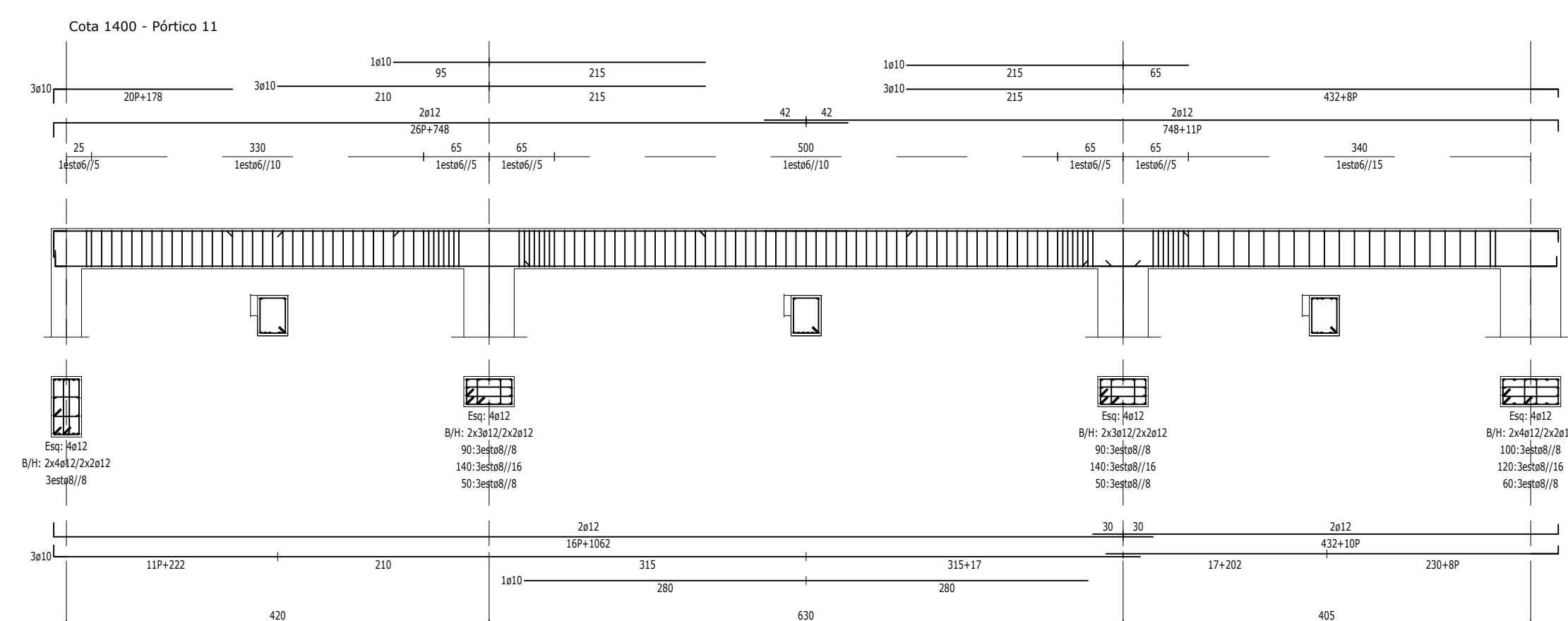
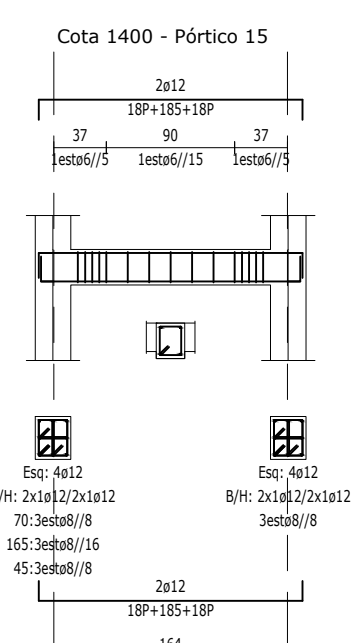
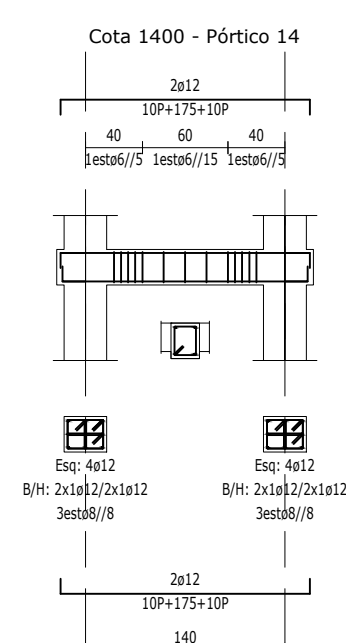
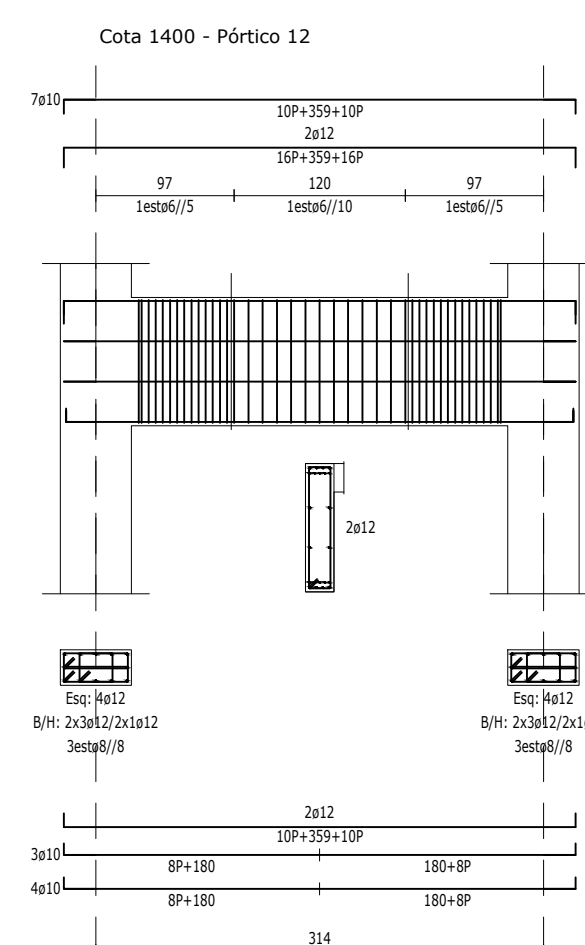
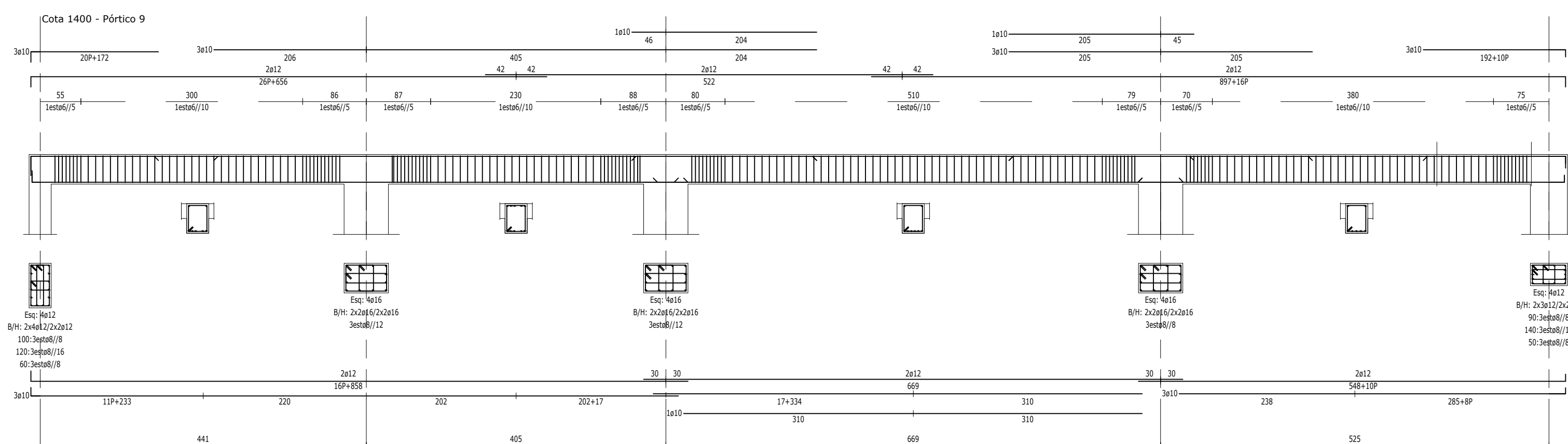
