



Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Coletiva e Comércio

CRISTIANO PEREIRA BARROSO

Outubro de 2023

PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO COLETIVA E COMÉRCIO

CRISTIANO PEREIRA BARROSO

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Isabel Maria Alvim Teles.

SETEMBRO DE 2023

Eu, Cristiano Pereira Barroso, estudante nº1080210 do Mestrado de Estruturas em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Projeto de Estabilidade de um Edifício Multifamiliar e Comércio” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

ISEP, Porto, 2023/10/20

Cristiano Pereira Barroso

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xix
CAPÍTULO 1 Arquitetura e Conceção Estrutural	1
CAPÍTULO 2 Pré-Dimensionamento	11
CAPÍTULO 3 Lajes Fungiformes	53
CAPÍTULO 4 Análise e Dimensionamento	59
CAPÍTULO 5 Considerações Finais.....	115
Referências Bibliográficas	117
Anexos	119
Anexo I – Projeto de Arquitetura	121
Anexo II – Projeto Estrutural	123
Anexo III – Memória de Cálculo da Viga 40.....	125
Anexo IV – Memória de Calculo do Pilar P19	127
Anexo V – Verificação de Segurança do muro M4.....	129

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo a realização de um projeto de estabilidade estrutural em betão armado, no âmbito da disciplina DIPRE (Projeto).

O tema escolhido serve para evidenciar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso de engenharia civil, especialmente os obtidos nas unidades curriculares referentes ao ramo de estruturas.

Serve também para o estudo e a utilização de programas informáticos de cálculo de estruturas de modo a permitir a aquisição de competências que se esperam de grande utilidade no desenvolvimento na atividade de projetista no corrente mercado de trabalho.

O trabalho em causa refere-se a um projeto de estabilidade estrutural de um edifício de habitação coletiva e comércio, situado na freguesia e concelho de Vila do Conde, tendo sido desenvolvido recorrendo às funcionalidades do programa de cálculo automático CYPE sob orientação da Eng^a. Isabel Maria Alvim Teles.

Todas as fases de execução deste projeto foram acompanhadas desde a análise da arquitetura até à elaboração das peças desenhadas, consultando para o efeito os regulamentos europeus nomeadamente os Eurocódigos 1 e 2.

As peças desenhadas que constituem o projeto encontram-se anexas a este processo na secção respetiva.

Palavras-chave: Projeto, estabilidade, CYPE, edifício, multifamiliar, comércio, eurocódigo.

ABSTRACT

The present work aims to carry out a structural stability project in reinforced concrete, within the scope of the DIPRE discipline (Dissertation).

The theme chosen serves to highlight the knowledge acquired throughout the civil engineering course, especially those obtained in the curricular units related to the field of structures.

It also serves for the study and use of computer software for calculating structures in order to allow the acquisition of skills that are expected to be of great use in the development of the designer's activity in the labor market.

The work in question refers to a structural stability project for a collective housing and commercial building, located in the parish and council of Vila do Conde, having been developed using the functionalities of the automatic calculation program “CYPE” under the guidance of Eng. Isabel Maria Alvim Teles.

All phases of the execution of this project were monitored, from the analysis of the architecture to the preparation of the designed parts, consulting for this purpose the European regulations, namely Eurocodes 1 and 2.

The drawings that make up the project in total are attached to this process in the respective section.

Keywords: Project, stability, CYPE, building, multifamily, shops, Eurocode.

AGRADECIMENTOS

A execução deste trabalho foi extensa e exaustiva não só da minha parte pessoal e profissional como também de todos os presentes na envolvimento do meu dia-a-dia. Os agradecimentos partem para todos os que direta ou indiretamente ajudaram nos conselhos, nos ensinamentos e na motivação ao longo do meu percurso académico e no desenvolvimento desta dissertação. Posto isto deixo um terno agradecimento à minha família, Jorge, Maria Olinda e à Ana que me acompanharam sempre neste trajeto académico que nem sempre foi fácil, à minha namorada Eva que acompanhou e suportou-me até altas horas noturnas neste percurso e ao meu grupo de amigos, já engenheiros, que sempre estiveram ao meu lado: António Guedes, Fábio Miranda, Gabriel Saramago, Luís Coelho, Sérgio Ramos, Ivan Sousa e por fim com uma nota para Felipe Simões, Fábio Nunes e o Sr. Fonte Boa com quem aprendi a ser melhor nos momentos mais críticos. Agradeço à Eng^a. Isabel Teles pela sua tutoria e conselhos prestados que arrecadei nas suas sessões de esclarecimento e intervenções no projeto. Agradeço também à Prazo Engenharia Lda. e à Urbanpolis Lda. pelo tempo e sabedoria prestados durante as reuniões. Sem estas ligações a conclusão deste trabalho não seria possível. A todos muito obrigado!

Ao Sr. Fonte Boa, quem com uma “categoria de classe” tive o prazer de aprender a trabalhar.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1 – Arquitetura e Conceção Estrutural	1
1.1 Enquadramento do Projeto	1
1.2 Arquitetura.....	3
1.3 Conceção Estrutural.....	5
1.4 Regulamentação	8
Capítulo 2 - Pré-Dimensionamento	10
2.1 Introdução.....	11
2.2 Ações.....	11
2.2.1 Ações Permanentes	12
2.2.2 Ações Variáveis.....	23
2.2.3 Vento	25
2.2.4 Neve.....	33
2.2.5 Ação Sísmica	33
2.3 Pré-Dimensionamento das Lajes	40
2.4 Pré-Dimensionamento de Vigas	44
2.5 Pilares e Paredes Estruturais da Cave.....	48
2.6 Impulso de Terras	49
Capítulo 3 – Lajes Fungiformes	52
3.1 Lajes Aligeiradas Fungiformes de Cofragem Perdida e Cofragem Recuperável	53
3.1.1 Cofragem Perdida.....	54
3.1.2 Cofragem recuperável	55
3.2 Lajes Fungiformes Maciças	56
3.3 Estudo das Lajes no Projeto de Estabilidade	57

3.3.1	Laje nervurada: Fercanorte – Fungibloco	57
Capítulo 4 - Análise e Dimensionamento		59
4.1	Introdução ao Programa de Cálculo	59
4.2	Procedimento.....	60
4.3	Processamento de cálculo do CYPE	68
4.4	Dimensionamento da Viga – Estado Limite Último	70
4.4.1	Momento Fletor.....	70
4.4.2	Esforço Transverso.....	74
4.4.3	Verificação dos Estados Limite de Serviço: Fendilhação	78
4.4.4	Verificação dos Estados Limite Serviço: Deformação.....	82
4.5	Dimensionamento das Lajes – Estado Limite Último.....	84
4.5.1	Armaduras Longitudinais.....	85
4.5.2	Armaduras Transversais.....	85
4.5.3	Soluções de Armaduras da Laje LM1	86
4.5.4	Deformação	88
4.6	Dimensionamento de Pilares – Estado Limite Último	88
4.6.1	Verificação das disposições relativas às armaduras e à dimensão da secção (EC2- Art.9.5)	89
4.6.2	Verificação da distância livre s_b da armadura longitudinal (EC2 – Art. 8.2)	90
4.6.3	Verificação do diâmetro dos varões longitudinais (EC2 – Art. 9.5.2)	90
4.6.4	Verificação da distância s_b da armadura transversal (EC2 – Art. 8.2).....	91
4.6.5	Verificação do espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar (EC2- Art. 9.5.3)	91
4.6.6	Verificação do diâmetro das armaduras transversais (EC2 – Art. 9.5.3)	92
4.6.7	Verificação da armadura mínima e máxima (EC2 – Art. 9.5.2).....	92
4.6.8	Verificação do Estado Limite de resistência face a solicitações normais – combinações não sísmicas (EC2 – Art. 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)	93
4.7	Verificação de Segurança – Muros, Paredes e Sapatas	107

4.7.1	Muros e Paredes.....	107
4.7.2	Sapatas.....	111
4.8	Uniformização das armaduras e secções em projeto – impacto em obra	113
	Capítulo 5 - Considerações Finais	115
	Anexos	119
	Anexo I – Projeto de Arquitetura.....	121
	Anexo II – Projeto Estrutural.....	123
	Anexo III – Memória de Cálculo da Viga 40	125
	Anexo IV – Memória de Calculo do Pilar P19	127
	Anexo V – Verificação de Segurança do muro M4	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Localização do edificado com referência á cidade de Vila do conde - fonte: Google Maps.....	1
Figura 1.2 - Acesso do edificado às vias de comunicação - fonte: Google Maps.....	2
Figura 1.3 - Construção de laje fungiforme - fonte: FORMA Z.....	2
Figura 1.4 - Identificação das diferentes plantas de arquitetura por piso.....	3
Figura 1.5 - Projeto de Arquitetura - Alçado frontal do edificado.....	4
Figura 1.6 - Modificação das paredes resistentes da caixa de escadas e caixa de elevadores.....	6
Figura 1.7 - Localização do pilar recomendado no piso do rés-do-chão.....	7
Figura 1.8 - Localização do pilar recomendado nos pisos habitacionais superiores.....	7
Figura 1.9 - Limitação de altura da viga e de laje pela instalação de caixa de estores.....	8
Figura 2.1 - Constituintes do revestimento exterior e interior da laje de cobertura.....	12
Figura 2.2 - Corte da parede exterior que compõe o edificado.....	14
Figura 2.3 - Corte da parede interior do edificado.....	15
Figura 2.4 - Janela de edição de grupos com as sobrecargas e as cargas permanentes inseridas.....	17
Figura 2.5 – a) Lanço LEsc1 entre a cave e o rés-do-chão composto pelos degraus 01 a 17; b) Lanço LEsc2 composto pelos degraus 01 a 06; c) Lanço LEsc3 composto pelos degraus 10 a 12.....	18
Figura 2.6 - Diagramas de esforço do Peso Próprio e da Sobrecarga do lanço LEsc1.....	19
Figura 2.7 - Diagramas de esforço do Peso Próprio e da Sobrecarga do lanço de escadas LEsc2.....	20
Figura 2.8 - Diagramas de esforço do Peso Próprio e da Sobrecarga do lanço de escadas LEsc3.....	21
Figura 2.9 - Representação da aplicação das cargas lineares dos lanços de escadas.....	22
Figura 2.10 - Cargas lineares aplicadas na caixa de escadas no piso rés-do-chão e pisos superiores, respetivamente.....	23
Figura 2.11 - Carga superficial aplicada na laje de cobertura acima da caixa de elevador.....	23

Figura 2.12 - Tabela de categorização das sobrecargas disponibilizada pelo Eurocódigo 2.	24
Figura 2.13 - Tabela de quantificação das sobrecargas segundo as categorias de utilização - Eurocódigo 2.	24
Figura 2.14 - Tabela de categorização das coberturas segundo o Eurocódigo 2.	25
Figura 2.15 - Plataforma SkyCiv configurada para a localização do edificado.	26
Figura 2.16 - Dados do terreno facultados pela plataforma SkyCiv.	26
Figura 2.17 - Altura de referência z_e em função de h e b e correspondente perfil de pressão dinâmica.	28
Figura 2.18 - Zonas em paredes verticais.	31
Figura 2.19 - Representação das falhas limitantes das placas tectónicas no Oceano Atlântico - fonte: Vortexmag.com	34
Figura 2.20 – Ação sísmica em Portugal Continental consoante o tipo de sismo – fonte: Graitec.com....	35
Figura 2.21 - Quadro de configuração de parâmetros da ação sísmica do CYPE.	36
Figura 2.22 - Folha de Espectros de Resposta Horizontais para análise linear.	39
Figura 2.23 Tabela do coeficiente K tendo em conta o sistema estrutural - Eurocódigo 2.	41
Figura 2.24 - Tabela de pré-dimensionamento de lajes maciças.	43
Figura 2.25 - Interface do programa INORBEL para dimensionamento das lajes aligeiradas.	44
Figura 2.26 - Esquema de distribuição de vigas segundo a sua localização.	47
Figura 2.27 - Tabela de dimensionamento de vigas para estrutura composta por lajes aligeiradas.	48
Figura 2.28 - Corte do edifício na zona do muro da cave.	49
Figura 2.29 - Carga do impulso de terras nas paredes da cave.	51
Figura 2.30 - Carga do impulso de terras no teto da cave.	51
Figura 3.1 - a) Lajes aligeiradas fungiformes de cofragem perdida. b) Lajes aligeiradas fungiformes de cofragem recuperável. Fonte: PREVICON.	53
Figura 3.2 - Aplicação de cofragens perdidas de polipropileno - Fonte: archiexpo.com	55
Figura 3.3 - Sistema de cofragem recuperável plana - Fonte: Samicofra.com.....	56
Figura 3.4 - Dimensões do bloco modelo Fb/25C da FERNACORTE - Fonte: FERCANORTE.	57
Figura 4.1 - Interface de dados gerais da obra do CYPE.	60
Figura 4.2 - Painel de edição de grupos do CYPE.	61

Figura 4.3 - Janela de edição de grupos do CYPE.	61
Figura 4.4 - Plataforma de gestão de vistas de máscaras do CYPE.	62
Figura 4.5 - Painel de introdução de pilar do CYPE.	63
Figura 4.6 - Painel de introdução de muros de betão armado no CYPE.	63
Figura 4.7 - Painel de introdução de vigas do CYPE.	64
Figura 4.8 - Painel de gestão de lajes do CYPE.	65
Figura 4.9 - Interface de introdução de sapatas de fundação dos pilares e muros de betão armado.	65
Figura 4.10 – Painel de introdução de lanços de escadas no CYPE. Modelo 3D do resultado final.....	66
Figura 4.11 - Cargas lineares e superficiais introduzidas no modelo estrutural.	67
Figura 4.12 - Organograma do cálculo automático das soluções apresentadas pelo CYPE.....	68
Figura 4.13 - Tabela de armaduras para pilares.....	69
Figura 4.14 - Diagrama envolvente dos momentos de cálculo atuantes na viga 40.....	72
Figura 4.15 - Solução de armadura resistente aos esforços atuantes na viga 40 proposta pelo programa CYPE.	73
Figura 4.16 - Gráficos de áreas de armaduras da viga 40.	74
Figura 4.17 - Gráfico do esforço transversal atuante na viga 40.	76
Figura 4.18 - Gráfico de armadura distribuída resistente ao esforço transversal.	78
Figura 4.19 - Quadro de verificações de fendilhação para a Viga 40 do CYPE.....	82
Figura 4.20 - Cálculo da flecha ativa da viga 40 a partir do instante "3meses" para a combinação de ações Quase Permanentes pelo CYPE.....	84
Figura 4.21 - Cálculo da flecha total da viga 40 a prazo infinito para a combinação de ações Quase Permanentes pelo CYPE.	84
Figura 4.22 - Disposição das armaduras longitudinais superiores da laje LM1 calculado pelo CYPE.	86
Figura 4.23 - Disposição da armadura transversal superior da laje LM1 calculada pelo CYPE.	87
Figura 4.24 - Uniformização da grelha de armaduras inferiores da laje maciça LM1.....	87
Figura 4.25 - Flecha instantânea da laje LM1.....	88
Figura 4.26 - Dados Gerais do pilar P19 apresentados pelo CYPE na listagem completa.....	89
Figura 4.27 - Verificação da distância livre s_b da armadura longitudinal do pilar P19.....	90

Figura 4.28 - Verificação da distância livre s_b da armadura transversal do pilar P19.	91
Figura 4.29 - Verificação do espaçamento das armaduras transversais $s_{cl,max}$ do pilar P19.	92
Figura 4.30 - Verificação da armadura máxima e mínima do pilar P19 pelo CYPE.	93
Figura 4.31 - Diagramas de momentos fletores e de esforços cortantes.	96
Figura 4.32 - Tipos de encurvadura dispostos no Eurocódigo 2.....	98
Figura 4.33 - Gráficos representativos da fluência do betão a tempo infinito segundo a sua resistência.	103
Figura 4.34 - Tensões na secção do pilar P19.....	105
Figura 4.35 - Painel de edição de armaduras dos muros - parede da caixa de elevadores.	108
Figura 4.36 - Painel de edição de armaduras dos muros - Muro limítrofe M4.	109
Figura 4.37 - Painel de análise dos esforços atuantes no muro limítrofe.	110
Figura 4.38 - Listagem de armaduras do muro M4 e respetivo fator de cumprimento.	110
Figura 4.39 - Listagem dos esforços atuantes no muro M4.	111
Figura 4.40 - Painel de edição de sapata de fundação do muro M4 - sapata contínua.	111
Figura 4.41 - Listagem das verificações quanto aos esforços máximos nas duas direções do muro M4.	112
Figura 4.42 - Painel de edição de sapata de fundação, visualização em 3D das armaduras do muro M4.	113

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 - Cargas dos materiais que compõem os revestimentos da cobertura.....	13
Tabela 2-2 - Cargas dos materiais que compõem os revestimentos dos pisos habitacionais e do rés-do-chão.....	13
Tabela 2-3 - Cargas dos materiais que compõem as paredes exteriores dos pisos superiores.....	14
Tabela 2-4 - Cargas dos materiais que compõem as paredes interiores do rés-do-chão.	15
Tabela 2-5 - Cargas dos materiais que compõem as paredes exteriores do piso do rés-do-chão.....	16
Tabela 2-6 - Cargas dos materiais que compõem as paredes interiores do rés-do-chão.	17
Tabela 2-7 - Cargas aplicadas nas lajes de escadas de acesso do edifício.	19
Tabela 2-8 - Cargas lineares aplicadas na caixa de escadas.	21
Tabela 2-9 - Valores recomendados pelo Eurocódigo 1 dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular	31
Tabela 2-10 - Tabela do coeficiente q_0 do modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes - Eurocódigo 8.	36
Tabela 2-11 - Valores de K consoante o sistema estrutural aplicado.	41
Tabela 4-1 - Cargas lineares e superficiais introduzidas no modelo	67
Tabela 4-2 - Tabela das características da viga P11-P9 do piso da cobertura.....	70
Tabela 4-3 - Valores W_{max} recomendados pelo Eurocódigo 2.....	81
Tabela 4-4 - Resultantes de compressões no betão, compressões e trações no aço, assim como as excentricidades nas direções X e Y.	105

CAPÍTULO 1

ARQUITETURA E CONCEÇÃO ESTRUTURAL

1.1 ENQUADRAMENTO DO PROJETO

Durante a disciplina de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do Mestrado de Estruturas de Engenharia Civil foi realizado um projeto que se apresenta neste documento. Em causa esteve o estudo de um edifício de habitação multifamiliar e comércios localizado na freguesia e concelho de Vila do Conde, orientado e supervisionado pela Eng. Isabel Maria Alvim Teles. O objetivo fundamental foi a aplicação dos conhecimentos evidenciados ao longo do curso, adquirindo novas formas para acompanhar todas as etapas do projeto usando algumas ferramentas informáticas habituais disponíveis que normalmente fazem parte dos gabinetes de engenharia civil.