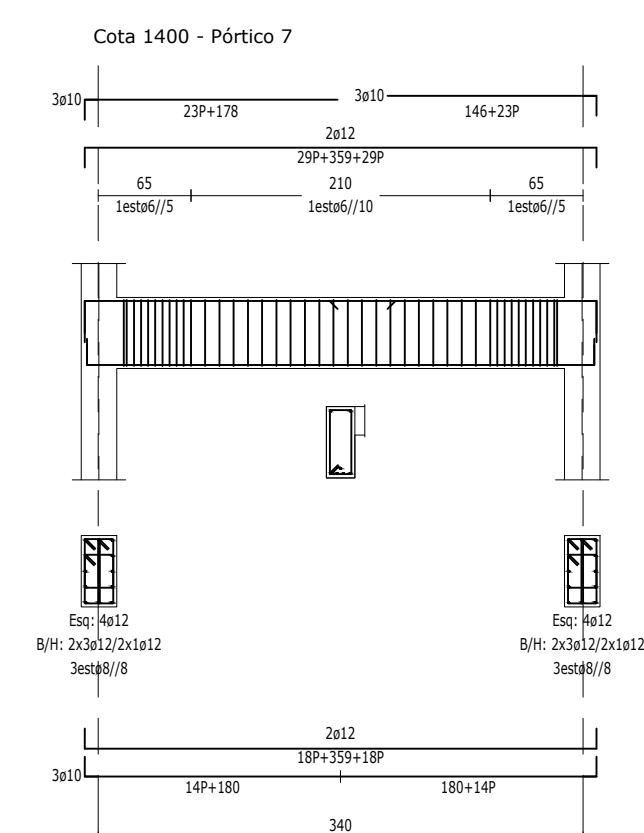
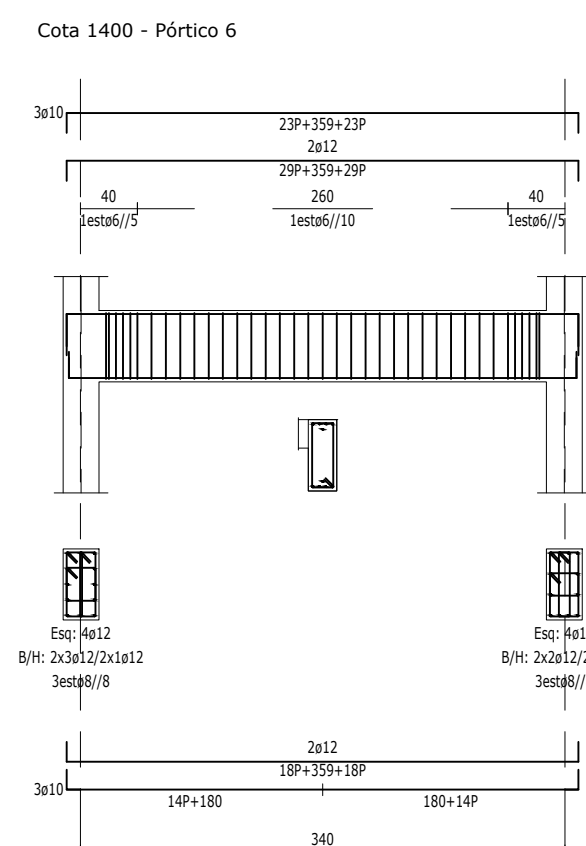
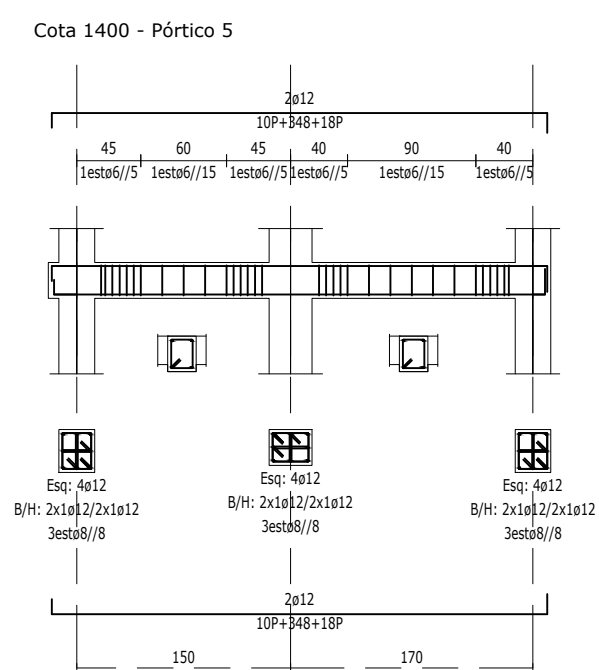
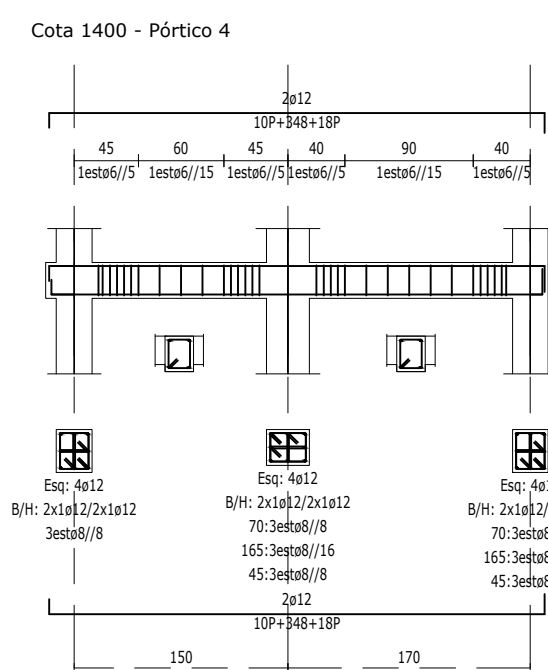
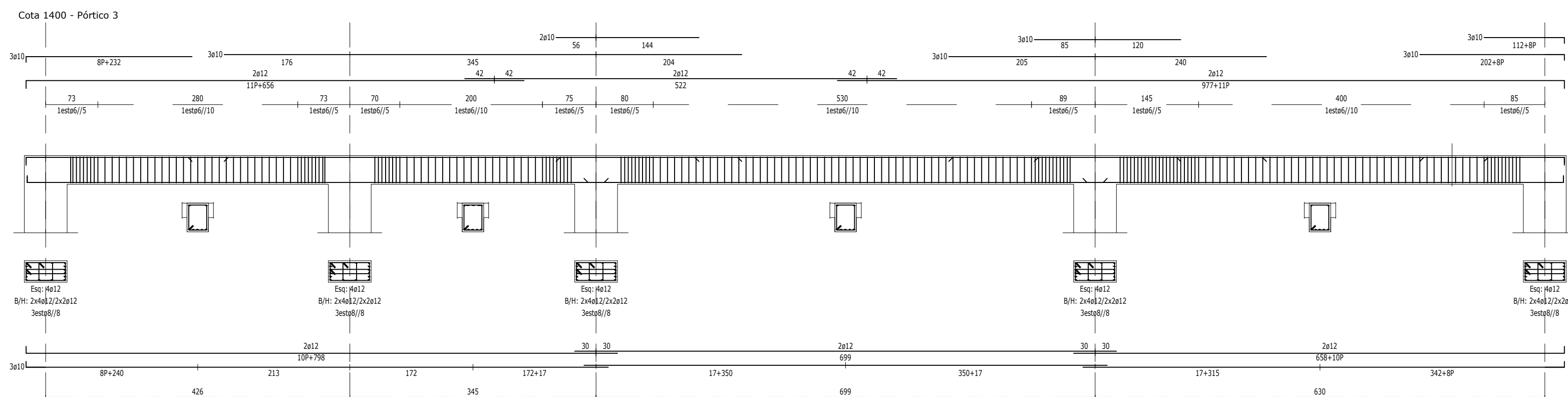