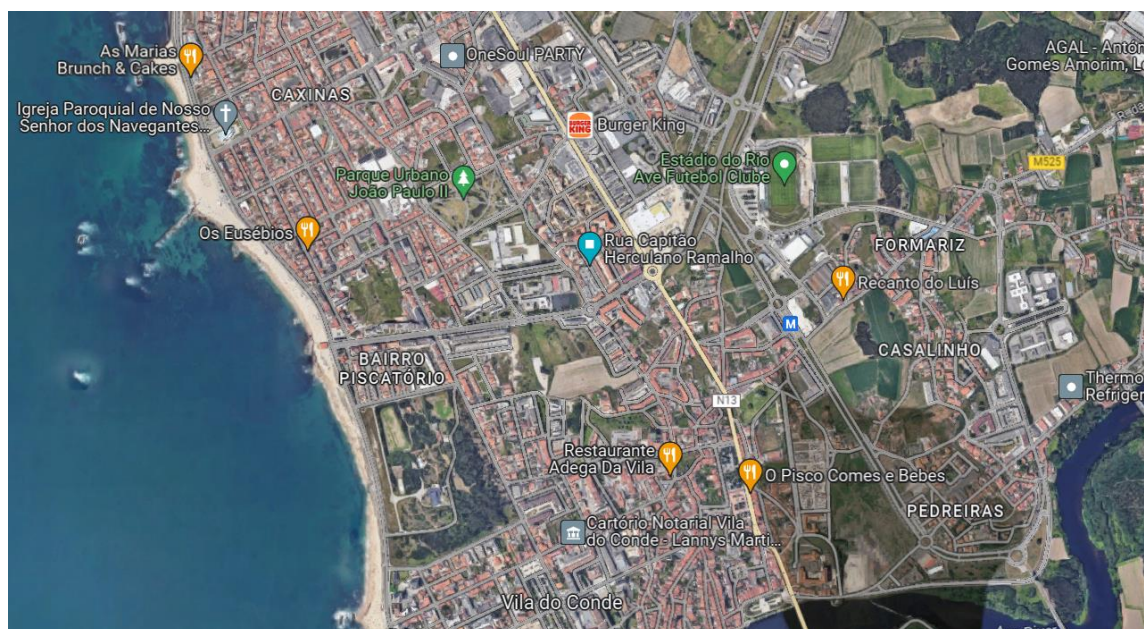


Figura 1.1 - Localização do edificadocom referência á cidade de Vila do conde - fonte: Google Maps.



Figura 1.2 - Acesso do edificado às vias de comunicação - fonte: Google Maps.

Os desenhos referentes ao projeto de arquitetura foram fornecidos em formato digital compatível com o AUTOCAD e o programa de modelagem e cálculo de estruturas utilizado foi o CYPE. Este último programa tem um papel crucial na atividade de projetista de estabilidade, permitindo a simulação e determinação do comportamento das estruturas e a sua reação às diferentes solicitações, possibilitando a otimização das respetivas soluções. Existem outros programas de cálculo automático que são utilizados para o mesmo fim como o ROBOT Structural Analysis da Autodesk. No entanto, devido ao desenvolvimento contínuo e à maior versatilidade de utilização do CYPE, este evidencia um maior proveito da sua funcionalidade apresentando resultados demonstrativos em formato de projeto e memória de cálculo.

Na conceção deste projeto académico, foram experimentadas várias soluções estruturais, nomeadamente nos diversos tipos de lajes possíveis de aplicar ao longo dos pisos:

- Laje de fundação (utilizada na fundação da caixa de escadas e caixa de elevadores);
- Lajes aligeiradas fungiformes de cofragem perdida e recuperável;
- Lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas;
- Lajes maciças.



Figura 1.3 - Construção de laje fungiforme - fonte: FORMA Z.

1.2 ARQUITETURA

Na base deste trabalho correspondente ao projeto de estabilidade, esteve um projeto de arquitetura de um edifício de habitação coletiva e comércio.

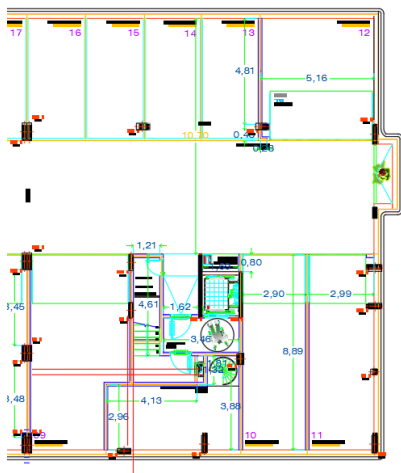
O edifício (Entrada 3) com cércea de rés-do-chão e quatro pisos pertence a um conjunto de 3 edifícios e é constituído por:

Acima do solo:

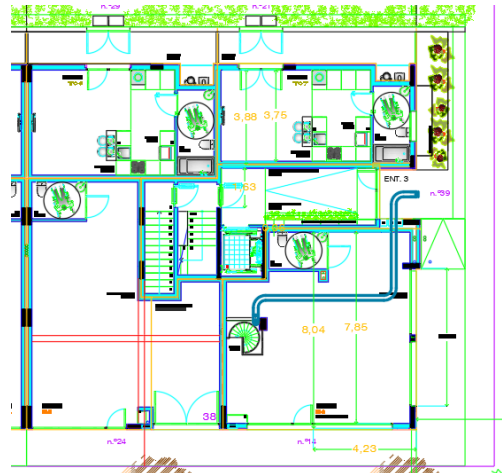
- Rés-do-chão – 2 estabelecimentos comerciais e 2 habitações T0;
- 1º; 2º; 3º e 4º andares – 1 habitação do tipo T2 e 1 habitação do tipo T3.

Abaixo do solo:

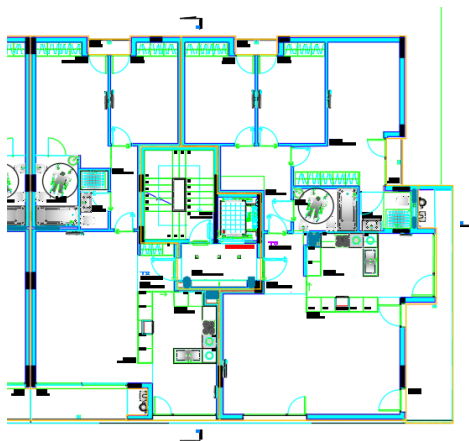
- Cave – 4 espaços de estacionamento e 4 garagens individuais.



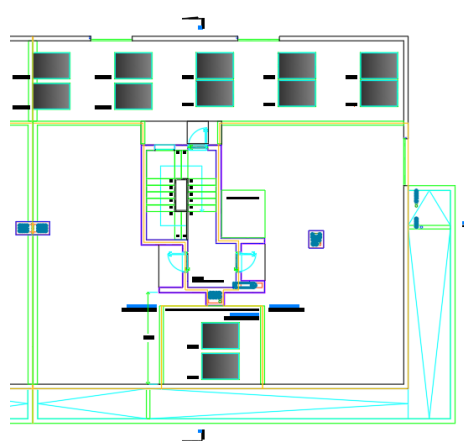
a) Planta de arquitetura da cave



b) Planta de arquitetura do rés-do-chão.



c) Planta de arquitetura dos pisos 1 a 5.



d) Planta de arquitetura da cobertura.

Figura 1.4 - Identificação das diferentes plantas de arquitetura por piso.

Esta fase de construção do edifício (Entrada 3) tem acesso à via pública pelas entradas ao nível do rés-do-chão dos dois espaços comerciais, as duas habitações do tipo T0 e a entrada coletiva designada pelo algarismo 3.

As áreas supramencionadas foram efetuadas segundo o Decreto-Lei n.º 555/99, de 16 de dezembro, na sua atual redação, o RGEU e os Instrumentos de Planeamento Territorial em vigor, nomeadamente o PDM do município de Vila do Conde.

Áreas de construção:

- Abaixo do solo: 320 m²;
- Acima do solo: 1389 m²;
- Total de construção: 1709 m²;
- Implantação: 332 m².

Anexa-se a este documento o respetivo projeto de arquitetura, constituído por plantas, alçados e cortes.

A análise aprofundada deste projeto permitiu com a segurança devida a escolha das melhores soluções estruturais a adotar.



Figura 1.5 - Projeto de Arquitetura - Alçado frontal do edificado.

1.3 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

A conceção estrutural inicia-se pela escolha do tipo de materiais a serem tratados em projeto que mais se adequam ao edificado apresentado em projeto assim como a sua funcionalidade. A estrutura do edifício será dimensionada com betão C30/37 e aço S500 que se propõem como materiais correntes para edifícios com esta dimensão não sendo expressamente necessário a utilização destas classes de resistência de betão e aço.

Após conhecimento e análise rigorosa do projeto de arquitetura, seus condicionalismos e especificidades, partiu-se para a conceção estrutural do edifício em causa. Desta forma será necessário realizar uma análise crítica à estrutura sugerida pelo arquiteto (autor do projeto), verificar as incongruências encontradas e promover o diálogo sobre a possibilidade de modificação de certos elementos estruturais e suas características. Sendo objeto de estudo a utilização de programas de cálculo automático e a utilização de várias lajes como solução de aplicação neste tipo de edifícios multifamiliares, deverá ter-se em atenção que este tipo de execução (utilização conjunta de vários tipos de laje) nunca seria aplicado num contexto somente profissional a não ser que existisse motivo para tal.

As várias opções estruturais tiveram em conta, dentro das possibilidades, os seguintes pressupostos:

- Valorização e reconhecimento escrupuloso pela arquitetura apresentada;
- Seleção criteriosa a adotar nos diversos vãos para os elementos estruturais tendo em consideração as suas condicionantes;
- Otimização das soluções estruturais encontradas a fim de garantir valores económicos globais mais vantajosos;
- Obediência concreta e integral dos regulamentos em vigor e dos critérios de segurança de forma a obter um ótimo comportamento estrutural de todos os elementos em jogo;
- Adoção de soluções estruturais correntes, de simples execução por forma a mitigar o custo de execução da obra.

Devido às características do edifício relativamente à simetria em planta e em altura, segundo o Eurocódigo 8 considerou-se uma estrutura de betão armado regular de modo a resistir às cargas sísmicas.

A cave encontra-se totalmente enterrada em três frentes relativamente ao nível do solo, dando a outra frente continuidade ao estacionamento de veículos total do edifício. As três paredes de suporte ou de contenção de terras, serão executadas em betão armado.

O posicionamento e redimensionamento dos pilares propostos, mereceu grande atenção para tentar-se minimizar a possibilidade de obstrução de acesso e circulação dos espaços.

Assim:

- As paredes estruturais que compõem a caixa de escadas e a caixa de elevadores encontravam-se descritas com apenas 15 cm de espessura, tendo, devido à dimensão do edifício e à sua função, sido reajustadas para 25 cm para permitir tanto uma boa execução como a funcionalidade deste elemento estrutural. Esta alteração apenas implicará a deslocação da caixa de elevadores em 6 cm para nordeste, não colidindo com a legislação vigente para o efeito arquitetónico.

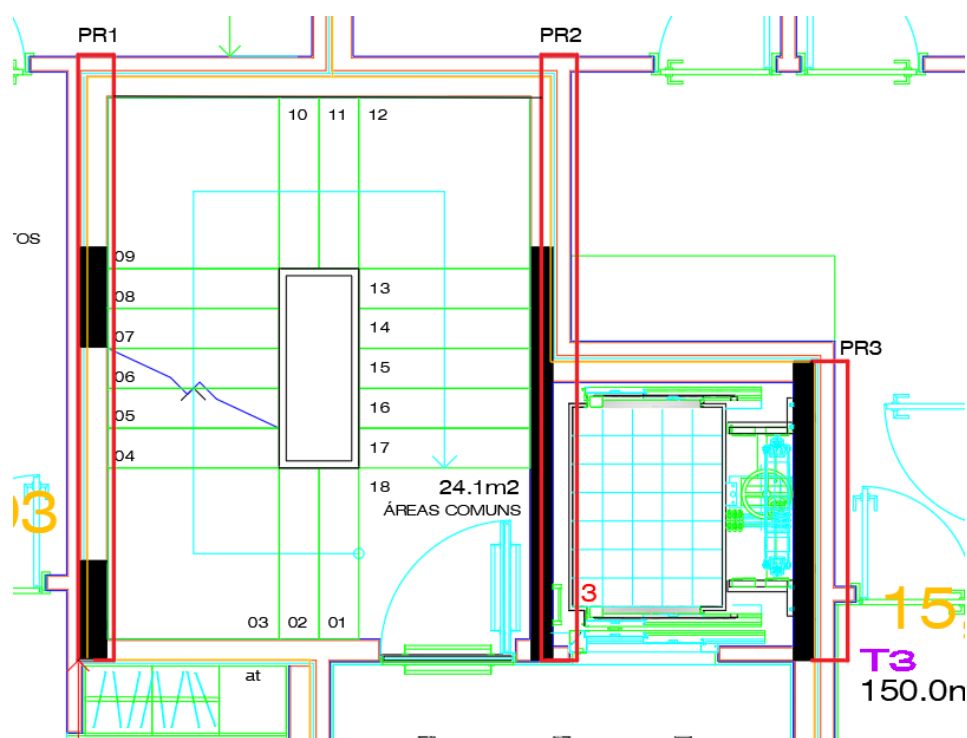


Figura 1.6 - Modificação das paredes resistentes da caixa de escadas e caixa de elevadores.

- Colocação de um pilar de secção 25x25 a 2.30 metros da parede resistente PR1 da caixa escadas, na cave, embutido numa parede de um acesso comum, não ocupando nenhum espaço privado dos condóminos nem incomodando a circulação de pessoas e veículos. Em relação aos pisos superiores e ao nível dos espaços habitacionais, encontra-se no interior de um armário de despensa. Ao nível do rés-do-chão encontra-se à vista no espaço comercial proporcionando ao proprietário da fração condições decorativas apropriadas.

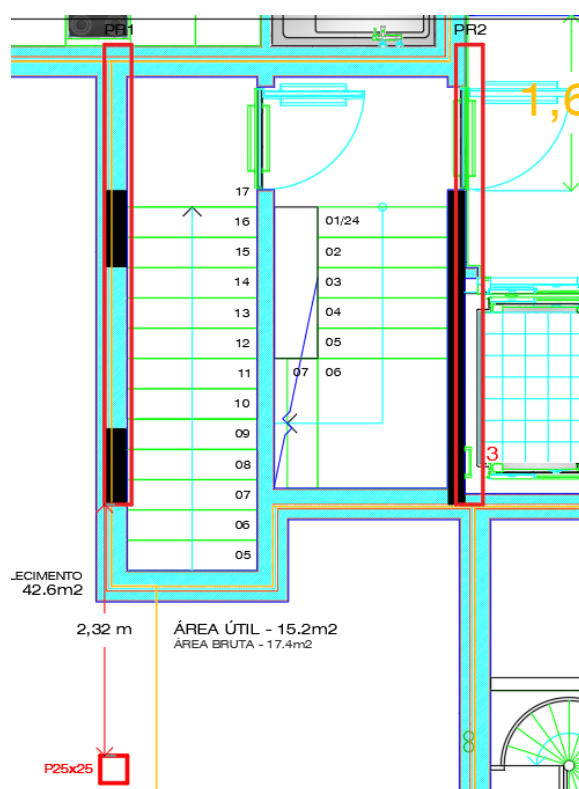


Figura 1.7 - Localização do pilar recomendado no piso do rés-do-chão.

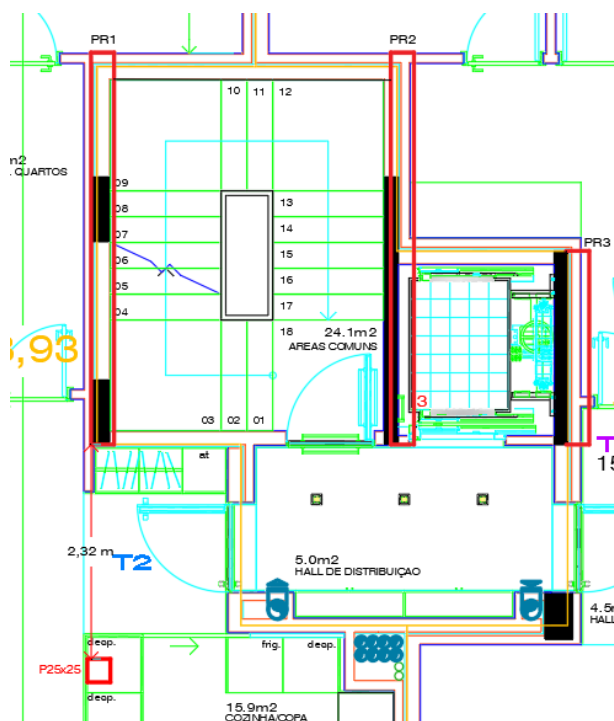


Figura 1.8 - Localização do pilar recomendado nos pisos habitacionais superiores.

A distribuição das vigas foi pensada e efetuada considerando as condicionantes apresentadas pela arquitetura tendo especial relevância as seguintes:

- Verificação da altura de vigas que se apresentam condicionadas no alinhamento limítrofe do edifício, mas também se encontram inseridas no pavimento interior em parte do seu comprimento;
- Verificação da altura entre a face superior do caixilho da janela e a face inferior da viga para compatibilização com instalação da caixa de estores preconizada no projeto de arquitetura. Em jeito de observação, não existe nenhum corte que exponha a constituição das paredes recuadas e a disposição da caixa de estores, sendo necessário recorrer a um outro corte do edificado e generalizar essa mesma solução para todos os vãos envidraçados dos pisos superiores.