1400																		Pilar 273	Pilar 274	Pilar 275	Pilar 276	Pilar 277	Pilar 278	Pilar 279	Pilar 280							Pilar 281	Pilar 282																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						</
------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	--	--	--	--	--	--	-----------	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

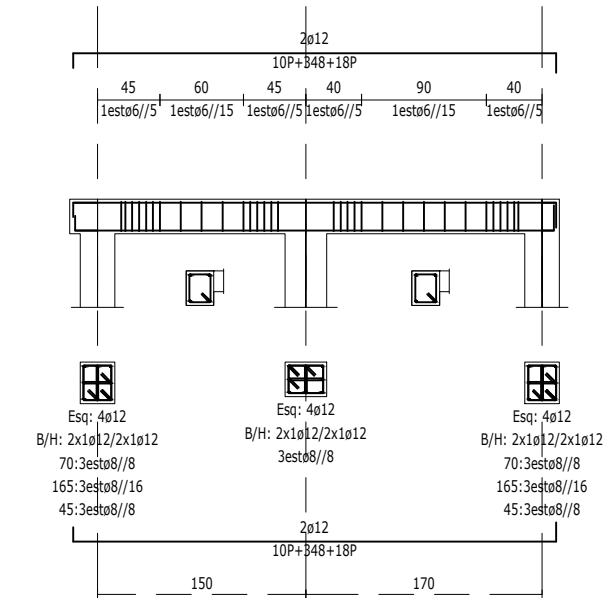




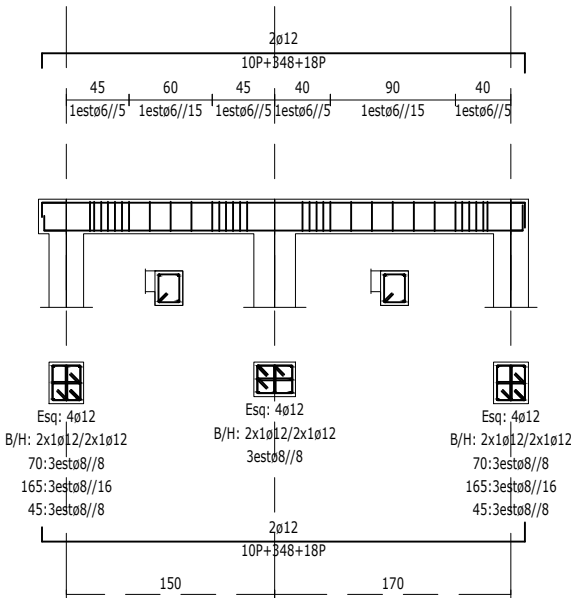




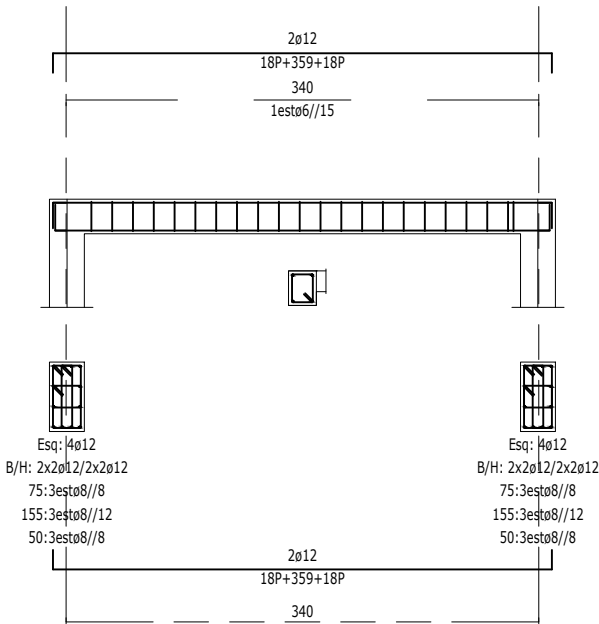
Cota 1680 - Pórtico 4



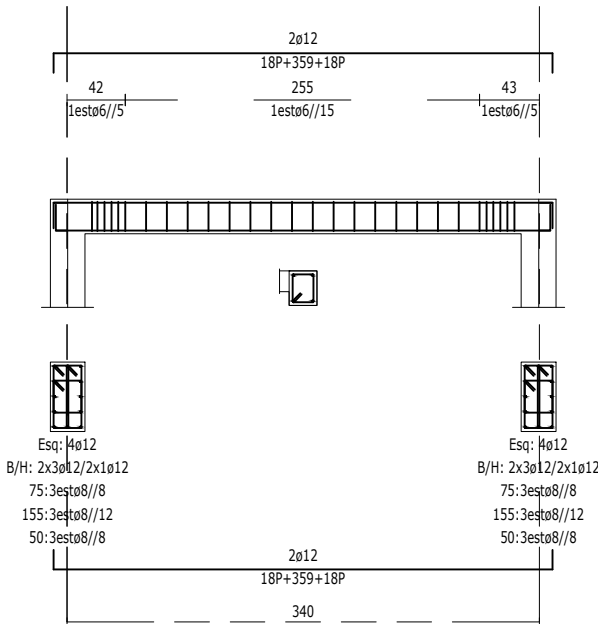
Cota 1680 - Pórtico 5



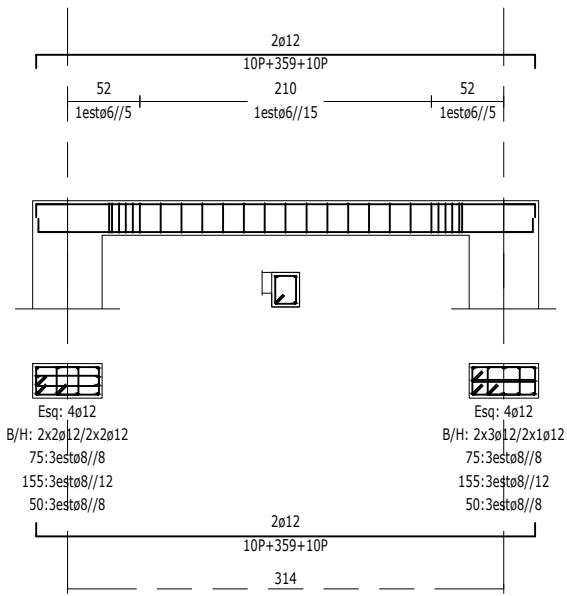
Cota 1680 - Pórtico 6



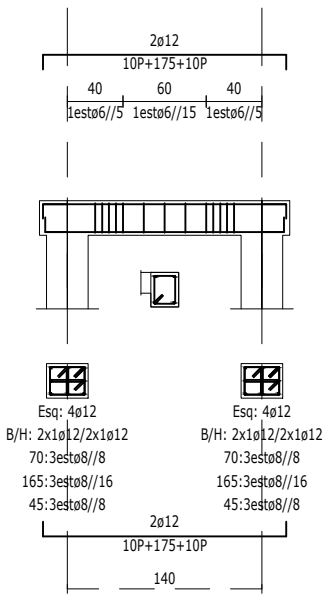
Cota 1680 - Pórtico 7



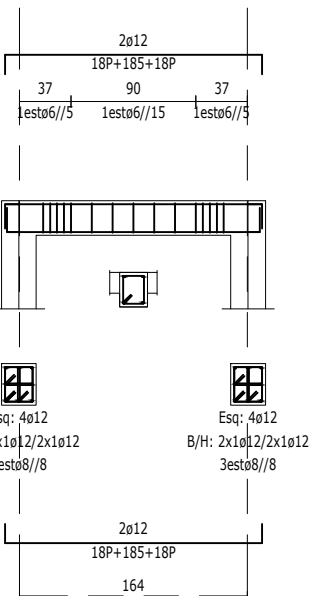