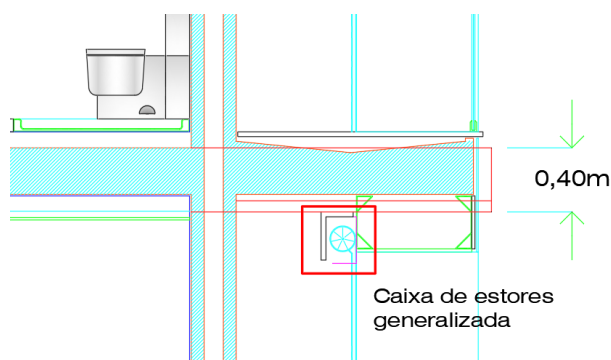


Figura 1.9 - Limitação de altura da viga e de laje pela instalação de caixa de estores.

1.4 REGULAMENTAÇÃO

Os cálculos e verificações para o desenvolvimento deste documento contam com a aplicação dos regulamentos, normas e tabelas que se encontram em vigor em Portugal, nomeadamente:

- NP EN 1990, 2009 Eurocódigo 0: Base para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1 Eurocódigo 1: Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúnicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- NP EN 1991-1-1 Eurocódigo 1: Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais – Acção do vento;
- NP EN 1997-1 Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico
- NP EN 1998-1 Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras Gerais, acções sísmicas e regras para edifícios;

Foram tidos em conta outros documentos de apoio à engenharia como o caderno de exemplos práticos CYPECAD, as Tabelas Técnicas e as Tabelas e Ábacos. Para além disso foi consultada alguma regulamentação já não em vigor mas utilizada durante o percurso académico tal como:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

CAPÍTULO 2

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

2.1 INTRODUÇÃO

Na sequência da definição encontrada para a solução estrutural, realizou-se um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, de forma a obter-se as dimensões que poderão satisfazer as condições de segurança permitindo verificar o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Utilização (ou de Serviço - ELS). No pré-dimensionamento foram consideradas as condições desafiantes existentes no projeto de arquitetura, tais como a altura máxima de vigas de modo a permitir a execução dos pormenores de fachada, introdução de tetos falsos, colocação de caixa de estores e posicionamento de pilares e paredes.

A fase do pré-dimensionamento é de importância maior, pelo facto de se encontrar a convergência com mais celeridade para a solução estrutural ideal. Um pré-dimensionamento estudado e executado ao pormenor, proporciona melhor facilidade na fase posterior de dimensionamento e verificação das soluções encontradas.

2.2 AÇÕES

O cálculo das ações é uma etapa essencial no projeto estrutural, pois considera todas as variantes interessantes para o cálculo das cargas a que uma estrutura se encontra sujeita ao longo da sua vida útil segundo o Eurocódigo 1. Este estabelece um conjunto de normas europeias para o projeto de estruturas, fornece diretrizes detalhadas sobre o cálculo e a consideração das ações permanentes e variáveis para cada tipo de estrutura. O pré-dimensionamento tem em conta as ações que devem ser consideradas no dimensionamento e verificação de estruturas e como são classificadas de acordo com o Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais. Estas ações são classificadas em relação ao tempo de atuação, ao local e ao seu ponto de aplicação. As ações que atuam na estrutura variam ao longo do tempo e são divididas nos três grupos seguintes:

- Ações permanentes (G) como peso próprio da estrutura e equipamentos fixos;

- Ações variáveis (Q) como sobrecargas de pessoas, veículos ou vento;
- Ações acidentais (A) como explosões ou impactos de veículos.

Nestas categorias é importante considerar certas ações como as deformações impostas, a ação do peso da neve e as ações sísmicas que podem ser consideradas permanentes (G) ou variáveis (Q) respetivamente, dependendo do local da estrutura. As ações relacionadas com a água podem ser classificadas como permanentes e/ou variáveis, dependendo do seu comportamento ao longo do tempo. Existem também outras classificações que tem como base a sua origem – assumindo-se como diretas ou indiretas, a variação da sua área de aplicação considerando-se fixas ou livres e a sua natureza e/ou resposta estrutural, podendo ser estática ou dinâmica.

2.2.1 Ações Permanentes

De acordo com o Eurocódigo 0, as ações permanentes (G) são cargas que têm um efeito permanente na estrutura ao longo de toda a sua vida útil. São consideradas ações permanentes como o peso próprio dos elementos da estrutura, bem como os elementos construtivos que compõem o edifício como paredes, pavimentos, coberturas ou outros equipamentos que permanecem na estrutura. O estudo destas ações é elaborado com base nas descrições técnicas impostas pela memória descritiva deste projeto assim como alguns pormenores que são tidos em conta na análise do projeto. Recorreu-se também às Tabelas Técnicas, ao Eurocódigo 1 e Eurocódigo 2 para descrever alguns dos elementos acima referidos. Seguem-se as várias áreas onde foram analisadas as cargas permanentes e a sua quantificação.

2.2.1.1 Cobertura

A cobertura apresenta-se no projeto constituída por laje com impermeabilização e isolamento térmico em tela dupla, roofmate com 5 cm de espessura e 4 cm de placa tipo FESCO (isolamento). Serão instalados painéis solares termodinâmicos (1 por cada fração) no topo do edifício, que devido ao seu peso reduzido será desconsiderado na quantificação das ações permanentes a que a cobertura se encontra sujeita.

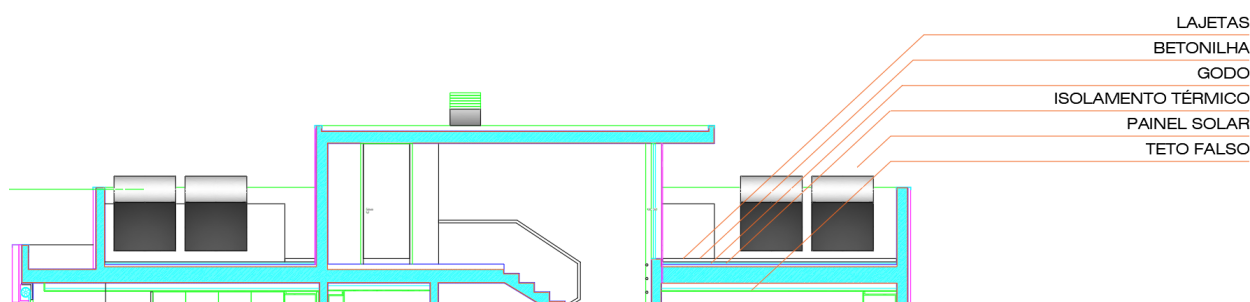


Figura 2.1 - Constituintes do revestimento exterior e interior da laje de cobertura.

Tabela 2-1 - Cargas dos materiais que compõem os revestimentos da cobertura.

Descrição	Espessura	Peso Volúmico (kN/m ³)	Carga (kN/m ²)
Lajetas em betão corrente	0.06	24	1.44
Godo	0.10	17	1.7
Isolamento térmico	-	-	0.04
Pendentes em betonilha	0.10	20	2
Teto Falso	0.015	-	0.015
Total	5.20 kN/m ²		

2.2.1.2 Pisos habitacionais e do rés-do-chão

Os pisos superiores são compostos por betonilha com 0,10m de altura, revestimento em vinílico e painéis cerâmicos dependendo da área da habitação. Na face inferior do piso vê-se aplicado o teto falso. Apresenta-se assim o quadro da quantificação de ações permanentes dos pisos habitacionais.

Tabela 2-2 - Cargas dos materiais que compõem os revestimentos dos pisos habitacionais e do rés-do-chão.

Descrição	Espessura (m)	Peso Volúmico (kN/m ³)	Carga (kN/m ²)
Pavimento cerâmico	0.05	-	0.7
Betonilha	0.10	20	2
Teto Falso	0.015	-	0.015
Total	2.72 kN/m ²		

2.2.1.3 Paredes Exteriores e Interiores.

As paredes exteriores são compostas por tijolo com 0,19m de largura, rebocados e estucados pelo interior, com sistema ETICS e placas COVERLAM nas zonas indicadas. O programa de cálculo automático CYPE permite a inserção das cargas das paredes exteriores como cargas lineares atuando no plano da estrutura. Por forma a permitir a utilização deste conceito em cima das vigas exteriores, as cargas das

paredes exteriores serão calculadas em kN/m. Seguem-se as tabelas de quantificação de peso de cada tipo de parede.

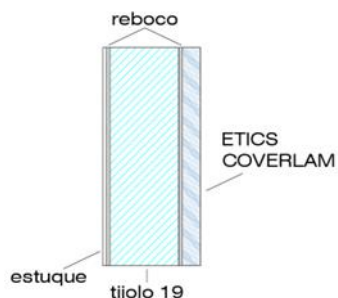


Figura 2.2 - Corte da parede exterior que compõe o edifício.

Tabela 2-3 - Cargas dos materiais que compõem as paredes exteriores dos pisos superiores.

Paredes Exteriores				
Descrição	Espessura (m)	Altura (m)	Peso Volumico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
Estuque	0.01	2.75	12	0.33
Tijolo 0,19	0.19	2.75	12	6.27
Reboco duas faces	0.02	2.75	21	1.155
Rev. COVERLAM (ETICS)	-	-	-	0.26
Total	8.0 kN/m			

Em relação às paredes exteriores, devido à existência de vãos de janela e de portadas, a este valor de carga total será subtraído uma percentagem de 20%, sendo o valor final da carga a ser utilizado de 6.4 kN/m.

No caso das paredes interiores, estas são compostas por tijolo 0,11m, rebocadas e estucadas nas duas faces. Existem já valores que estão normalizados nas Tabelas Técnicas para vários tipos de paredes, com várias composições e características, pelo que será adotado um conjunto pré-calculado de alvenaria de tijolo com 0,15 de largura e rebocado nas duas faces. As paredes interiores assim como o enchimento e revestimento dos pisos, são suportados pelas lajes da estrutura, sendo os valores correspondentes às suas ações permanentes adicionados ao peso próprio das lajes de suporte. Desta forma, a quantificação é elaborada em kN/m² para permitir que a utilização desses valores seja direta na aplicação dos programas de cálculo de lajes utilizados no pré-dimensionamento. Apresenta-se em seguida, a tabela de quantificação das ações permanentes das paredes interiores.

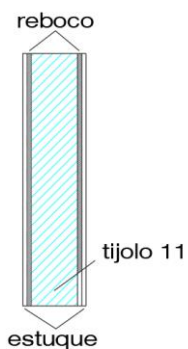


Figura 2.3 - Corte da parede interior do edificado.

Tabela 2-4 - Cargas dos materiais que compõem as paredes interiores do rés-do-chão.

Paredes Interiores			
Descrição	Altura (m)	Peso (kN/m ²)	Carga (kN/m ²)
Parede de tijolo com 0,15 de espessura e reboco nas duas faces	2.75	1.8	4.95

No que diz respeito às paredes interiores ou paredes divisórias, o Eurocódigo 1 apenas se refere às paredes divisórias amovíveis. No ponto 8 do capítulo 6.3.1.2, o mesmo explicita que as cargas das paredes divisórias podem ser consideradas cargas uniformemente distribuídas, q_k , desde que o pavimento permita uma distribuição eficaz das cargas aplicadas. Essa carga uniformemente distribuída depende do peso próprio das divisórias, tomando os seguintes valores:

- Para divisórias amovíveis com um peso próprio ≤ 1.0 kN/m de comprimento de parede:

$$q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

- Para divisórias amovíveis com um peso próprio > 1.0 kN/m e ≤ 2.0 kN/m de comprimento de parede: $q_k = 0.8 \text{ kN/m}^2$

- Para divisórias amovíveis com um peso próprio > 2.0 kN/m e ≤ 3.0 kN/m de comprimento de parede: $q_k = 1.2 \text{ kN/m}^2$

O Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes explicita no Art.º 15 do Capítulo III que em edifícios cujos pavimentos possuam constituição que garanta uma distribuição eficaz das cargas, o peso das paredes divisórias poderá assimilar-se a uma carga permanente uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por metro quadrado obtidos pelas percentagens do peso de uma faixa de parede com o comprimento de 1m e altura igual à altura da parede, dependendo do tipo de compartimento a que pertence o pavimento. No caso de compartimentos destinados a utilização de carácter privado (habitação) a percentagem é de 40%.

Aplicando este critério, o valor da carga a utilizar nas ações permanentes das paredes interiores será 2 kN/m².

2.2.1.4 Rés-do-Chão e Cave

Os materiais construtivos a utilizar nestes pavimentos serão os mesmos a utilizar nos pisos superiores. No entanto, como referido antes, o rés do chão será utilizado como zona comercial. Esta característica arquitetónica confere um pé direito maior que nos restantes pisos, resultando numa maior carga das paredes divisórias e paredes exteriores assim como uma sobrecarga maior a que as lajes estão sujeitas. Segue a tabela de quantificação de cargas para o piso referido das suas paredes interiores e exteriores.

Tabela 2-5 - Cargas dos materiais que compõem as paredes exteriores do piso do rés-do-chão.

Paredes Exteriores				
Descrição	Espessura (m)	Altura (m)	Peso Volumico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
Estuque	0.01	4.35	12	0.53
Tijolo 0,19	0.19	4.35	12	9.92
Reboco duas faces	0.02	4.35	21	1.83
Rev. COVERLAM (ETICS)	-	-	-	0.26
Total	12.54 kN/m			

Devido à existência de vãos de janela e de portadas, a este valor de carga total será subtraída uma percentagem de 20%, sendo o valor final da carga a ser utilizado de 10 kN/m.

Segue a quantificação de cargas das paredes interiores na tabela abaixo referida.

Tabela 2-6 - Cargas dos materiais que compõem as paredes interiores do rés-do-chão.

Paredes Interiores			
Descrição	Altura (m)	Peso (kN/m ²)	Carga (kN/m ²)
Parede de tijolo com 0,15 de espessura e reboco nas duas fa	4.35	1.8	7.83

O critério aplicado às paredes interiores dos pisos superiores será aplicado também no rés-do-chão. O valor de 40% das cargas das paredes interiores a aplicar nas lajes deste piso será de 3.2 kN/m².

Em relação à especificidade da laje térrea da cave, esta será tratada de forma independente da estrutura do edificado, sendo que as cargas e o peso próprio a que esta está sujeita suportadas pelo solo compactado na sua face inferior. Desta forma, tanto as ações como o seu dimensionamento não serão estudados neste projeto.

Os valores calculados nas tabelas acima referidas serão somados dentro da mesma categoria sendo inseridos na janela de edição de grupos do CYPE.

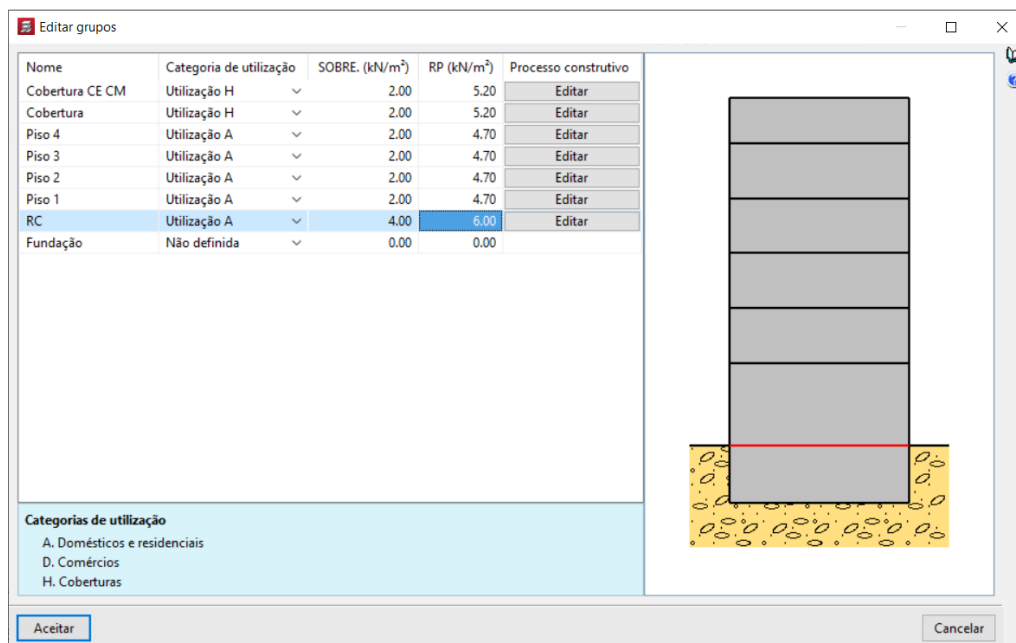


Figura 2.4 - Janela de edição de grupos com as sobrecargas e as cargas permanentes inseridas.

2.2.1.5 Caixa de Escadas e caixa de elevadores

O peso das escadas é calculado com os mesmos revestimentos que os colocados nos pavimentos das habitações, adotando o valor de 1.1 kN/m^2 . O projeto de arquitetura assume uma espessura de 0.19m para a altura dos degraus, no entanto como existe variação da altura de cada um ao longo da inclinação da laje, considerar-se-á uma altura constante de 0.10m e espessura de laje maciça 0.20m . Afirmando estas condições considera-se que o peso próprio dos degraus será calculado da seguinte forma:

$$PP_{\text{degraus}} = 25 \times 0.1 = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad (2.1)$$

A caixa de escadas não é regular em toda a sua altura, sendo mais alta no rés-do-chão e, por isso mesmo, havendo mais lanços de escada neste piso do que nos restantes superiores. Abaixo deste, existe apenas um lanço que conecta ao piso da cave. Estes lanços da caixa de escadas são calculados separadamente e apenas serão inseridos os seus pesos lineares no modelo da estrutura. Para isto foram calculados três tipos de lanços de escada: LEsc1, LEsc2 e LEsc3. Estes lanços serão estudados e calculadas as resultantes nos seus apoios para depois serem aplicados no modelo estrutural como cargas lineares. As resultantes não serão majoradas no cálculo manual pois já serão majoradas no projeto posteriormente.

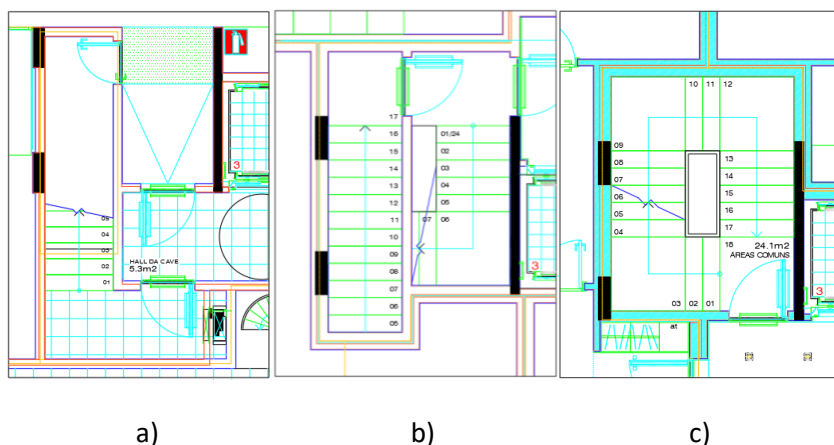


Figura 2.5 – a) Lanço LEsc1 entre a cave e o rés-do-chão composto pelos degraus 01 a 17; b) Lanço LEsc2 composto pelos degraus 01 a 06; c) Lanço LEsc3 composto pelos degraus 10 a 12.