Cota 1680 - Pórtico 12



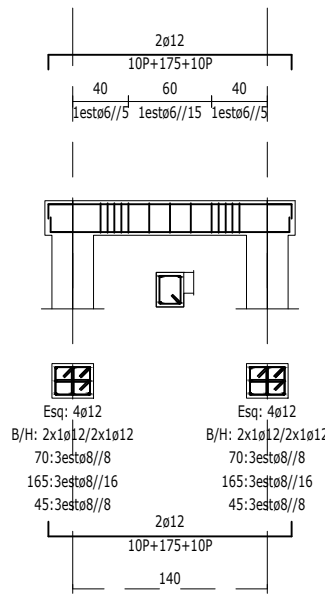
Cota 1680 - Pórtico 14



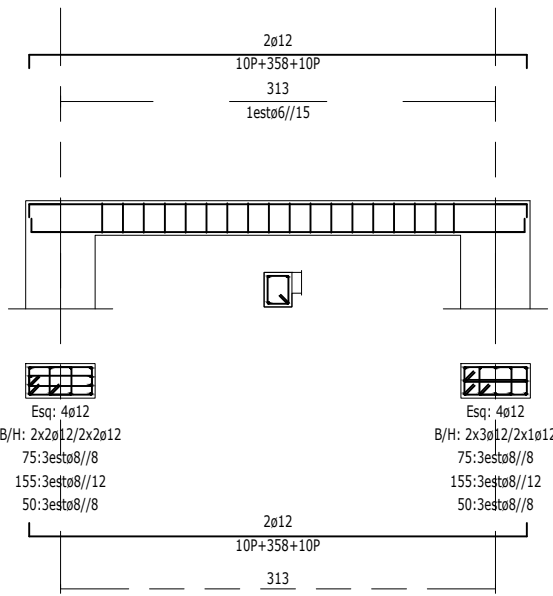
Cota 1680 - Pórtico 15



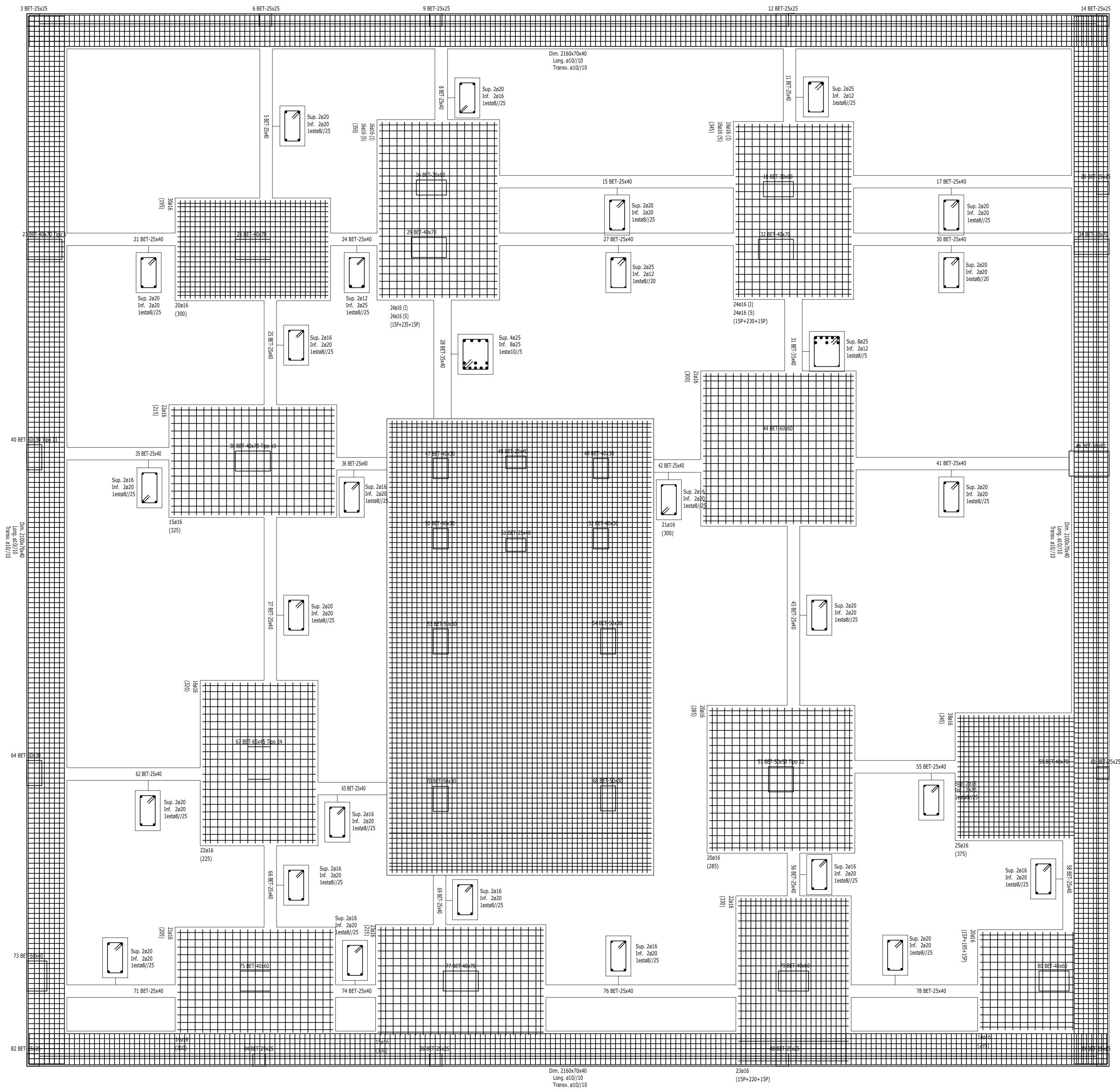
Cota 1680 - Pórtico 19

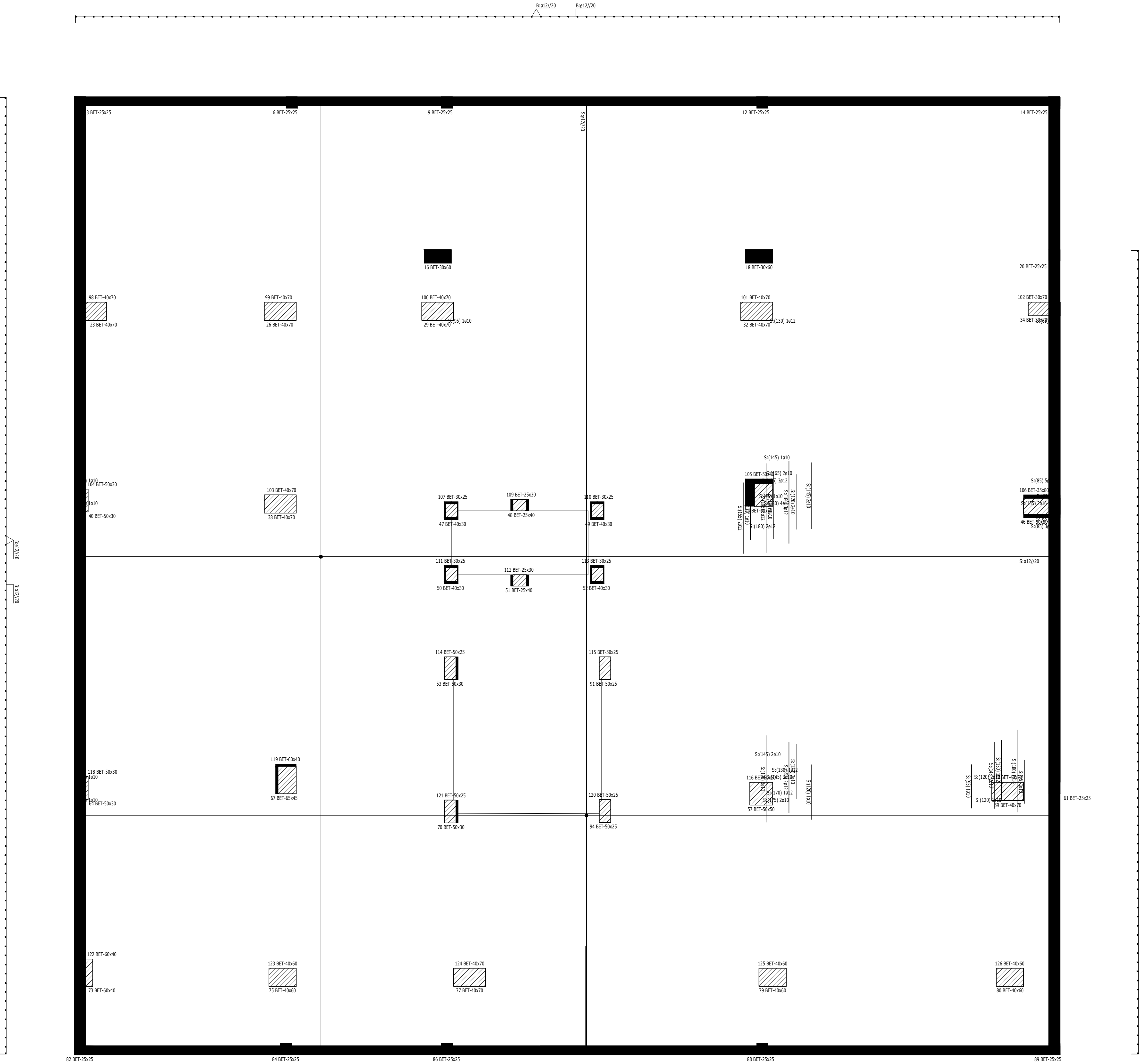


Cota 1680 - Pórtico 20



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		
CURSO: 2º Ciclo de Mestrado em Engenharia Civil		DATA:
UNIDADE CURRICULAR: Tese de Mestrado		Junho 2025
PROJETO: Projeto Estrutural de um Edifício Multifamiliar		ESCALA:
ANO LECTIVO: 2024/2025		1/20
DOCENTE:	TIPO DE PROJETO:	DESENHO Nº:
Prof. Dr. Jorge Andrade	Estabilidade de um Bloco Habitacional - Covilhã	
DISCENTE:	DESIGNAÇÃO:	
Marisa Duarte - M 13111	Pormenorização das Vigas - Plano 1680	