Na primeira imagem verifica-se o início dos lanços de escada no pavimento da cave, sendo representado o mesmo lanço até ao rés do chão como é possível verificar na segunda imagem. Como o pé direito do rés do chão é maior que o dos restantes pisos superiores, a sua arquitetura apresenta um maior número de lanços (5 lanços até ao primeiro piso - 3 do tipo LEsc3 e 2 do tipo LEsc2), sendo depois este conjunto de

lanços do primeiro piso repetido até à cobertura (2 do tipo LEsc2 e 2 do tipo LEsc3), como se apresentam na terceira imagem. Seguem os cálculos das forças das escadas nos apoios.

$$PP_{Laje\ patamar} [kN/m] = 1.2 \times 0.2 \times 25 = 6 \text{ kN/m} \quad (2.2)$$

$$PP_{Lanço} [kN/m] = 1.2 \times 0.3 \times 25 = 9 \text{ kN/m} \quad (2.3)$$

Segundo o Eurocódigo 2 a sobrecarga a aplicar nos lanços de escadas é de 3 kN/m^2 , valor esse que para a largura de 1.2 m corresponde a uma carga linear de 3.6 kN/m . Por forma a dar seguimento ao uso de ferramentas informáticas para a obtenção de resultados, o cálculo das reações foi efetuado a partir do programa FTool. Apresenta-se abaixo a Tabela 3-7 com os valores das cargas distribuídas atuantes nos lanços de escadas e nos patamares e os gráficos resultantes da computação destes elementos no Ftool.

Tabela 2-7 - Cargas aplicadas nas lajes de escadas de acesso do edifício.

Tipo	Peso Próprio distribuído [kN/m]	Sobrecarga distribuída [kN/m]
Laje de Patamar	6	3.6
Laje de Degraus	9	3.6

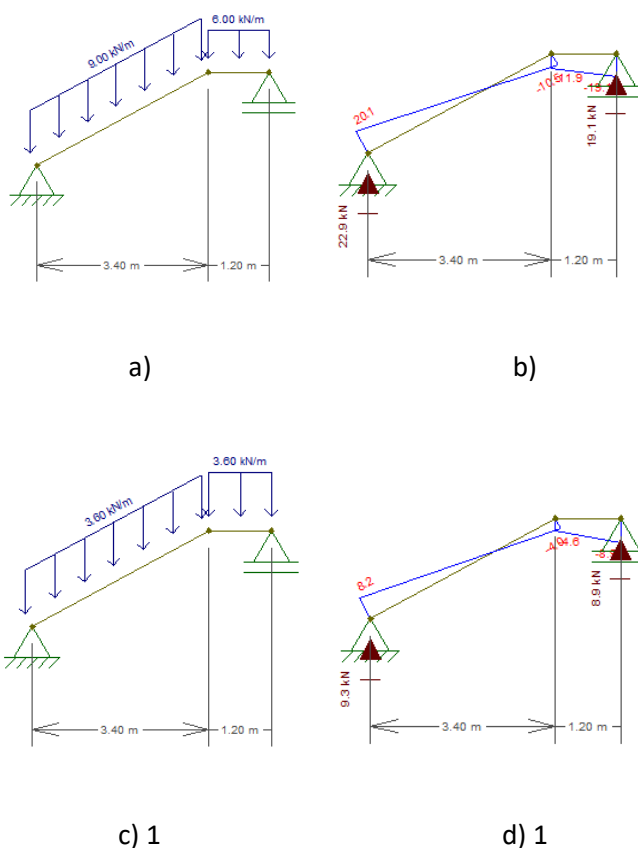


Figura 2.6 - Diagramas de esforço do Peso Próprio e da Sobrecarga do lanço LEsc1.

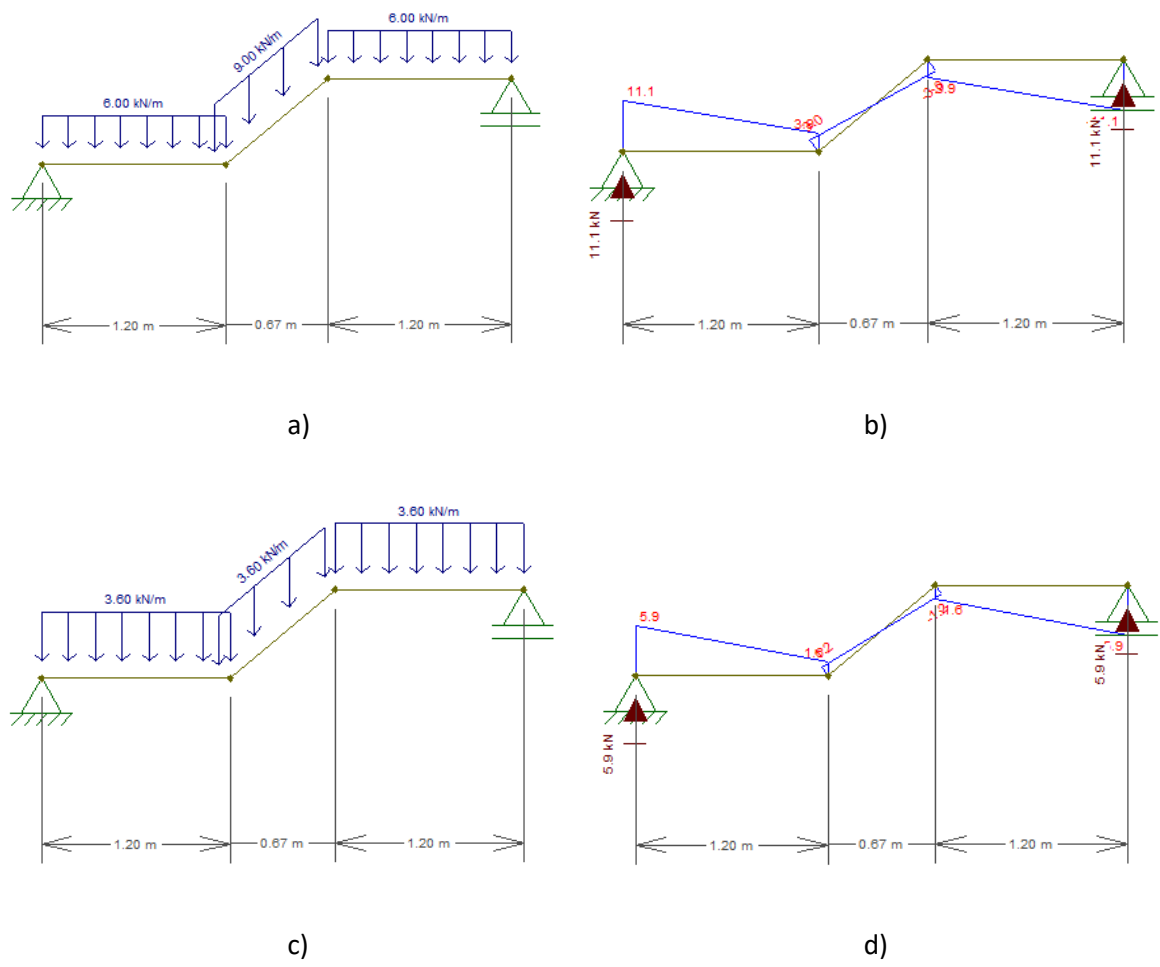
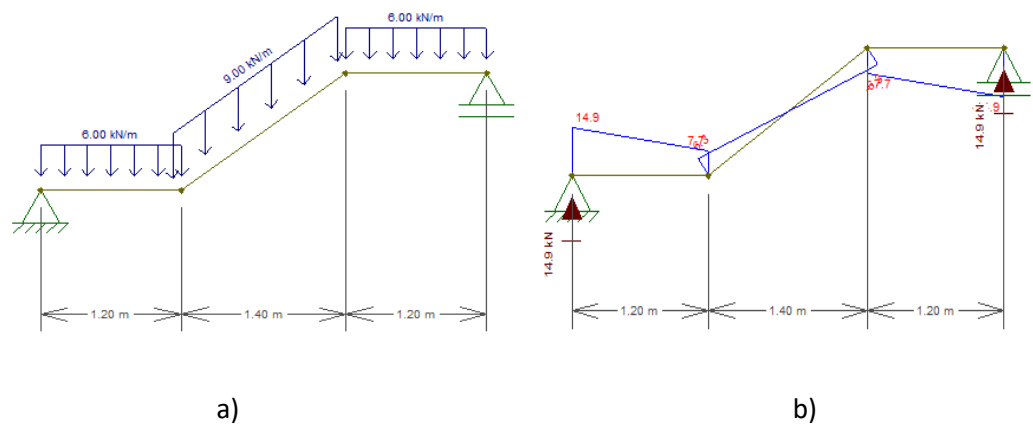


Figura 2.7 - Diagramas de esforço do Peso Próprio e da Sobrecarga do lanço de escadas LEsc2.



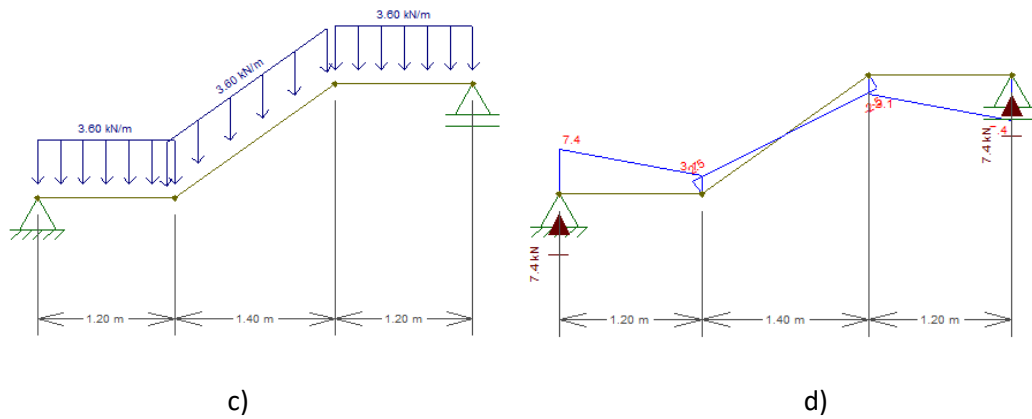


Figura 2.8 - Diagramas de esforço do Peso Próprio e da Sobrecarga do lanço de escadas LEsc3.

Estas reações estão declaradas como reações pontuais, as quais terão de ser consideradas lineares com 1.2m de comprimento devido ao tipo de apoio. Assim as cargas lineares a serem introduzidas no modelo apresentam-se na Tabela 2-8.

Tabela 2-8 - Cargas lineares aplicadas na caixa de escadas.

	Peso Próprio				Sobrecarga			
	R1 [kN]	CL1 [kN/m]	R2 [kN]	CL2 [kN/m]	R1 [kN]	CL1 [kN/m]	R2 [kN]	CL2 [kN/m]
LEsc1	22.9	19.1	19.1	15.9	9.3	7.8	8.9	7.5
LEsc2	11.1	9.3	11.1	9.3	5.9	4.9	5.9	4.9
LEsc3	14.9	12.5	14.9	12.5	7.4	6.2	7.4	6.2

Estas cargas lineares serão introduzidas em cada piso, cada uma na respetiva categoria de carga, sendo estas o resultado da soma das reações dos lanços de cada tipo, seja do peso próprio ou da sobrecarga aplicada. Na Figura 3.6 encontra-se representada a caixa de escadas com quatro conjuntos de setas por forma a compreender as várias cargas lineares a serem colocadas no modelo CYPE, piso a piso.

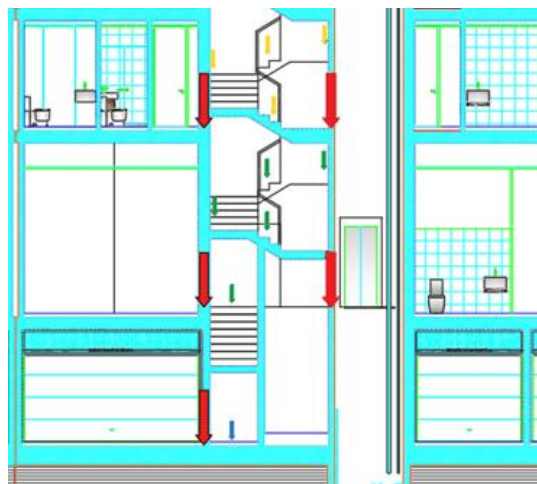


Figura 2.9 - Representação da aplicação das cargas lineares dos lanços de escadas.

Onde:

- Setas amarelas: Conjunto de cargas lineares dos lanços de escadas que serão aplicados num piso habitacional;
- Setas verdes: Conjunto de cargas lineares dos lanços de escadas que serão aplicados no piso comercial – rés-do-chão;
- Seta azul: Carga linear do lanço de escadas aplicada na fundação das escadas;
- Setas vermelhas: Resultante que representa o somatório do conjunto de cargas lineares acima deles aplicados. Como a carga do lanço LEsc1 aplica-se na laje térrea da cave, esta não será considerada.

O somatório nas paredes do piso de rés-do-chão, piso comercial, apresenta duas lajes LEsc3 na direção perpendicular da fachada do lado direito e uma laje LEsc3 no lado oposto. Na direção da fachada encontram-se armadas uma laje LEsc2 em cada um dos lados da caixa de escadas. Em relação aos pisos habitacionais serão armadas duas lajes LEsc2 na direção da fachada, uma em cada lado e na sua perpendicularidade duas lajes LEsc3, também com a mesma configuração e em lados opostos da caixa de escadas. Apresentam-se as cargas lineares no rés-do-chão e num andar habitacional.

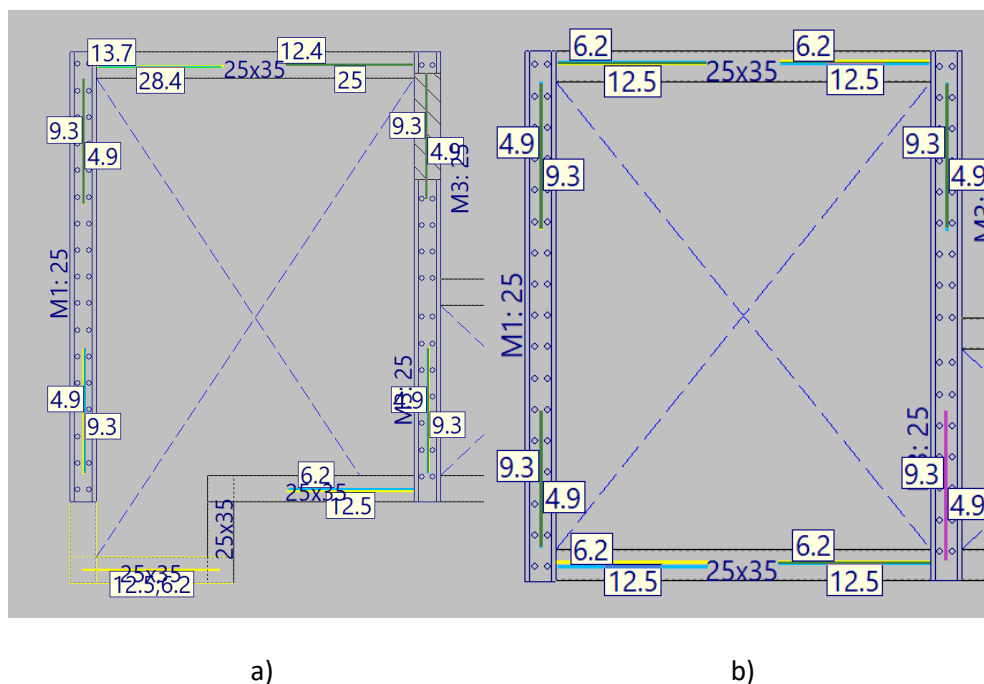


Figura 2.10 - Cargas lineares aplicadas na caixa de escadas no piso rés-do-chão e pisos superiores, respetivamente.

Foi aplicada também uma carga superficial adicional de 2 kN/m^2 na laje de cobertura da casa das máquinas acima caixa de elevador relativa ao peso do mecanismo do mesmo.

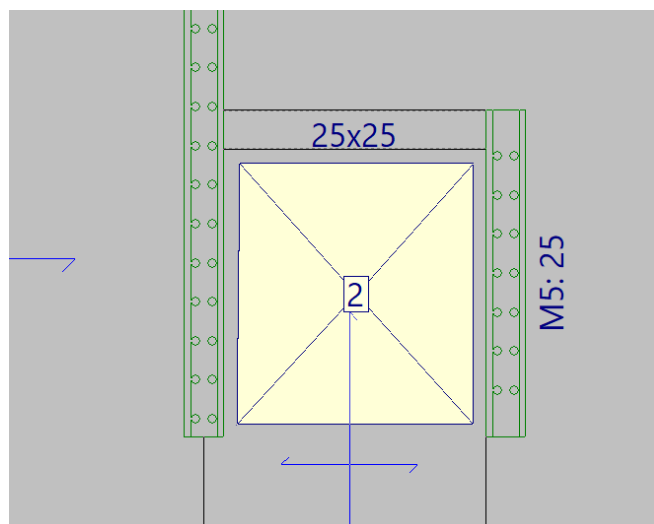


Figura 2.11 - Carga superficial aplicada na laje de cobertura acima da caixa de elevador.

2.2.2 Ações Variáveis

O Eurocódigo 0 (EN 1990) define as ações variáveis (Q) como todas as cargas que têm um efeito variável na estrutura ao longo de toda a sua vida útil. São consideradas ações variáveis como a ação da água, do vento, sísmicas e da sobrecarga mobilizada na estrutura.