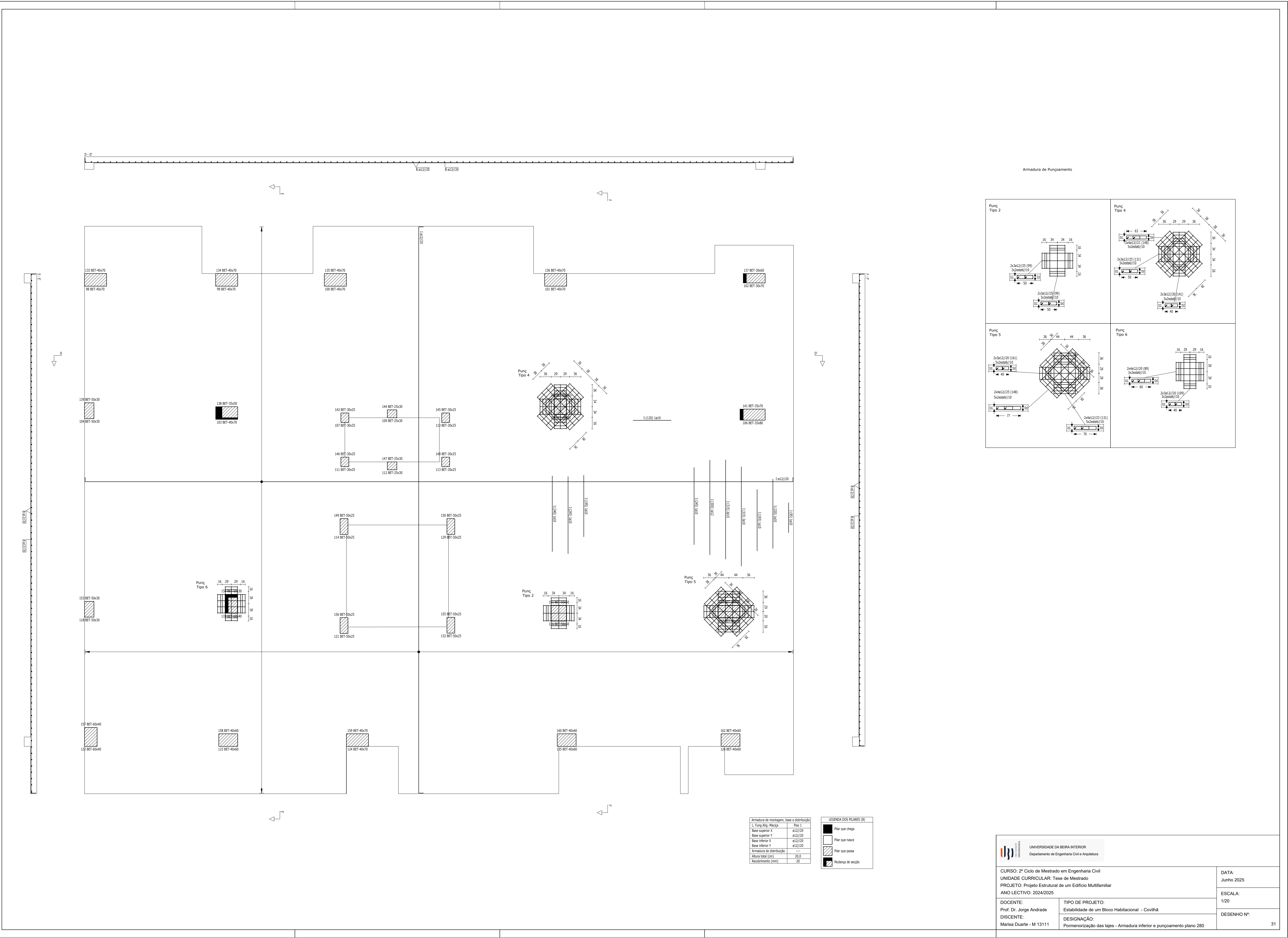


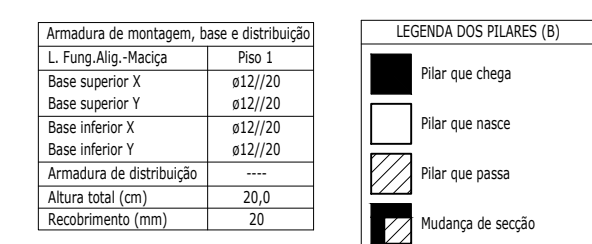


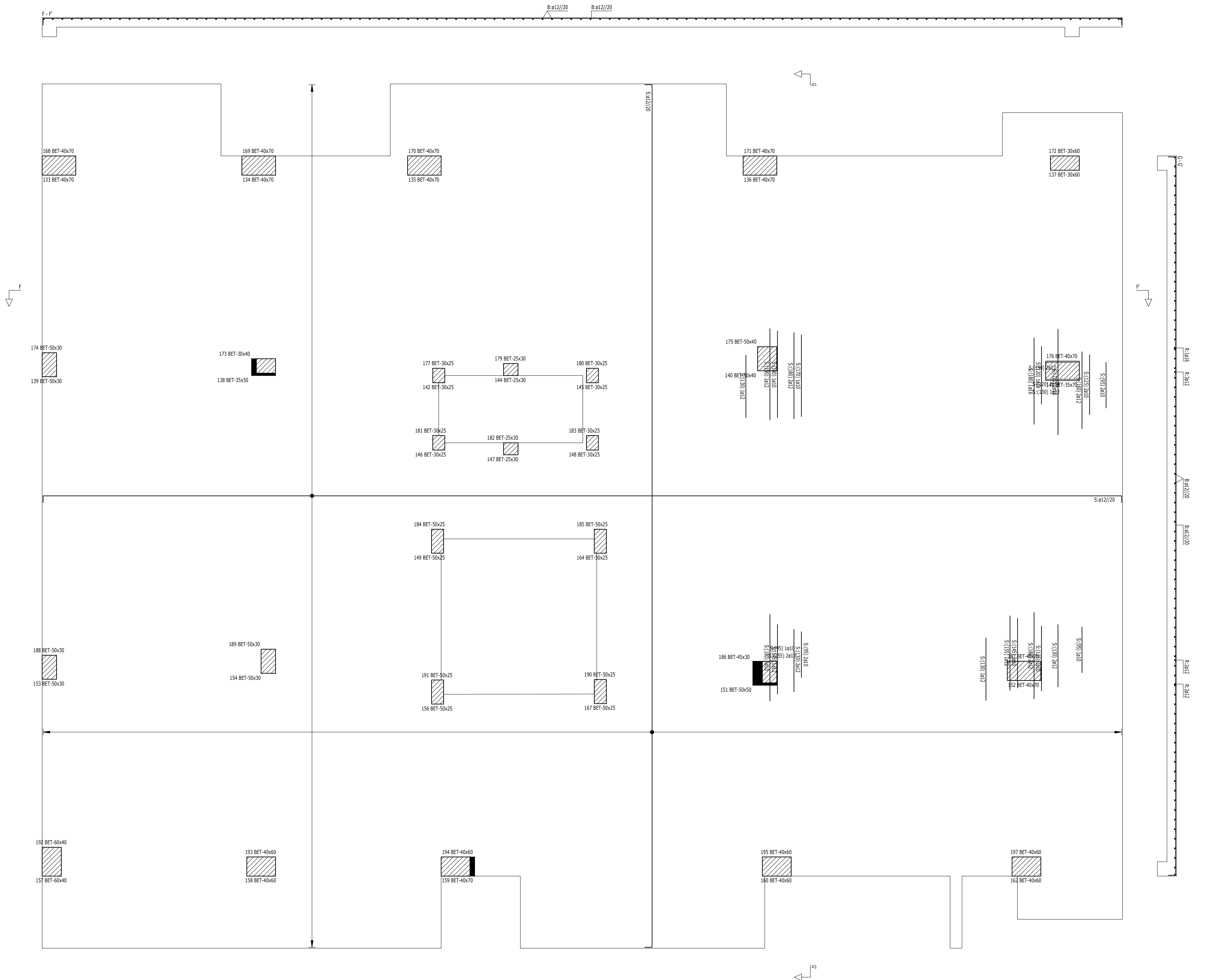
Armadura de montagem, base e distribuição	
L: Função, Arm. - Maciça	Rev. 0
Base superior X	e12/20
Base superior Y	e12/20
Base inferior X	e12/20
Base inferior Y	e12/20
Armadura de distribuição	----
Altura total (cm)	20,0
Raio de curvatura (mm)	25

LEGENDA DOS PILARES (B)	
	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Moderna de secção

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	
CURSO: 2º Ciclo de Mestrado em Engenharia Civil UNIDADE CURRICULAR: Tese de Mestrado PROJETO: Projeto Estrutural de um Edifício Multifamiliar ANO LECTIVO: 2024/2025	DATA: Junho 2025
DOCENTE: Prof. Dr. Jorge Andrade	TIPO DE PROJETO: Estabilidade de um Bloco Habitacional - Covilhã
DISCENTE: Marisa Duarte - M 13111	DESENHO Nº: Pormenorização das lajes - Armadura superior plano 280
30	

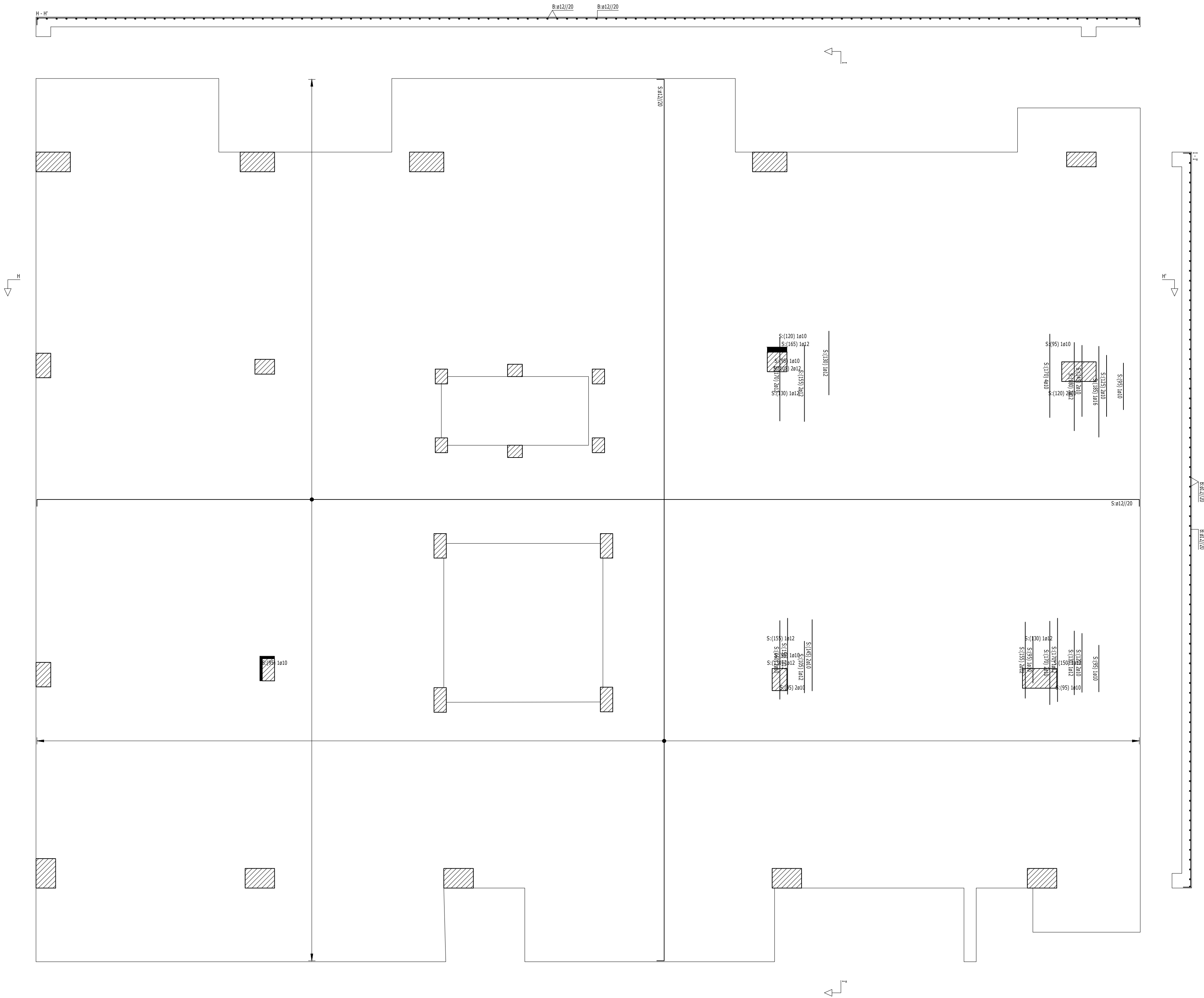






Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung. Alg. - Maciça	Piso 2
Base superior X	#12/20
Base superior Y	#12/20
Base inferior X	#12/20
Base inferior Y	#12/20
Armadura de distribuição	---
Altura total (cm)	20,0
Recobrimento (mm)	20

LEGENDA DOS PILARES (B)	
	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Mudança de secção



Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung. Alig. - Retic.	Piso 3
Base superior X	e12/20
Base superior Y	e12/20
Base inferior X	e12/20
Base inferior Y	e12/20
Armadura de distribuição	—
Altura total (mm)	20,0
Recobrimento (mm)	20

LEGENDA DOS PILARES (B)	
	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Mudança de seção



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

CURSO: 2º Ciclo de Mestrado em Engenharia Civil
UNIDADE CURRICULAR: Tese de Mestrado
PROJETO: Projeto Estrutural de um Edifício Multifamiliar
ANO LECTIVO: 2024/2025

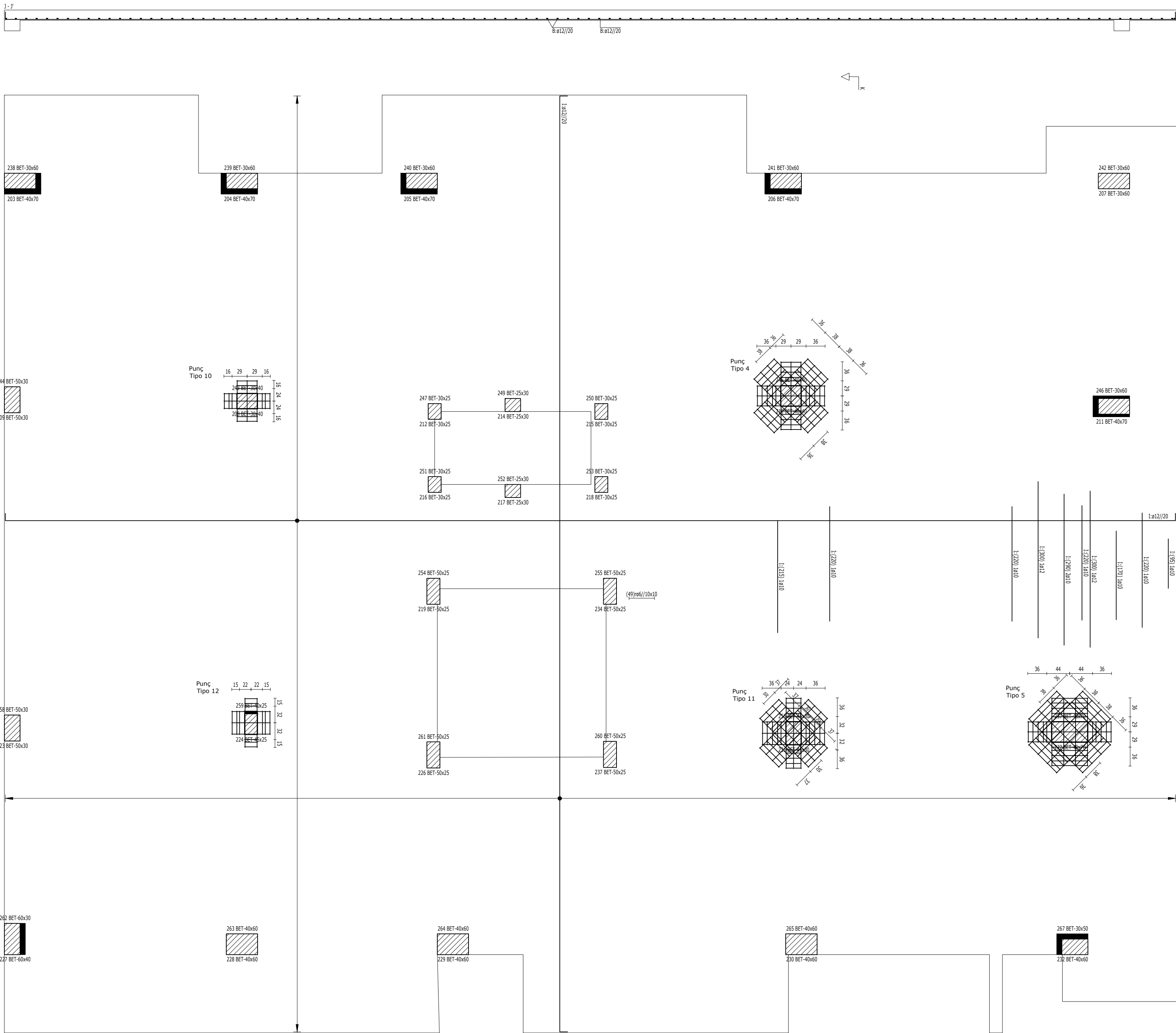
DOCENTE:
Prof. Dr. Jorge Andrade
DISCENTE:
Marisa Duarte - M 13111