2.2.2.1 Sobrecarga

Segundo o Eurocódigo 1, os valores das sobrecargas aplicadas encontram-se divididos por categorias conforme a função do pavimento onde são aplicadas. Apresenta-se nas figuras 2.12 e 2.13 o Quadro 6.1 onde se verifica a caracterização destas categorias e o Quadro NA 6.2 do Anexo Nacional que disponibiliza as cargas para cada categoria apresentada, respetivamente.

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) ¹⁾	C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções. C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera. C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio. C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos. C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso, plataformas ferroviárias.
D	Actividades comerciais	D1: Zonas de lojas em geral. D2: Zonas de grandes armazéns.
<i>1) Chama-se a atenção para 6.3.1.1(2), em particular para C4 e C5. Ver a EN 1990 quando for necessário considerar efeitos dinâmicos. Para a Categoria E, ver o Quadro 6.3.</i> NOTA 1: Dependendo das utilizações previstas, as zonas que seriam normalmente classificadas como C2, C3 e C4 poderão ser classificadas como C5 por decisão do dono de obra e/ou do Anexo Nacional. NOTA 2: O Anexo Nacional poderá estabelecer subcategorias para A, B, C1 a C5, D1 e D2. NOTA 3: Ver 6.3.2 para zonas de armazenamento ou de actividades industriais.		

Figura 2.12 - Tabela de categorização das sobrecargas disponibilizada pelo Eurocódigo 2.

Categorias de zonas carregadas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Pavimentos		
Categoria A	2,0	2,0
Categoria B	3,0	4,0
Categoria C		
C1	3,0	4,0
C2	4,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	7,0
C5	6,0	4,5
Categoria D		
D1	4,0	4,0
D2	5,0	6,0
Varandas	Ver a Nota 1	Ver a Nota 3
Escadas	Ver a Nota 2	Ver a Nota 3
NOTA 1: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito. NOTA 2: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m². NOTA 3: Deve adoptar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.		

Figura 2.13 - Tabela de quantificação das sobrecargas segundo as categorias de utilização - Eurocódigo 2.

Verifica-se assim que tanto os pisos superiores como parte do piso do rés do chão (zona posterior) correspondem a piso de habitação, pertencendo assim à Categoria A. Já a zona comercial do edifício pertence à Categoria D1 – zona de lojas em geral. Os pavimentos superiores encontram-se sujeitos a uma sobrecarga de 2 kN/m², sendo nas varandas aplicada uma carga de 5 kN/m² numa faixa de 1 metro de largura a partir do parapeito para o interior. As sobrecargas aplicadas à caixa de escadas são de 3 kN/m² e nas zonas comerciais do piso de rés-do-chão 4 kN/m².

As coberturas também são categorizadas conforme a sua acessibilidade e utilização. O Quadro 6.9 do Eurocódigo 1 que se apresenta na Figura 2.14 define essas categorias.

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Figura 2.14 - Tabela de categorização das coberturas segundo o Eurocódigo 2.

As coberturas do edifício são acessíveis pelos moradores do último piso, definindo-se assim pela categoria I. Esta classe encontra-se definida na nota (2) pelos Quadros 6.2, 6.4 e 6.8. sobrecargas para as coberturas da Categoria I, ou seja, assume os valores que os pavimentos de habitação regular 2kN/m².

2.2.3 Vento

Existem plataformas online que nos permitem calcular as cargas de vento mais utilizadas à escala internacional. O SkyCiv é um dos programas que está disponível através de software ou navegador para realizar esse processo, no entanto, carece de dados suficientes para fazê-lo na localização pretendida.

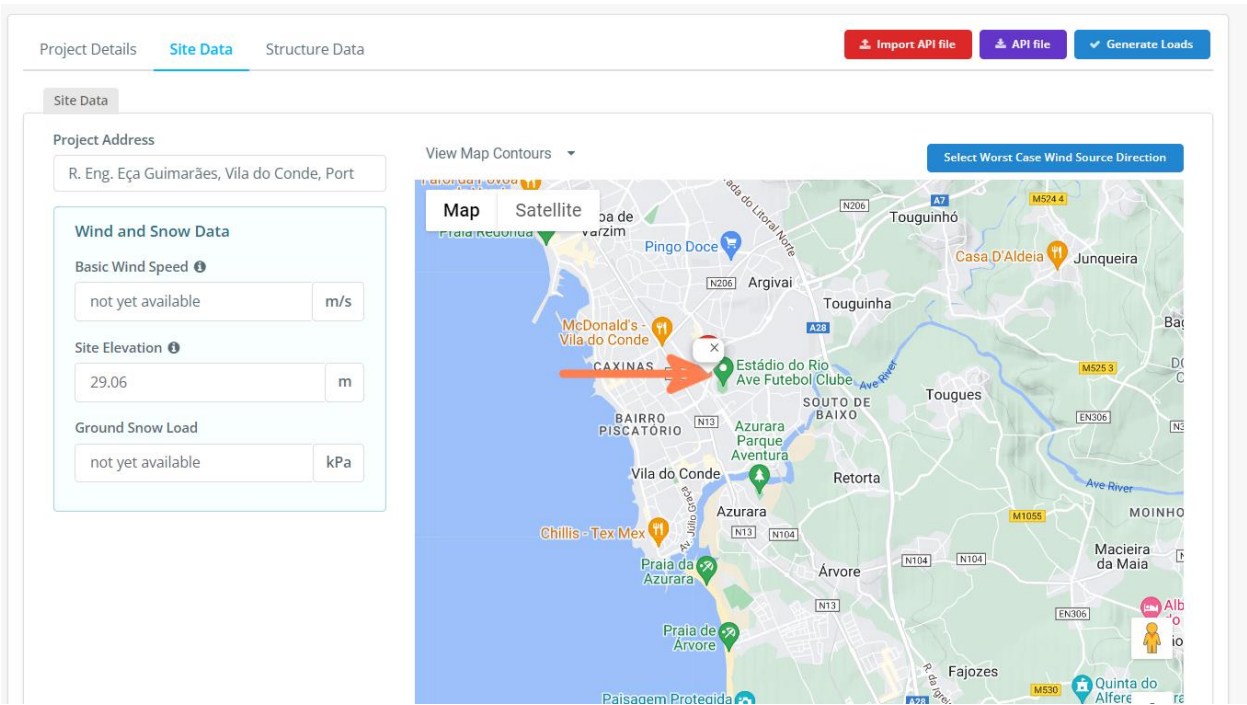


Figura 2.15 - Plataforma SkyCiv configurada para a localização do edifício.

Apesar da indisponibilidade de dados para o cálculo do vento, existem outros dados adicionais relacionados ao terreno local que nos permite analisar a elevação do terreno em relação ao nível do mar e o coeficiente de orografia c_o , como demonstra a figura seguinte.

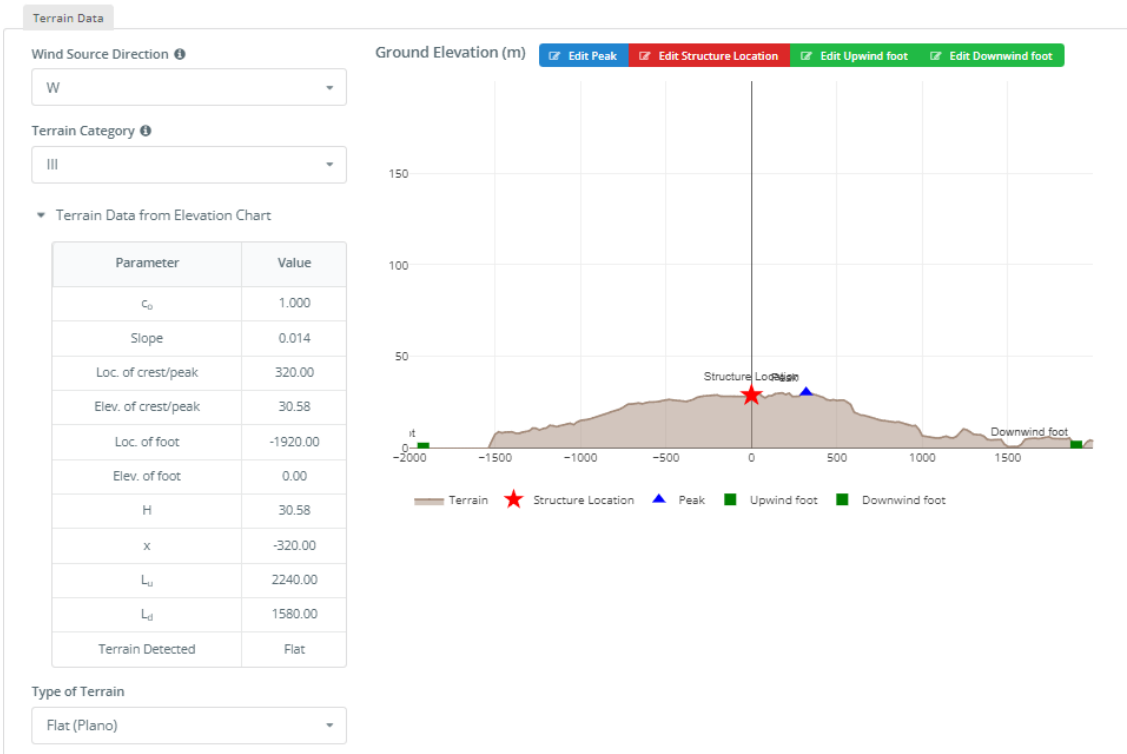


Figura 2.16 - Dados do terreno facultados pela plataforma SkyCiv.

Prosseguindo com o cálculo do vento segundo o Eurocódigo 1 Parte 1-4, a ação do vento aplicada numa estrutura é determinada através de um procedimento de cálculo que se baseia inicialmente na sua localização: a zona A ou zona B. A partir da atribuição desse zoneamento é elaborada a quantificação da ação do vento que depende de valores característicos como a velocidade do vento e da pressão dinâmica e de outros valores que dependem da rugosidade e orografia do terreno e da altura da estrutura. Este procedimento é apresentado a seguir no cálculo do vento.

- Escolha do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$.

O valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$ depende da escolha do tipo de localização do edificado, zona A ou zona B. A zona A engloba a generalidade do território nacional, excluindo a zona B. A zona B considera a área de uma faixa ao longo da linha de costa do território continental português com a largura de 5km ou altitude superior a 600m incluindo também os arquipélagos dos Açores e da Madeira. Este edifício encontra-se em Vila do Conde, freguesia e concelho, pelo que se encontra dentro da faixa costeira de 5 km e a uma altitude inferior a 600m, pelo que a sua localização se incluirá na zona B, quantificando $v_{b,0}$ em 30 m/s.

- Cálculo do valor de referência da velocidade do vento, v_b .

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad (2.4)$$

Onde:

v_b – valor de referência da velocidade do vento, em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno que pertença à categoria II;

C_{dir} – coeficiente de direção;

C_{season} – coeficiente de sazão;

$v_{b,0}$ – valor básico da velocidade de referência do vento.

De acordo com o Eurocódigo 1 Parte 1-4, para os valores referentes a Portugal, o valor recomendado para C_{dir} e C_{season} é 1, estando sujeito a alterações de acordo com os anexos nacionais de outros países.

Sendo assim:

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad (2.5)$$

$$vb = 1 \times 1 \times 30 \quad (2.6)$$

$$vb = 30 \text{ m/s} \quad (2.7)$$

- Rugosidade do terreno

A rugosidade do terreno depende da categoria em que este se insere. No Eurocódigo 1, as categorias do terreno encontram-se definidas no Quadro 4.1 – Categorias e parâmetros de terreno. O terreno onde se localiza o edificado pertence à categoria III, sendo que esta zona é caracterizada por deter uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si, no máximo, 20 vezes a sua altura. A esta categoria correspondem os valores $z_0=0,3$ m e $z_{\min}=8$ m.

$$c_r(z) = k_r \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (2.8)$$

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (2.9)$$

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{0.3}{0.05} \right)^{0.07} = 0.215 \quad (2.10)$$

O coeficiente de rugosidade é calculado segundo os casos apresentados nas figuras 7.4 e 7.5 do Eurocódigo 1, que variam conforme as alturas e larguras do edifício segundo a direção do vento em estudo. Sabendo que a altura do edifício é de 19.5 m e que a sua largura é de 18 m, então o caso relevante é o segundo apresentado na primeira figura, como se segue na Figura 2.17:

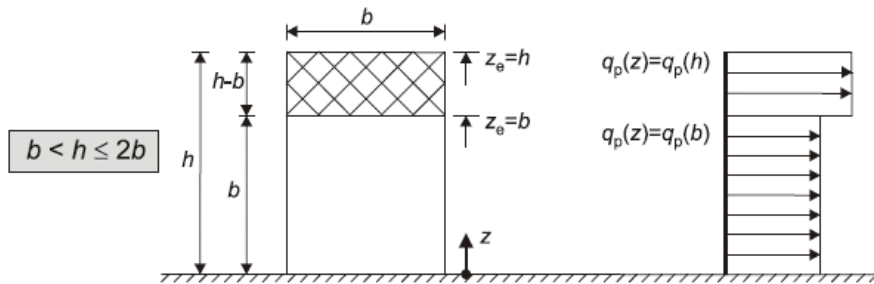


Figura 2.17 - Altura de referência z_e em função de h e b e correspondente perfil de pressão dinâmica.

Como é possível verificar, a faixa delimitada encontra-se entre $z_{e1}=19.5$ m e $z_{e2}=18$ m, então serão calculados dois coeficientes de rugosidade, C_{r1} e C_{r2} .

$$C_{r,1}(z_{e1}) = 0.215 \times \ln \left(\frac{19.5}{0.3} \right) \quad (2.11)$$

$$C_{r,2}(z_{e2}) = 0.215 \times \ln \left(\frac{18}{0.3} \right) \quad (2.12)$$

$$C_{r,1}(z_{e1}) = 0.899 \quad (2.13)$$

$$C_{r,2}(ze_2) = 0.880 \quad (2.14)$$

- Velocidade média do vento – $v_m(ze_1)$ e $v_m(ze_2)$

A velocidade média do vento é calculada a partir dos coeficientes de rugosidade, de orografia e da velocidade base calculados anteriormente. Como este cálculo corresponde ao caso referido acima, serão calculadas duas velocidades médias que correspondem às duas cotas de referência definidas nos pontos anteriores (ze_1 e ze_2). Deste modo o cálculo das velocidades médias é elaborado da seguinte forma:

$$V_m(ze_1) = C_{r,1}(ze_1) \times C_0 \times v_b \quad (2.15)$$

$$V_m(ze_1) = 0.899 \times 1 \times 30 \quad (2.16)$$

$$V_m(ze_1) = 26.97 \text{ m/s}$$

$$V_m(ze_2) = C_{r,2}(ze_2) \times C_0 \times v_b \quad (2.17)$$

$$V_m(ze_2) = 0.880 \times 1 \times 30 \quad (2.18)$$

$$V_m(ze_2) = 26.4 \text{ m/s} \quad (2.19)$$

- Intensidade de turbulência do vento – $Iv(ze_1)$ e $Iv(ze_2)$

A intensidade de turbulência do vento depende do coeficiente de orografia e das cotas de referência de altura, sendo assim calculados dois valores correspondentes a esta parte do cálculo da força do vento.

Deste modo o processo de cálculo da intensidade de turbulência do vento desenvolve-se da seguinte forma:

$$Iv(ze_1) = \frac{1}{C_0} \times \ln\left(\frac{ze_1}{z_0}\right) \quad (2.20)$$

$$Iv(ze_1) = \frac{1}{1} \times \ln\left(\frac{19.5}{0.3}\right) \quad (2.21)$$

$$Iv(ze_1) = 0.240 \quad (2.22)$$

$$Iv(ze_2) = \frac{1}{C_0} \times \ln\left(\frac{ze_2}{z_0}\right) \quad (2.23)$$

$$Iv(ze_2) = \frac{1}{1} \times \ln\left(\frac{18}{0.3}\right) \quad (2.24)$$

$$Iv(ze_2) = 0.244 \quad (2.25)$$

- Pressão dinâmica de pico – $qp(z_{e1})$ e $qp(z_{e2})$

A pressão dinâmica de pico é calculada segundo a intensidade de turbulência do vento e da velocidade média do vento para cada cota de altura de referência. Esta característica é calculada nos termos seguintes:

$$qp(z_{e1}) = 1 + 7 \times Iv(z_{e1}) \times \frac{1}{2} \times \rho \times vm(z_{e1})^2 \quad (2.26)$$

$$qp(z_{e2}) = 1 + 7 \times Iv(z_{e2}) \times \frac{1}{2} \times \rho \times vm(z_{e2})^2 \quad (2.27)$$

Onde:

ρ – pressão do ar (considera-se 1.25 Pa como valor indicado pelo Eurocódigo 1)

Elabora-se assim, as expressões acima referidas:

$$qp(z_{e1}) = 1 + 7 \times 0.240 \times \frac{1}{2} \times 1.25 \times 10^{-3} \times 26.97 \quad (2.28)$$

$$qp(z_{e1}) = 1.217 \text{ kPa} \quad (2.29)$$

$$qp(z_{e2}) = 1 + 7 \times 0.244 \times \frac{1}{2} \times 1.25 \times 10^{-3} \times 26.4 \quad (2.30)$$

$$qp(z_{e2}) = 1.185 \text{ kPa} \quad (2.31)$$

- Pressão de vento nas fachadas – $We(z)$

A pressão do vento nas fachadas é calculada a partir dos coeficientes de pressão exterior que dependem das dimensões da superfície carregada. Estes coeficientes são fornecidos no Quadro 7.1 do Eurocódigo 1 para 1m² e 10m² de área de fachada, relacionando com a razão entre a altura e a largura do edifício. Estes índices são aplicados consoante os casos expostos na Figura 7.1 do mesmo Eurocódigo. A relação destes valores com a pressão dinâmica de pico resulta na pressão de vento nas fachadas. Segue a imagem do caso pretendido e o quadro de coeficientes de pressão exterior.

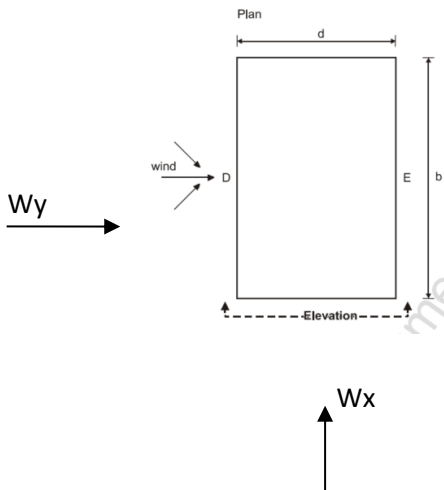


Figura 2.18 - Zonas em paredes verticais.