TIPO DE PROJETO:
Estabilidade de um Bloco Habitacional - Covilhã
DESIGNAÇÃO:
Pormenorização das lajes - Armadura superior plano 840

DATA:
Junho 2025

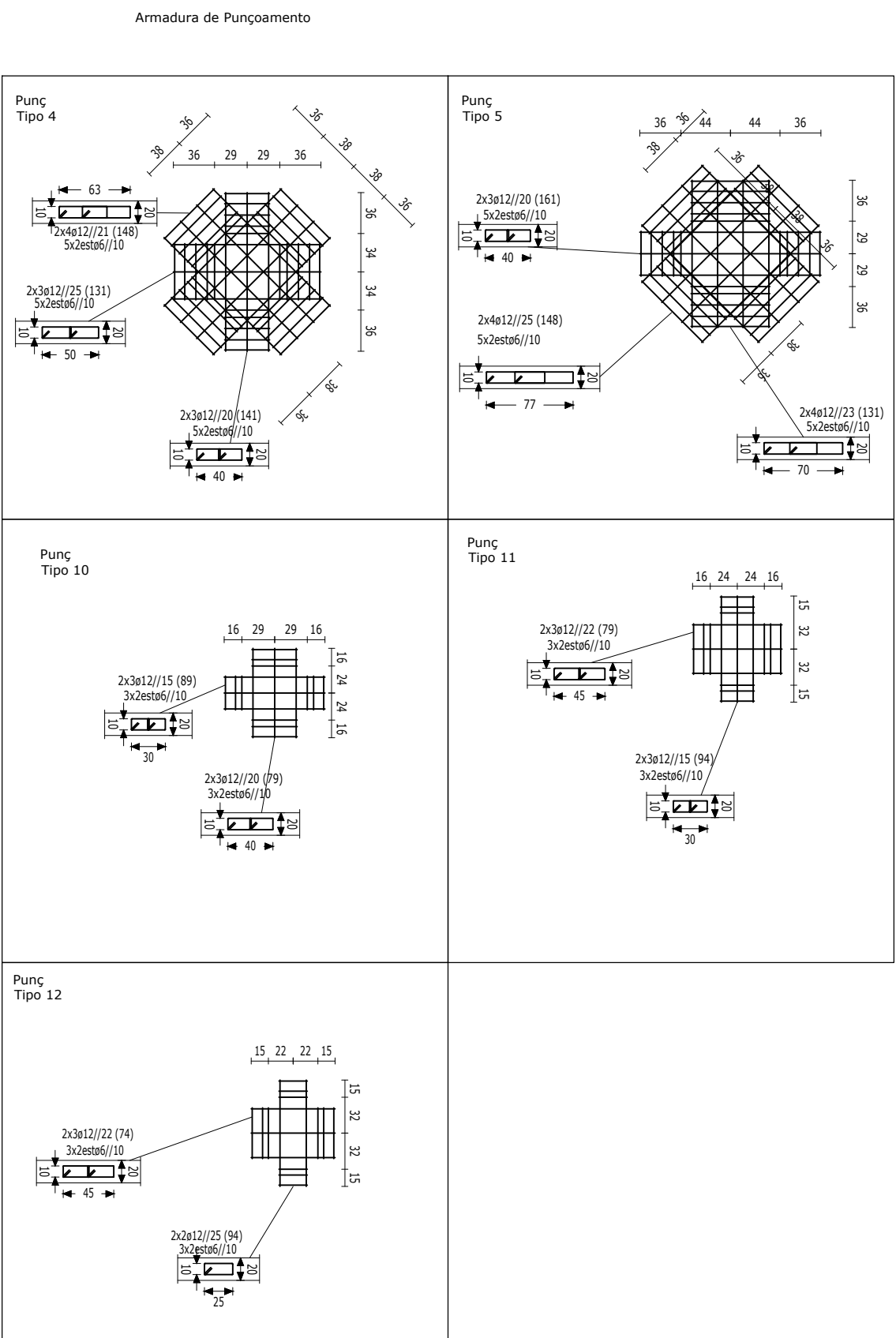
ESCALA:
1/20

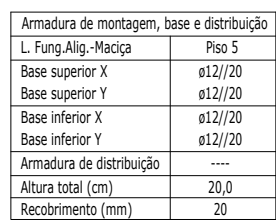
DESENHO Nº:



Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung. Alg. - MACiA	Piso 4
Base superior X	a12/20
Base superior Y	a12/20
Base inferior X	a12/20
Base inferior Y	a12/20
Armadura de distribuição	
Altura total (cm)	20,0
Recobrimento (mm)	20

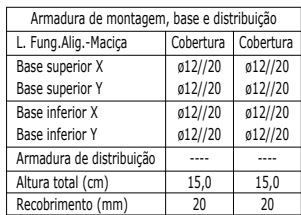
LEGENDA DOS FILARES (B)	
	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Mudança de secção





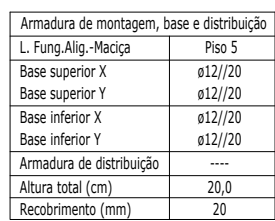
LEGENDA DOS PILARES (B)

	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Mudança de seção

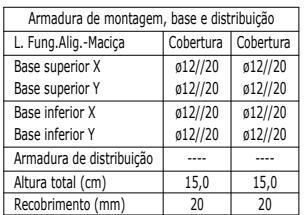


LEGENDA DOS FILARES (B)

	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Mudança de secção



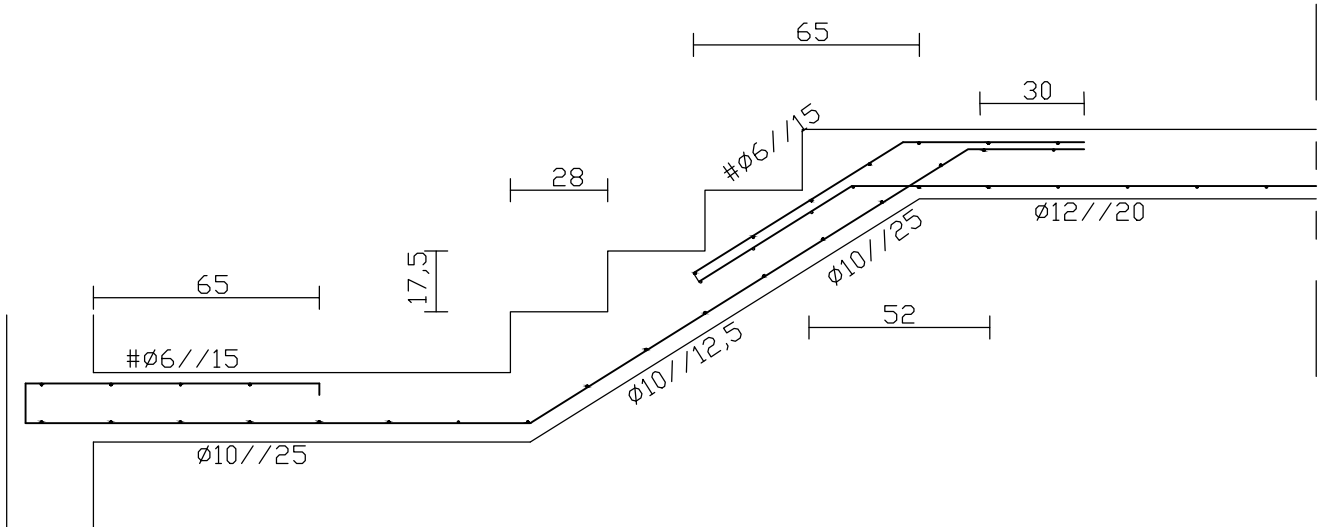
LEGENDA DOS PILARES (B)	
	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Mudança de secção