Tabela 2-9 - Valores recomendados pelo Eurocódigo 1 dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Como é possível verificar, os valores interessados para o cálculo da pressão nas fachadas apresentam-se nas zonas D e E. Segue a continuação dos cálculos da pressão de vento nas fachadas.

Altura do edifício - $h=19.5\text{m}$

Vento em Y - $d_1=18\text{m}$

Vento em X - $d_2=16.5\text{m}$

$$\frac{h}{d_1} = \frac{19.5}{18} = 1.08 \quad (2.32)$$

$$\frac{h}{d_2} = \frac{19.5}{16.5} = 1.18 \quad (2.33)$$

Vento em Y $\left\{ \begin{array}{l} \text{Interpolação } C_{pe} \text{ D} = 0.800 \\ \text{Interpolação } C_{pe} \text{ E} = -0.509 \\ |\Sigma| = 1.30 \end{array} \right.$

Vento em X $\left\{ \begin{array}{l} \text{Interpolação } C_{pe} \text{ D} = 0.811 \\ \text{Interpolação } C_{pe} \text{ E} = -0.522 \\ |\Sigma| = 1.33 \end{array} \right.$

Os somatórios em módulo nas direções X e Y serão inseridos no painel de cálculo do vento do CYPE em conjunto com outros dados, os quais servirão para o processo de cálculo desta ação variável. Para chegar ao esforço na fachada e permitir a comparação de resultados manuais e automatizados no programa, seguem os cálculos seguintes.

Vento em Y

$$W_e D(z_e 1, W_y) = qp(z_e 1) \times C_{peD} = 0.974 \text{ kPa} \quad (2.34)$$

$$W_e D(z_e 1, W_y) = qp(z_e 1) \times C_{peE} = 0.620 \text{ kPa} \quad (2.35)$$

$$\Sigma W_e(z_e 1, W_y) = 0.974 + 0.620 = 1.594 \text{ kPa} \quad (2.36)$$

Vento em X

$$W_e D(z_e 1, W_x) = qp(z_e 1) \times C_{peD} = 0.987 \text{ kPa} \quad (2.37)$$

$$W_e D(z_e 1, W_x) = qp(z_e 1) \times C_{peE} = -0.636 \text{ kPa} \quad (2.38)$$

$$\Sigma W_e(z_e 1, W_x) = 0.974 + 0.620 = 1.623 \text{ kPa} \quad (2.39)$$

$$W_e D(z_e 2, W_x) = qp(z_e 2) \times C_{peD} = 0.961 \text{ kPa} \quad (2.40)$$

$$W_e D(z_e 2, W_x) = qp(z_e 2) \times C_{peE} = -0.619 \text{ kPa} \quad (2.41)$$

$$\Sigma W_e(z_e 2, W_x) = 0.974 + 0.620 = 1.581 \text{ kPa} \quad (2.42)$$

- Força do vento nas fachadas – $F_w(z)$

Dados os resultados anteriores, é possível calcular a força do vento nas fachadas aplicando a seguinte expressão:

$$F_w = c_s \times c_d \times \Sigma W_e \times A_i \quad (2.43)$$

Onde:

A_i – área de influência

Assim temos, em relação ao vento na face Y:

$$FW_y(\text{Piso}, z_{e1}) = 1 \times 1 \times 1.594 \times 3 \times 18 = 86.05 \text{ kN} \quad (2.44)$$

$$FW_y(\text{Cobertura}, z_{e1}) = 1 \times 1 \times 1.594 \times \frac{3}{2} \times 18 = 43.03 \text{ kN} \quad (2.45)$$

E na face X:

$$FWx(Piso, ze_2) = 1 \times 1 \times 1.581 \times 3 \times 16.5 = 78.23 \text{ kN} \quad (2.46)$$

$$FWx(Piso, ze_1) = 1 \times 1 \times 1.623 \times 3 \times 16.5 = 80.34 \text{ kN} \quad (2.47)$$

$$FWx(Cobertura, ze_1) = 1 \times 1 \times 1.594 \times \frac{3}{2} \times 16.5 = 40.17 \text{ kN} \quad (2.48)$$

Desta forma os valores calculados no somatório das pressões de vento para cada direção, serão depois utilizados na configuração do modelo criado no CYPE. Por forma a verificar os valores calculados foram revistos os valores processados pelo CYPE.

2.2.4 Neve

Devido ao clima evidenciado na localização do edificado, o cálculo da neve não foi considerado na modelação deste projeto.

2.2.5 Ação Sísmica

Rodeado pela falha Açores-Gibraltar, que atua como a fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana e a oeste da placa Norte-Americana (Figura 3.16), Portugal continental localiza-se numa zona de sismicidade média caracterizada pela ocorrência de sismos de grande magnitude, embora com grandes distâncias epicentrais e de pouca frequência. O cálculo e análise sísmica revela-se assim de importância elevada, partindo da avaliação as forças implicadas na componente estrutural no sistema horizontal ortogonal X e Y mas também será necessário considerar a componente vertical Z quando se trata de elementos que podem entrar em ressonância como varandas ou palas ou outro tipo de elementos em consola ligados ao sistema estrutural do edifício

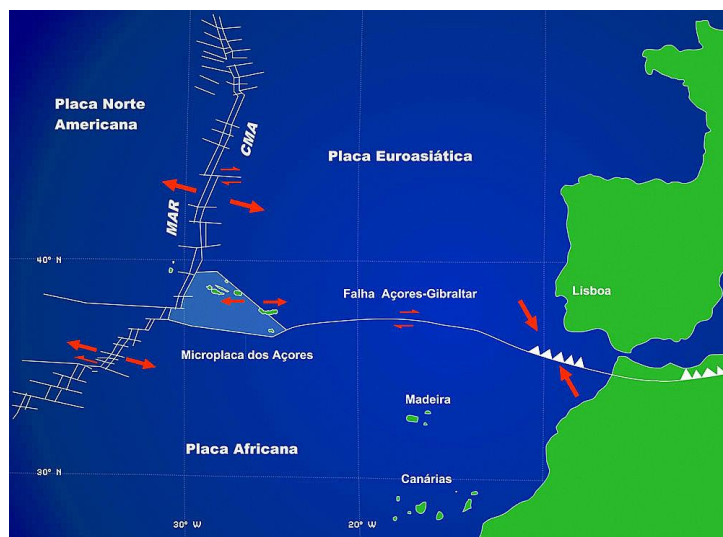


Figura 2.19 - Representação das falhas limitantes das placas tectónicas no Oceano Atlântico - fonte: Vortexmag.com

O Eurocódigo 8 prevê, para cálculo de resistência aos sismos, duas tipologias que variam conforme a sua origem e propagação: Tipo 1 e Tipo 2. O Tipo 1 refere-se a sismos com epicentro no mar, originados pelos movimentos entre as placas europeia e africana. Este tipo de sismo é caracterizado por uma grande distância focal, com duração geralmente acima de 30 segundos, frequências predominantemente baixas (1 Hz), e uma componente vertical menos intensa em relação à componente horizontal. Os sismos do Tipo 2 tem o seu epicentro em terra, originados por movimentos no interior das placas. Este último é caracterizado por uma distância focal menor, com duração entre 7 e 14 segundos, frequências predominantemente altas (3 e 3,5 Hz). A componente vertical é de grandeza semelhante à componente horizontal, sendo relevante para o estudo da ação sísmica. Como é possível prever, a intensidade das forças sísmicas que atingem as várias zonas do país continental de forma diferente dependendo da sua tipologia

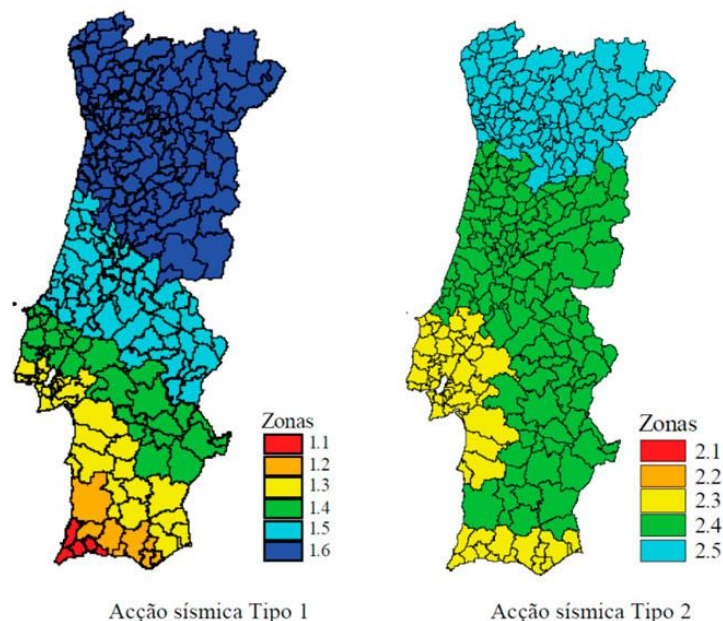


Figura 2.20 – Ação sísmica em Portugal Continental consoante o tipo de sismo – fonte: Graitec.com.

A quantificação dos efeitos sísmicos é traduzida por acelerações, que, sendo representadas pela sua frequência, constituem espectros de potência e de resposta, são interpretados numa análise dinâmica, modal ou de Rayligh. O caso de estudo foi calculado segundo o Eurocódigo 8, que depende da localização do edifício no território, tipo de solo, tipo de edifício e de importância da obra. Os parâmetros de cálculo foram definidos para 50% da massa da sobrecarga de utilização e da sobrecarga da neve para serem tidos em conta na análise sísmica. Em relação ao tipo de solo, não havendo qualquer estudo geotécnico, foi considerado o tipo A, que representa as condições de terreno mais favoráveis à construção. A zona sísmica foi selecionada geograficamente no mapa (Distrito do Porto, Vila do Conde), sendo estabelecidas as constantes de 1.6 para zona sísmica Tipo 1 e 2.5 para zona sísmica Tipo 2. A importância da obra foi considerada nível II - edifícios correntes e o sistema estrutural do edifício apresenta uma geometria em altura regular. Definiu-se também que a limitação dos deslocamentos assim como o número de modos de vibração serão analisados segundo a norma – Figura 2.21.

Figura 2.21 - Quadro de configuração de parâmetros da ação sísmica do CYPE.

Também foi considerado que a estrutura do edifício apresenta uma ductilidade média, traduzida na utilização de um coeficiente de comportamento de referência de 3. O cálculo do Coeficiente de Comportamento, representado por q , é elaborado na expressão 3.49:

$$q = q_0 \times K_w \geq 1.5 \quad (2.49)$$

Onde:

q_0 – coeficiente de comportamento de referência;

K_w – coeficiente do modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes;

Tabela 2-10 - Tabela do coeficiente q_0 do modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes - Eurocódigo 8.

Tipo Estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2.0	3.0
Sistema de pêndulo invertido	1.5	2.0

O coeficiente de comportamento de referência pode ser obtido a partir do quadro acima, dependendo do sistema estrutural em questão. Segundo esta proposta, considerou-se um sistema porticado, sendo o valor q_0 calculado pela seguinte expressão:

$$q_0 = 3.0 \times \frac{\alpha u}{\alpha l} \quad (2.50)$$

Onde:

α_l – valor pelo qual a ação sísmica horizontal é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

α_u – valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras secções de cálculo. Este coeficiente poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (pushover) global.

Se o fator de majoração, $\frac{\alpha u}{\alpha l}$, não for avaliado através de um cálculo explícito, poderão utilizar-se os seguintes valores aproximados para os edifícios regulares em planta:

- Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:
 - edifícios de um só piso: $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1.1$;
 - edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo: $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1.2$;
 - edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1.3$;

Desta forma o valor da razão $\frac{\alpha u}{\alpha l}$ será de 1.3, pois trata-se de um edifício de vários pisos, pórticos ou sistemas equivalentes.

Em relação ao valor de K_w , este também depende do tipo de sistema estrutural idealizado. O Eurocódigo 8 propõe os seguintes valores:

$$K_w = \begin{cases} 1.0 & \text{para sistemas porticados} \\ \left(\frac{1+\alpha_0}{3} \right) \leq 1, & \text{mas não inferior a 0.5, para sistemas de parede} \end{cases} \quad (2.51)$$

Onde:

α_0 – esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

O valor de K_w assumido foi de 1.0 para sistemas porticados. Verificando estes valores, calcula-se o coeficiente de comportamento:

$$q = (3.0 \times 1.3) \times 1 = 3.9 \quad (2.52)$$

O coeficiente de comportamento insere-se no cálculo dos espectros de resposta que se traduzem em gráficos que obedecem às seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = ag \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} + \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.53)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = ag \times S \times \left(\frac{2.5}{q} \right) \quad (2.54)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = ag \times S \times \left(\frac{2.5}{q} \right) \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \times ag \quad (2.55)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = ag \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \geq \beta \times ag \quad (2.56)$$

Onde:

S_d – espetro de cálculo;

T – período de vibração;

ag – aceleração de projeto à superfície para um terreno do tipo A;

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – coeficiente de solo;

B – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

O programa CYPE executa a análise sísmica de forma automática aquando o cálculo estrutural, não sendo necessário introduzir os critérios acima referidos. No entanto, por forma a evidenciar estes espectros, recorreu-se a uma folha de Excel, elaborada anteriormente pelo aluno Santos, A na disciplina de Dinâmica de Estruturas, a qual realiza os cálculos e fornece os gráficos dos espectros de resposta conforme a

tipologia, função e localização da estrutura idealizada assim como as características do solo. Os cálculos elaborados pelo CYPE em relação à análise sísmica encontram-se em anexo.

NP EN 1998-1 (2010)		Data:		31-mai-23
Espectros de Resposta Horizontais, para a Análise Elástica Linear				
Dados da Estrutura:				
Local da Obra, Concelho:	Vila do Conde			
Código do Município:	1316			
Tipo de Terreno:	D	Descriç	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	
Classe de Importância:	II	Descriç	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	
Coefficiente de Amortecimento (ξ):	5%	{5.2.2(1)P}		
Tipo Estrutural:	Pórtico	{5.2.2.2(2)}		
Sistema Regular em altura:	Sim	Características do Edifício:	Edifícios de vários pisos e um vão	$a_u / a_1 = 1.20$ $q_0 = 3.60$ $k_w = 1.00$
Coefficiente de Comportamento (q):	3.60	{5.2.2.2(1)}		

Espectros de Resposta Horizontais, para a Análise Elástica:

Ação Sísmica TIPO 1

Zona:	1.6	{NA - 3.2.1(2)}
a_{gR} =	0.35	{NA - 3.2.1(2)}
γ_I =	1.00	{NA - 4.2.5(5)P}
a_b =	0.35	{3.2.2.2(1)}
S =	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
S_{max} =	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TB (s) =	0.10	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TC (s) =	0.80	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TD (s) =	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
η =	1.00	{3.2.2.2(3)}
β =	0.20	

Ação Sísmica TIPO 2

Zona:	2.5	{NA - 3.2.1(2)}
a_{gR} =	0.80	{NA - 3.2.1(2)}
γ_I =	1.00	{NA - 4.2.5(5)P}
a_b =	0.80	{3.2.2.2(1)}
S =	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
S_{max} =	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TB (s) =	0.10	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TC (s) =	0.30	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TD (s) =	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
η =	1.00	{3.2.2.2(3)}
β =	0.20	

Ação sísmica Tipo 1 Ação sísmica Tipo 2

Figura NA.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental

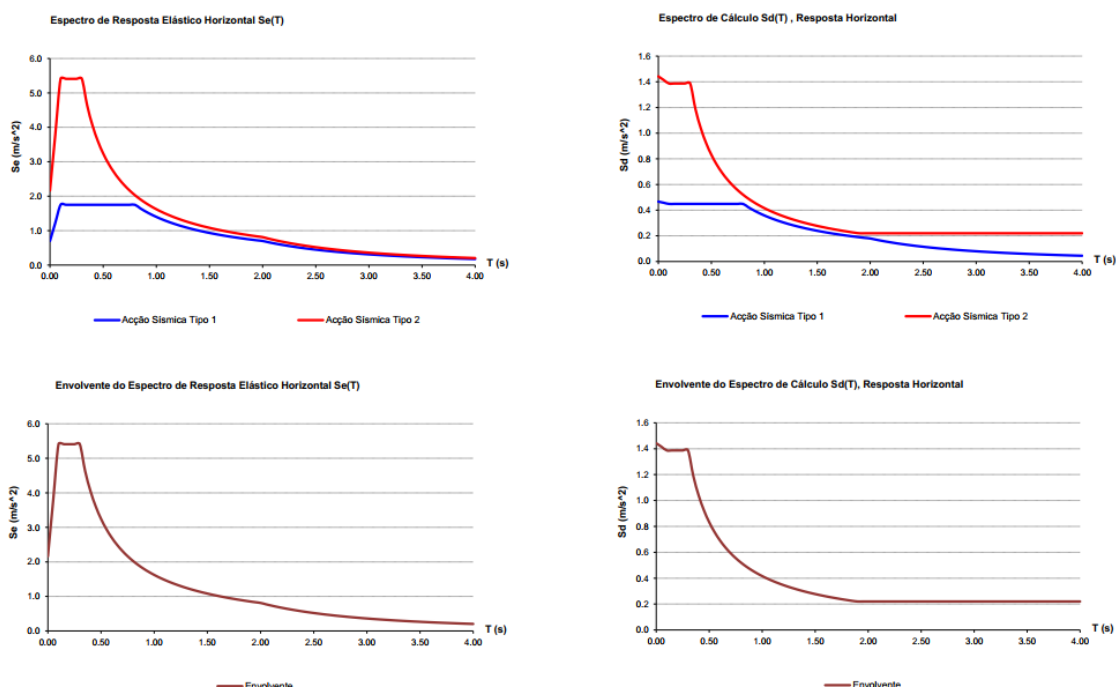


Figura 2.22 - Folha de Espectros de Resposta Horizontais para análise linear.

2.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

A solução estrutural prevê que todas as lajes serão apoiadas diretamente sobre vigas e estas sobre pilares, tendo as seguintes tipologias:

- Lajes maciças armadas em duas direções (varandas e corpos em balanço);
- Lajes maciças nervuradas de cofragem perdida, armadas em duas direções (rés-do-chão);
- Lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas (pisos superiores e cobertura)

No caso das lajes maciças em análise para o pré-dimensionamento, seguiu-se o critério de limitação da flecha pela relação entre o vão e a altura útil da secção (l/d), proposto pelo Eurocódigo 2. Este critério define que para lajes armadas em duas direções, a verificação deverá ser efetuada em relação ao menor vão.

O critério das equações inframencionadas está definido no Eurocódigo 2 e demonstra-se da seguinte forma:

$$\frac{l}{d} = K \times \left[11 + \left(1.5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho} \right) + 3.2 \times \sqrt{f_{ck}} \times \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (2.58)$$

$$\frac{l}{d} = K \times \left[11 + \left(1.5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho' - \rho} \right) + \frac{1}{2} \times \sqrt{f_{ck}} \times \sqrt{\frac{\rho_0}{\rho}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (2.59)$$

Onde:

$\frac{l}{d}$ – Valor limite da relação vão/altura;

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

ρ_0 – Taxa de armaduras de referência = $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$;

ρ – Taxa de armaduras de tração necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

ρ' – Taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

f_{ck} – Resistência característica à compressão do betão em MPa.

Os diferentes tipos estruturais com as suas condições de apoio condicionam o valor das flechas num elemento sujeito à flexão.

Tabela 2-11 - Valores de K consoante o sistema estrutural aplicado.

Sistema Estrutural	K
Consola	0.4
Viga simplesmente apoiada Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1.0
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) , sendo “l” o vão maior	1.2
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa só direção ou de uma laje armada em duas direções contínuas ao longo do lado maior	1.3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1.5

Figura 2.23 Tabela do coeficiente K tendo em conta o sistema estrutural - Eurocódigo 2.

Eng. Carlos Félix realizou um estudo paramétrico usando equações anteriores para vigas e lajes para determinar as relações l/d . Estas relações aplicam-se às secções retangulares com aço no meio do vão ou secção de apoio para corpos em balanço, sujeitas a uma tensão de $\sigma_s=310$ MPa. Esta tensão corresponde à utilização de aço com $f_{yk}=500$ MPa e é indicada para vãos até 7m. Apresenta-se abaixo a Figura 3.22 que descreve uma tabela que relaciona a altura útil das lajes com o comprimento das mesmas.

Tabela – Relação l/d

K	f_{ck} [MPa]								f_{ck} [MPa]							
	16	20	25	30	35	40	45	50	16	20	25	30	35	40	45	50
	$\rho=0.5\%$ (lajes)								$\rho=1.5\%$ (vigas)							
0.4	6	7	7	8	9	10	12	13	5	5	5	6	6	6	6	6
1	16	17	19	21	23	26	29	32	13	13	14	14	15	15	16	16
1.2	19	20	22	25	28	31	35	38	15	16	16	17	17	18	19	19
1.3	21	22	24	27	30	33	37	42	16	17	18	18	19	20	20	21
1.5	24	26	28	31	34	39	43	48	19	20	20	21	22	23	23	24

Ao invés de utilizar as expressões anteriores, caso as lajes se definam dentro dos parâmetros descritos anteriormente é possível aplicar os fatores corretivos seguintes:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{corr} = \frac{l}{d} \times K_T \times K_\sigma \times K_1 \times K_f \quad (2.60)$$

- K_T , fator corretivo para secções em T

Para o caso de secções em T e tendo em conta a largura do banzo e a largura da alma, os valores de l/d devem ser multiplicados por:

$$K_T = 0.8 \text{ para } \frac{b}{b_w} > 3 \quad (2.61)$$

$$K_T = 1 \text{ para } \frac{b}{b_w} < 3 \quad (2.62)$$

Em que:

b – largura do banzo

b_w – menor largura da secção entre os banzos tracionados e comprimidos

- K_σ , fator corretivo devido a tensão no aço

Como referido anteriormente a relação l/d foi obtida tendo em conta uma tensão $\sigma_s=310$ MPa, correspondendo aproximadamente a um aço com tensão de cedência à tração $f_{yk}=500$ MPa. Caso sejam referidos outros tipos de aço, o valor de l/d é preciso de ser corrigido com a seguinte expressão:

$$K_\sigma = \left(\frac{500}{f_{yk}}\right) \times \left(\frac{A_{s\ req}}{A_{s\ prov}}\right) \quad (2.63)$$

Em que:

$A_{s\ req}$ – área da secção de armaduras existentes na secção;

$A_{s\ prov}$ – área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último;

f_{yk} – tensão características do aço.

Considerando $A_{s\ req}=A_{s\ prov}$ e a utilização de aço A500, logo a expressão anterior apresenta-se da seguinte forma:

$$K_\sigma = \left(\frac{500}{f_{yk}}\right) \Leftrightarrow K_\sigma = \left(\frac{500}{500}\right) \Leftrightarrow K_\sigma = 1 \quad (2.64)$$

- K_l , fator corretivo para vãos superiores a 7m de comprimento

Para as lajes e vigas com vão superior a 7m, exceto as lajes fungiformes, e que suportem divisórias suscetíveis de danos devidos a flechas excessivas, o valor de l/d deve ser afetado com o fator corretivo expresso pela equação seguinte.

$$K_l = \left(\frac{7}{l_{eff}} \right) \text{ para } l_{eff} > 7\text{m} \quad (2.65)$$

- K_f , fator corretivo para lajes fungiformes com vãos superiores a 8.5m

Para lajes fungiformes, com vãos superiores a 8.5m, que suportem divisórias suscetíveis a danos devidos a flechas excessivas, o valor de l/d deve ser afetado pelo fator corretivo expresso pela equação abaixo apresentada.

$$K_l = \left(\frac{8.5}{l_{eff}} \right) \text{ para } l_{eff} > 8.5\text{m} \quad (2.66)$$

Aplicando a expressão de correção da relação $\frac{l}{d}$, apresenta-se uma tabela de cálculo do pré-dimensionamento das lajes maciças.

Identificação de laje	Leff(m)	K	λ_0	KT	$K\sigma$	KL	KF	(l/d)corríg	f _{yk} (Mpa)	Asreq/Asprov	d(m)	h(m)
Pisos Superiores												
Laje Maciça Alçado Direito	1.6	0.4	8	1	1	1	1	8	500	1	0.20	0.24
	1.6	0.4	8	1	1	1	1	8	500	1	0.20	0.24
	1.6	0.4	8	1	1	1	1	8	500	1	0.20	0.24
	1.6	0.4	8	1	1	1	1	8	500	1	0.20	0.24
Laje Maciça Frontal	2.1	0.4	8	1	1	1	1	8	500	1	0.26	0.30
	2.1	0.4	8	1	1	1	1	8	500	1	0.26	0.30
	2.1	0.4	8	1	1	1	1	8	500	1	0.26	0.30
Cobertura												
Lajes de Cobertura	3.18	1	19	1	1	1	1	19	500	1	0.17	0.210
	1.88	1	19	1	1	1	1	19	500	1	0.10	0.140
	2.42	1	19	1	1	1	1	19	500	1	0.13	0.170
	1.65	1	19	1	1	1	1	19	500	1	0.09	0.130

Figura 2.24 - Tabela de pré-dimensionamento de lajes maciças.

Como é possível verificar, as lajes maciças das varandas necessitam de uma altura útil de 24cm sendo que as lajes de cobertura necessitam de uma altura mínima de 21cm. Ajustando o recobrimento aplicado (4cm) as alturas são de 24cm e 21cm, respetivamente.

Em relação ao cálculo das alturas das lajes aligeiradas, utilizou-se o programa de cálculo da INORBEL, disponibilizado pela própria empresa, o qual será necessário colocar os dados de cargas dos revestimentos e paredes divisórias e as respectivas sobrecargas assim como também a altura máxima que se pretende. Na imagem seguinte demonstra-se a interface desse programa para perceber a sua funcionalidade e demonstração de resultados.

The screenshot shows the INORBEL software interface for dimensioning of hollow slabs. The window title is "Calculo LAs.ino - Editar Laje: 2C-BL38x20-25". The interface is divided into several sections:

- Top Bar:** Includes buttons for "Escolher Outro", "Guardar", "Des: LA5.5", "Limpar", and "Procurar".
- Quantidades:** Fields for "Vigotas: 3.28 m/m²", "Blocos: 6.98 unid/m²", and "Betão: 103.8 litros/m²".
- Condições de Geometria:** Fields for "Vão: 5.50 m", "Apoio: Sem Continuidade", "Msd = PP / 8", "Altura da Laje (cm): 30.0", "Escolhida: 25.0", and "Camada (cm): 5".
- Acções (kN/m²):** Fields for "PP. Laje: 3.66", "Sobrecarga: 2.00", "Revest: 1.00", "Par/Divr: 2.80", and "Outros: 0.00". It also includes "Acções Concentradas" with "Sd" and "Sdf" values.
- E Lim Último Resistência:** Fields for "Msd = 53.66 kNm/m", "Mrd = 59.50 kNm/m", "Vsd = 39.02 kN/m", and "Vrd = 51.20 kN/m".
- E Lim Fendilhagem:** Fields for "M0 = 30.48 kNm/m", "Mfck = 32.50 kNm/m", "Z. Maciça: 0.00 m", and "Verificar: 0.30 Méx".
- Estado Lim. Deformação:** Fields for "Instant: 4.1 mm", "L.Prazo: 11.7 mm", "Max: 13.8 mm", and "EI: 23285 kNm²/m".
- Materiais:** Fields for "Aço: A500 - 435 MPa", "Betão: B30 - 16.7 MPa", "Ad: A500 - 435 MPa", "Apoios: A500 - 1.36 cm²/m", "Tarugos: A500 - 1.25 cm²", "Arm: A235, A400, A500", and "Alast: 2 Tar. Alast. 1.83 m".

Figura 2.25 - Interface do programa INORBEL para dimensionamento das lajes aligeiradas.

Após a escolha de uma solução de laje a partir de um conjunto possível, são fornecidas informações técnicas sobre a laje, incluindo o seu peso próprio, que será usado no pré-dimensionamento, bem como sua identificação. Em conjunto com os desenhos técnicos disponíveis no site da INORBEL, esses dados fornecem as informações necessárias para criar a laje desejada no software de cálculo automático CYPECAD. A altura de laje escolhida no programa de pré-dimensionamento que cumpre com os critérios de arquitetura e de dimensionamento (momento, esforço transverso e deformada) do maior vão foi de 30 cm.

2.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

O pré-dimensionamento das vigas foi desenvolvido de acordo com as diretrizes do REBAP, considerando tanto a redução do momento quanto a viabilidade económica. Antes disso, é necessário considerar certos fatores, como o tipo de betão e aço a ser utilizado, bem como a condição de apoio em que as vigas se encontram localizadas no projeto estrutural. A seguir, são apresentados os métodos de cálculo utilizados para elaborar o pré-dimensionamento.

- Cálculo do vão equivalente

$$l_i = \alpha \times l \quad (2.67)$$

Onde:

l é o vão da viga medido entre os eixos dos pilares que a suportam

α depende da condição de apoio:

$\alpha=1$, para simplesmente apoiada;

$\alpha=0.9$, para contínua para 1 apoio;

$\alpha=0.8$, para contínua para 2 apoios;

- Cálculo da altura mínima (h_{min})

$$h_{min} = \frac{l_i}{20\eta} \quad (2.68)$$

Onde:

$\eta=0.8$ para aço A500

$\eta=1$ para aço A400

$\eta=1.4$ para aço A235

Como já foi referido, o aço escolhido para as armaduras do betão armado é o A500, logo o valor referenciado é $\eta=0.8$.

- Dimensão da altura da viga (h)

De acordo com a conceção estrutural, a altura da viga não pode ultrapassar os 0.35m nos vãos interiores do edifício, podendo assumir 0.40 nas vigas que compõem a fachada exterior. Em relação à largura, fixou-se nos 0.25m, sendo possível alargar para os 0.30 na maioria dos casos das vigas em utilização.

- Cálculo das cargas atuantes na viga (S_d)

Este cálculo tem em consideração as cargas previamente calculadas, a área de influência nas lajes assim como o seu peso próprio. Também se tem em atenção o peso próprio das paredes exteriores e a condição do armamento das vigas da(s) laje(s) em relação à viga em estudo.

$$Sd = 1.35 \times (PP_{Viga} + PP_{Paredes\ Exteriores}) + \Sigma(Vsd_{laje}) + \frac{1}{2} \times \Sigma(Vsd_{laje\ com\ vigotas\ paralelas\ à\ viga}) \quad (2.69)$$

Onde:

PP_{Viga} é o peso próprio da viga

$PP_{Paredes\ Exteriores}$ é o peso próprio das paredes exteriores

Vsd_{laje} é a carga atuante na laje com vigotas perpendiculares à viga

$Vsd_{laje\ com\ vigotas\ paralelas\ à\ viga}$ é a carga atuante na laje com vigotas paralelas à viga

No caso das vigas interiores do edifício, as quais não sejam sujeitas às paredes exteriores, excluiu-se esse valor do cálculo das suas cargas atuantes (Sd).

- Cálculo do momento atuante (M_{Ed})

$$M_{Ed} = \frac{Sd \times l^2}{\eta} \quad (2.70)$$

Onde:

$\eta=8$ para viga simplesmente apoiada;

$\eta=10$ para viga contínua para 1 apoio;

$\eta=12$ para viga contínua para 2 apoios;

- Cálculo do momento reduzido e fator económico (μ)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (2.71)$$

Onde:

M_{Ed} é o momento atuante

b é a largura da viga

d é a altura útil da viga

f_{cd} é valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Como já descrito no início do pré-dimensionamento, o betão a utilizar para a construção do edificado é o C30/37 cujo valor de resistência á compressão é 30 MPa.

Estes cálculos foram elaborados para todas as vigas que compõem um piso superior e apresentam-se na tabela seguinte. As cores assinaladas em cada viga indicam a sua localização em relação ao piso onde se encontram. Para o peso próprio da laje foi escolhida uma solução que cumprisse com a resistência aos esforços mais gravosos das cargas atuantes, assumindo um valor constante de 4 kN/m². No entanto apesar de estar descrito com peso próprio em duas lajes para todas as vigas, a viga exterior com uma só laje carregada apenas se encontra contabilizada com a “Laje 1” ou “Laje 2” conforme a laje se encontre à esquerda ou à direita da mesma respetivamente. Existem também lajes com 5 kN/m², peso que se refere ao carregamento das lajes maciças. Algumas colunas foram escondidas devido à dimensão da tabela para que os resultados fossem mais diretos e simplificados.

ALÇADOS			VARANDAS - ALÇADO DIREITO
	POSTERIOR		
ESQUERDO	INTERIOR	DIREITO	
	FRONTAL		
VARANDAS - FRENTE			

Figura 2.26 - Esquema de distribuição de vigas segundo a sua localização.