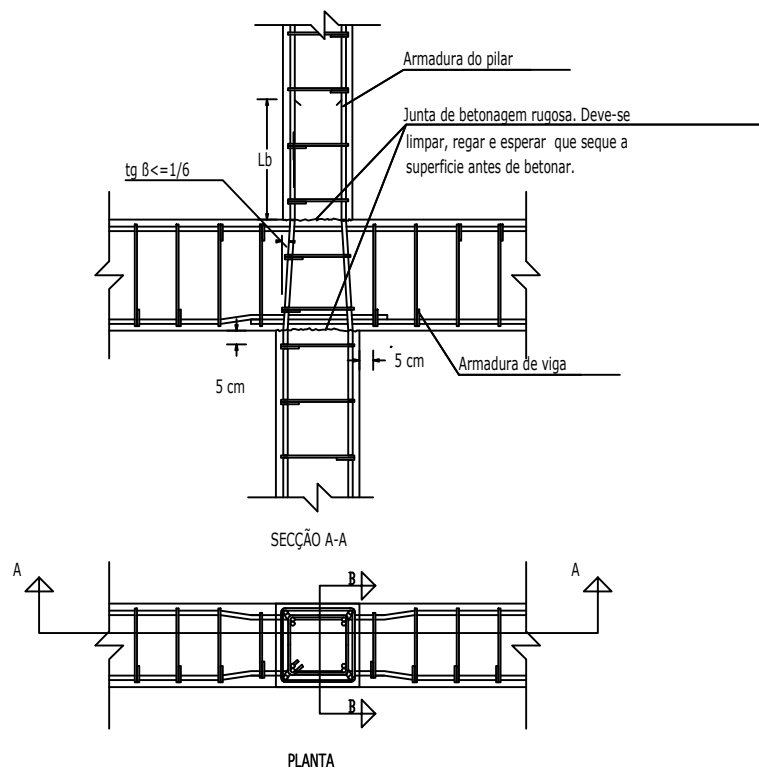
LEGENDA DOS PILARES (B)

	Pilar que chega
	Pilar que nasce
	Pilar que passa
	Mudança de secção

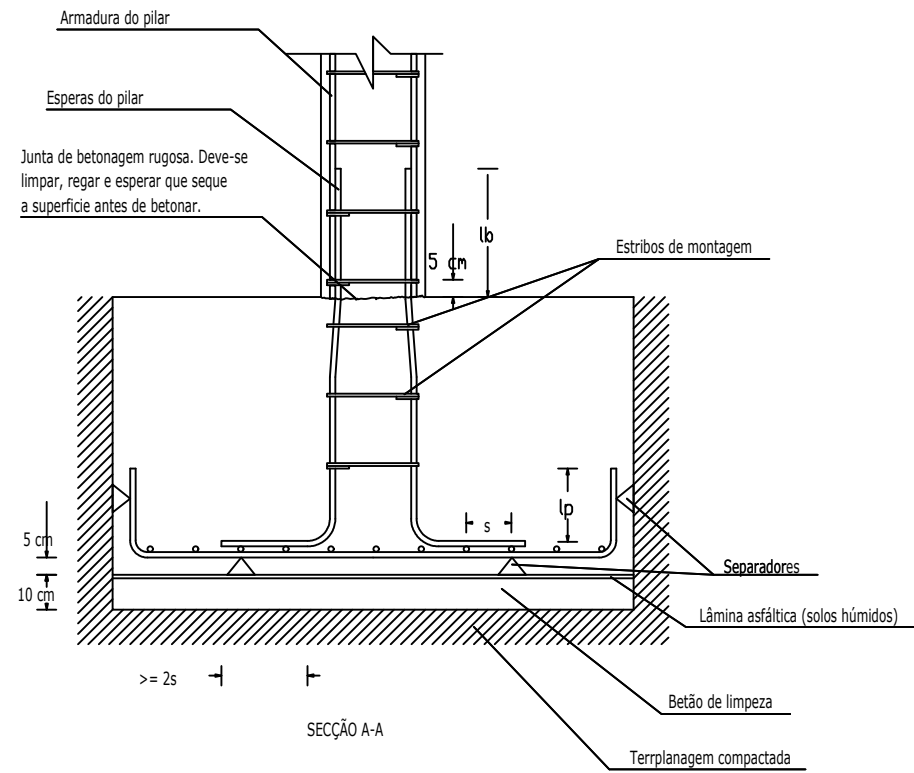
Pormenor da laje de escadas



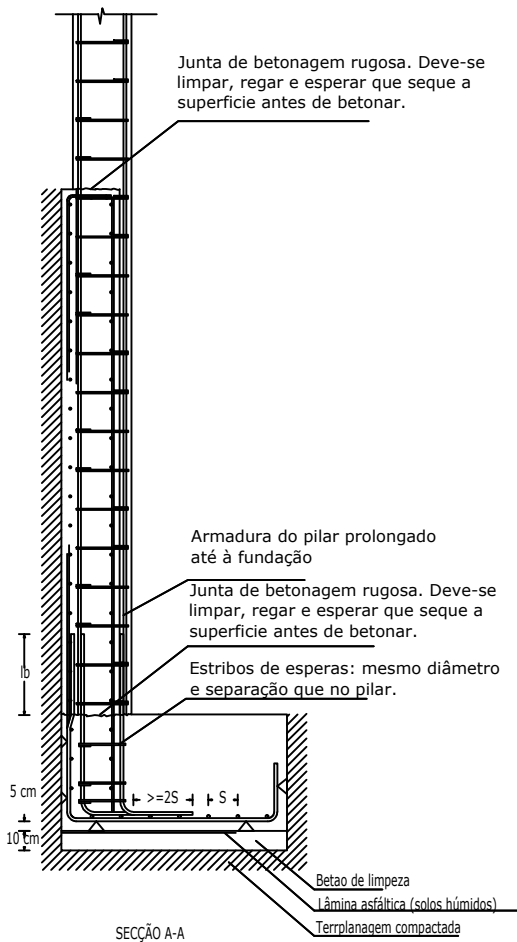
Pormenor da ligação viga-pilar



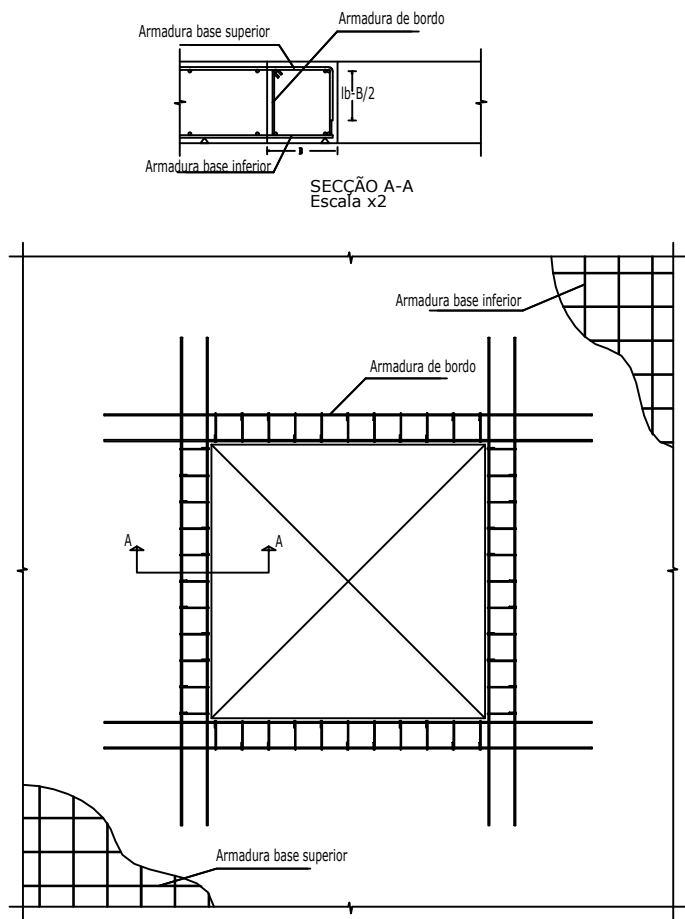
Pormenor da ligação sapata isolada - pilar centrado



Pormenor do muro com pilar embutido desde a sapata



Pormenor de abertura em laje fungiforme maciça



 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	
CURSO: 2º Ciclo de Mestrado em Engenharia Civil UNIDADE CURRICULAR: Tese de Mestrado PROJETO: Projeto Estrutural de um Edifício Multifamiliar ANO LECTIVO: 2024/2025	
DOCENTE: Prof. Dr. Jorge Andrade DISCENTE: Marisa Duarte - M 13111	DATA: Junho 2025 ESCALA: s/escala DESENHO Nº: 41
TIPO DE PROJETO: Estabilidade de um Bloco Habitacional - Covilhã DESIGNAÇÃO: Pormenorização da laje de escadas e elementos estruturais	