PISOS SUPERIORES																				
Vigas	Localização	Tipo de apoio	α	Vão	L_i	h_{min}	b	h	d	PP Viga	Par./Div.	Rev.	Pd	PP (Laje 1)	PP (Laje 2)	Peso na Viga	G	Vsd	Msd	μ (condição económica)
V1	Exterior	Simplemente apoiada	1	4.35	4.35	0.27	0.25	0.4	0.35	2.5	8.6	2.5	8.8	4.0	4.0	6.4	8.9	15.0	35.57584	0.25
V10	Interior	Simplemente apoiada	1	4.35	4.35	0.27	0.25	0.35	0.3	2.2	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	7.9	10.0	19.6	46.2625	0.44
V11	Interior	Simplemente apoiada	1	1.05	1.05	0.07	0.25	0.25	0.2	1.6	1.8	2.5	1.9	4.0	4.0	5.9	7.5	13.1	1.810743	0.04
V12	Interior	Simplemente apoiada	1	1.7	1.7	0.11	0.25	0.25	0.2	1.6	1.8	2.5	1.9	4.0	4.0	3.0	4.5	9.1	3.296144	0.07
V13	Interior	Simplemente apoiada	1	5.45	5.45	0.34	0.25	0.35	0.3	2.2	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	11.8	14.0	24.9	92.30618	0.88
V14	Exterior	Simplemente apoiada	1	2.15	2.15	0.13	0.25	0.3	0.25	1.9	8.7	2.5	8.8	4.0	4.0	12.8	14.7	22.9	13.21027	0.18
V15	Exterior	Simplemente apoiada	1	1.5	1.5	0.09	0.25	0.25	0.2	1.6	8.7	2.5	8.8	4.0	5.0	20.2	21.8	39.9	11.22553	0.24
V16	Exterior	Simplemente apoiada	1	4.1	4.1	0.26	0.25	0.4	0.35	2.5	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	7.9	10.4	17.0	35.68049	0.25
V17	Interior	Simplemente apoiada	1	2.25	2.25	0.14	0.25	0.25	0.2	1.6	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	11.8	13.3	24.0	15.9875	0.33
V18	Interior	Simplemente apoiada	1	3	3	0.19	0.25	0.25	0.2	1.6	8.6	2.5	8.8	4.0	4.0	12.8	14.4	22.4	25.24576	0.54
V19	Interior	Simplemente apoiada	1	1.7	1.7	0.11	0.25	0.25	0.2	1.6	1.8	2.5	1.9	4.0	4.0	3.0	4.5	9.1	3.296144	0.07
V2	Exterior	Simplemente apoiada	1	2.5	2.5	0.16	0.25	0.4	0.35	2.5	8.6	2.5	8.8	4.0	4.0	6.4	8.9	15.0	11.75051	0.08
V20	Interior	Simplemente apoiada	1	1.85	1.85	0.12	0.25	0.25	0.2	1.6	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	15.7	17.3	29.3	12.54371	0.27
V21	Interior	Simplemente apoiada	1	1.55	1.55	0.10	0.25	0.25	0.2	1.6	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	11.8	13.3	24.0	7.212838	0.15
V22	Interior	Simplemente apoiada	1	5.45	5.45	0.34	0.25	0.35	0.3	2.2	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	15.7	17.9	30.2	11.9945	1.07
V23	Exterior	Simplemente apoiada	1	2.75	2.75	0.17	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	4.0	5.0	23.1	25.3	44.6	42.17018	0.40
V24	Interior	Simplemente apoiada	1	4.35	4.35	0.27	0.25	0.4	0.35	2.5	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	11.8	14.3	25.3	59.80314	0.42
V25	Interior	Simplemente apoiada	1	3.1	3.1	0.19	0.25	0.3	0.25	1.9	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	11.8	13.7	24.4	29.35813	0.40
V26	Interior	Simplemente apoiada	1	1.4	1.4	0.09	0.25	0.25	0.2	1.6	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	11.8	13.3	24.0	5.884355	0.13
V27	Interior	Simplemente apoiada	1	5.85	5.85	0.37	0.25	0.4	0.35	2.5	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	15.7	18.2	30.6	130.842	0.92
V28	Exterior	Simplemente apoiada	1	2.65	2.65	0.17	0.25	0.5	0.45	3.1	8.6	2.5	8.8	4.0	4.0	6.4	9.5	15.9	13.94352	0.06
V29	Interior	Simplemente apoiada	1	3.3	3.3	0.21	0.25	0.25	0.2	1.6	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	15.7	17.3	29.3	39.91263	0.86
V3	Exterior	Simplemente apoiada	1	2.5	2.5	0.16	0.25	0.4	0.35	2.5	8.6	2.5	8.8	4.0	4.0	6.4	8.9	15.0	11.75051	0.08
V30	Interior	Simplemente apoiada	1	2.65	2.65	0.17	0.25	0.25	0.2	1.6	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	11.8	13.3	24.0	21.0831	0.45
V31	Exterior	Simplemente apoiada	1	2.7	2.7	0.17	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	4.0	5.0	30.5	32.6	54.6	49.72083	0.47
V32	Exterior	Simplemente apoiada	1	4	4	0.25	0.25	0.4	0.35	2.5	10.5	2.5	10.7	4.0	5.0	30.5	33.0	55.0	109.9704	0.77
V33	Exterior	Simplemente apoiada	1	3.1	3.1	0.19	0.25	0.4	0.35	2.5	10.5	2.5	10.7	4.0	5.0	23.1	25.6	45.0	54.09427	0.38
V34	Exterior	Simplemente apoiada	1	7.51	7.51	0.47	0.25	0.4	0.35	2.5	10.5	2.5	10.7	4.0	5.0	30.5	33.0	55.0	387.6463	2.72
V35	Exterior	Encastrada	1	1.85	1.85	0.12	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	4.0	5.0	15.7	17.9	31.7	13.54293	0.13
V36	Exterior	Encastrada	1	1.85	1.85	0.12	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	5.0	5.0	31.4	33.6	60.4	25.82247	0.25
V37	Exterior	Encastrada	1	2.05	2.05	0.13	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	5.0	5.0	31.4	33.6	60.4	31.70751	0.30
V38	Exterior	Encastrada	1	2.05	2.05	0.13	0.25	0.4	0.35	2.5	10.5	2.5	10.7	5.0	5.0	31.4	33.9	60.8	31.92912	0.22
V39	Exterior	Encastrada	1	1.55	1.55	0.10	0.25	0.4	0.35	2.5	10.5	2.5	10.7	5.0	5.0	31.4	33.9	60.8	18.25335	0.13
V4	Exterior	Simplemente apoiada	1	4.65	4.65	0.29	0.25	0.4	0.35	2.5	8.6	2.5	8.8	4.0	4.0	6.4	8.9	15.0	40.65206	0.29
V40	Exterior	Encastrada	1	1.55	1.55	0.10	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	5.0	5.0	31.4	33.6	60.4	18.12666	0.17
V41	Exterior	Encastrada	1	1.55	1.55	0.10	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	5.0	5.0	31.4	33.6	60.4	18.12666	0.17
V42	Exterior	Encastrada	1	1.55	1.55	0.10	0.25	0.35	0.3	2.2	10.5	2.5	10.7	0.0	5.0	15.7	17.9	31.7	9.50676	0.09
V5	Exterior	Simplemente apoiada	1	4.95	4.95	0.31	0.25	0.4	0.35	2.5	8.6	2.5	8.8	4.0	4.0	12.8	15.3	23.7	72.60795	0.51
V6	Interior	Simplemente apoiada	1	4.3	4.3	0.27	0.25	0.35	0.3	2.2	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	15.7	17.9	30.2	69.7173	0.67
V7	Interior	Simplemente apoiada	1	4.3	4.3	0.27	0.25	0.35	0.3	2.2	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	15.7	17.9	30.2	69.7173	0.67
V8	Interior	Simplemente apoiada	1	6.1	6.1	0.38	0.25	0.4	0.35	2.5	3.7	2.5	3.8	4.0	4.0	15.7	18.2	30.6	142.2641	1.00
V9	Exterior	Simplemente apoiada	1	2.85	2.85	0.18	0.25	0.35	0.3	2.2	8.7	2.5	8.8	4.0	4.0	12.8	15.0	23.3	23.64097	0.23

Figura 2.27 - Tabela de dimensionamento de vigas para estrutura composta por lajes aligeiradas.

A análise desta tabela parte do ajuste da dimensão da secção à da viga a meio vão à condição económica induzida pelo momento reduzido. O momento reduzido reflete a relação entre a quantidade de aço e betão que é necessária para suportar as cargas aplicadas na viga. Os valores do momento reduzido aceitáveis variam entre os 0.20m e os 0.25m, sendo que no máximo podem atingir os 0.30m. Apesar de existem vigas que cumprem com estes requisitos é possível verificar que quase metade dessas apresentam valores de momento reduzido acima dos 0.30m, o que significa que estas teriam de adotar secções muito maiores que as permitidas a nível arquitetónico, sendo impossível aplicar este sistema estrutural de lajes de vigotas pré-esforçadas.

2.5 PILARES E PAREDES ESTRUTURAIS DA CAVE

Após a verificação da incompatibilidade das vigas com a estrutura indicada pelo arquiteto, foram criadas paredes estruturais na caixa de escadas do edifício de modo a conferir mais rigidez à estrutura do edifício, assim como aumentar a sua resistência sísmica ao invés de manter os pilares sinalizados na planta de arquitetura. O pilar acrescentado também vem a ser um ponto de ligação importante para a união de encaminhamento de esforços das vigas em todos os pisos, desde o topo até à fundação.

2.6 IMPULSO DE TERRAS

Os impulsos das terras no projeto de uma estrutura de suporte serão calculados segundo a norma NP EN 1997-1 - 9.5 do Eurocódigo 7. De acordo com esta norma, as pressões do solo devem ser calculadas com base no estado de tensão em repouso, desde que não haja movimentos relativos entre a estrutura e o terreno. O projeto em questão garante que os muros da cave são fixos na sua cota superior por lajes e vigas dos pavimentos, pelo que a condição anterior se encontra validada. Sendo assim, as pressões do solo podem ser calculadas com base no estado de tensão em repouso, conforme previsto na norma.

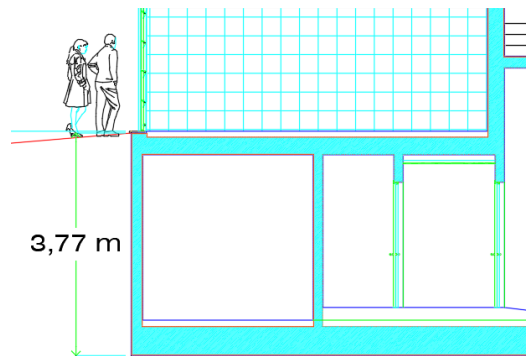


Figura 2.28 - Corte do edifício na zona do muro da cave.

Assim, a quantificação dos impulsos será baseada no diagrama triangular de pressões correspondente aos impulsos em repouso, definido pelo coeficiente K_0 na seguinte expressão:

$$K_0 = (1 - \sin\phi'd) \quad (2.72)$$

Onde:

K_0 – coeficiente de impulso em repouso;

$\sin\phi'd$ – ângulo de atrito de cálculo.

Considerando o ângulo de atrito de cálculo de 30° , K_0 obtém o valor de:

$$K_0 = (1 - \sin 30) = 0.5 \quad (2.73)$$

Segue-se o cálculo do valor da tensão vertical em repouso que se soma à tensão vertical efetiva a tensão da água:

$$\sigma_v = \sigma'_v + \mu \quad (2.74)$$

Em que:

σ_v – tensão vertical total;

CAPÍTULO 2

σ'_v – tensão vertical efetiva;

μ – tensão da água.

Como as paredes de suporte que compõem a cave serão providas de drenos para evitar infiltrações e outros problemas futuros no seu interior devido à presença de água, não se considera a tensão da água. Assim, tanto a equação vertical como a tensão horizontal tomam a seguinte forma:

$$\sigma_v = \sigma'_v \quad (2.75)$$

$$\sigma_h = \sigma'_h \quad (2.76)$$

A tensão vertical é calculada pela equação seguinte:

$$\sigma_v = \gamma \times h \quad (2.77)$$

Em que:

γ – peso volúmico das terras;

h – altura das terras.

Seguindo a igualdade anteriormente apresentada e considerando um peso volúmico de terras fortes de 19 kN/m^3 referenciado nas Tabelas Técnicas a tensão efetiva calcula-se como mostrado a seguir:

$$\sigma_v = 19 \times 3.77 = 71.63 \text{ kN/m}^2 \quad (3.78)$$

Com o valor da tensão vertical efetiva, obtém-se a tensão horizontal efetiva combinando σ'_v com o coeficiente de impulso em repouso calculado anteriormente na fórmula seguinte:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v \quad (2.79)$$

$$\sigma_h = 0.5 \times 71.63 = 35.82 \text{ kN/m}^2 \quad (2.80)$$

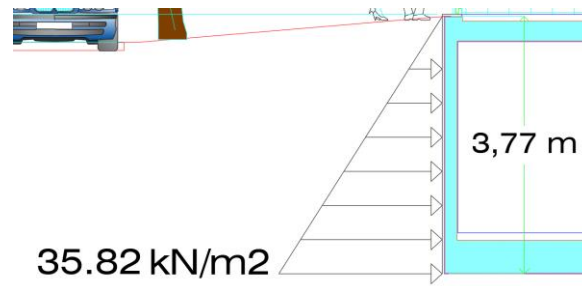


Figura 2.29 - Carga do impulso de terras nas paredes da cave.

Parte da cobertura da garagem também se encontra debaixo de uma zona ajardinada com 0.65m de altura, aplicando uma tensão vertical efetiva na laje de cobertura calculada da seguinte forma:

$$\sigma_v = 19 \times 0.65 = 12.35 \text{ kN/m}^2 \quad (2.81)$$

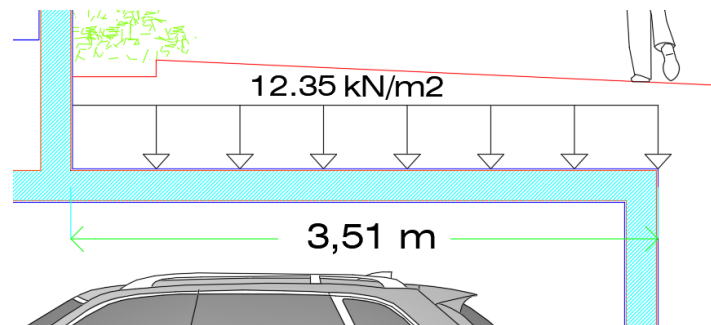


Figura 2.30 - Carga do impulso de terras no teto da cave.

CAPÍTULO 3

LAJES FUNGIFORMES

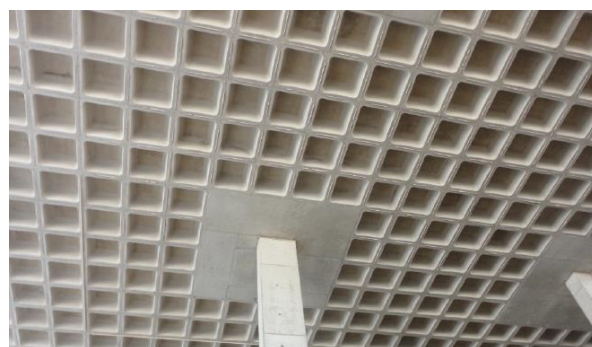
3.1 LAJES ALIGEIRADAS FUNGIFORMES DE COFRAGEM PERDIDA E COFRAGEM RECUPERÁVEL

As lajes aligeiradas fungiformes são uma solução estrutural composta por nervuras dispostas numa malha ortogonal limitada por vigas que garantem a rigidez da estrutura. Sobre esta malha encontra-se uma lâmina de compressão, cuja espessura depende dos esforços a que a laje se encontra sujeita. Os espaços entre nervuras são formados por moldes de aligeiramento de dimensão regular permitindo uma significativa redução de peso e diminuindo a quantidade de betão necessário para a construção. Estas nervuras suportam as cargas da laje, transferindo-as diretamente para vigas e pilares. Neste último caso, a transmissão destas cargas leva à necessidade de dimensionamento de capiteis ou de maciçamento destas lajes na zona de punçoamento dos pilares. Nesse sentido, a aplicação das lajes aligeiradas fungiformes é indicada para edifícios com grandes vãos, onde é necessário reduzir o peso próprio da estrutura para evitar sobrecarga nos elementos estruturais.

Existem dois tipos de lajes aligeiradas fungiformes: Cofragem Perdida e Cofragem Recuperável.



a)



b)

Figura 3.1 - a) Lajes aligeiradas fungiformes de cofragem perdida. b) Lajes aligeiradas fungiformes de cofragem recuperável. Fonte: PREVICON.

3.1.1 Cofragem Perdida

As lajes aligeiradas fungiformes de cofragem perdida são compostas por nervuras e alvéolos que são moldados utilizando cofragem que permanece no local após o endurecimento do betão. Estes alvéolos ou moldes podem ser posteriormente preenchidos tanto com betão como com materiais leves e/ou isolantes. Existem vantagens na escolha desta tipologia de lajes aligeiradas em relação às lajes de cofragem recuperável, as quais incluem:

- **Economia de tempo e trabalho:** A utilização de cofragem perdida elimina a necessidade de desmontar e remover os moldes, poupando tempo e trabalho no seu processo construtivo.
- **Redução de custos:** A cofragem perdida pode ser uma opção mais económica porque os moldes não precisam de ser removidos eliminando a necessidade do uso de materiais adicionais para os moldes recuperáveis.
- **Maior capacidade de carga:** Estas lajes podem suportar cargas mais pesadas quando preenchidas completamente com betão comparadas com as lajes com cofragem recuperável que se caracterizam pelos espaços vazios deixados pela remoção dos moldes.
- **Melhor isolamento acústico:** A cofragem perdida proporciona melhor isolamento acústico pela espessura que confere à laje.
- **Melhor acabamento:** O uso de cofragem perdida resulta numa superfície inferior lisa e plana, sem marcas de junção ou marcas de desmoldagem, tornando-a mais atrativa a nível arquitetónico, oferecendo um visual moderno e sofisticado.
- **Melhor desempenho térmico:** A redução do peso próprio das lajes aligeiradas resulta, em certos casos, numa menor transferência de calor entre o interior e o exterior do edifício, melhorando o seu desempenho térmico.



a)

b)

Figura 3.2 - Aplicação de cofragens perdidas de polipropileno - Fonte: archiexpo.com

Estas lajes são geralmente utilizadas em edifícios de grande porte, como hospitais, hotéis, edifícios de escritórios, e outros edifícios onde haja uma necessidade de isolamento térmico e acústico.

3.1.2 Cofragem recuperável

Em relação às lajes aligeiradas fungiformes de cofragem recuperável existem vantagens em relação às lajes fungiformes de cofragem perdida porque permitem dar um outro tipo de utilização a estes elementos. O facto de os moldes serem recuperáveis e existirem espaços vazios entre nervuras possibilitam um outro método construtivo e conferem vantagens, entre as quais:

- **Economia:** A cofragem recuperável pode ser uma opção mais económica, pois os moldes podem ser removidos e reutilizados em outras partes da construção.
- **Facilidade de inspeção:** Como toda a laje é visível na face inferior, a inspeção do elemento estrutural pode ser realizada com maior facilidade e assim também com mais frequência.

- Flexibilidade de projeto: A utilização de moldes recuperáveis oferece maior flexibilidade ao projetista, permitindo alterações no projeto ou ajustes em dimensões e formas sem a necessidade de criar novos moldes.

Estas lajes podem ser a escolha ideal para construção de pisos comerciais, parques de estacionamento com vários pisos ou edifícios onde o isolamento térmico e acústico não detenham um papel fundamental na sua utilização.



Figura 3.3 - Sistema de cofragem recuperável plana - Fonte: Samicofra.com

3.2 LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS

Uma laje fungiforme maciça é uma laje plana de espessura uniforme, apoiada em pilares ou paredes estruturais. Devido ao seu apoio direto nos pilares ou paredes estruturais também poderão ser dimensionados capitéis na zona de punçoamento dos pilares. As superfícies superior e inferior da laje são planas. Estas lajes são usadas principalmente em edifícios residenciais e comerciais de baixa altura, onde a carga nas lajes não é muito elevada e os vãos relativamente curtos quando comparados com a capacidade de carga das lajes aligeiradas fungiformes.

3.3 ESTUDO DAS LAJES NO PROJETO DE ESTABILIDADE

No estudo da estabilidade do edifício em questão e devido à incapacidade técnica de utilização de lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas, decidiu-se pela utilização de laje aligeirada fungiforme de cofragem perdida em todos os pisos do edifício. As lajes de cobertura da casa das máquinas e da caixa de escadas serão do tipo laje maciça assente em vigas de betão armado.

3.3.1 Laje nervurada: Fercanorte – Fungibloco

Na realização das lajes nervuradas no programa de dimensionamento CYPE, utilizou-se as características técnicas dos blocos Fb75 da Fercanorte na inserção dos dados para criação das lajes. A escolha prendeu-se com as características de resistência sísmica melhorada e pelo excelente comportamento acústico e térmico. Estes blocos são montados em conjuntos de 3 elementos, podendo ser aplicados no mínimo 2 em cada conjunto isolados com nervuras nas duas direções. Abaixo especificam-se as características do bloco escolhido.

Dimensões:

C – 750mm

L – 250mm

A – 250mm

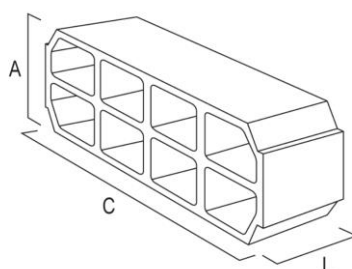


Figura 3.4 - Dimensões do bloco modelo Fb/25C da FERNACORTE - Fonte: FERCANORTE.

A altura de laje previamente escolhida para cumprir com os critérios de dimensionamento de vigotas pré-esforçadas seria de 0.30m, no entanto dado o estudo do pré-dimensionamento das lajes e das cargas atuantes, ajustou-se a altura para 0.25m de bloco com 0.07m de altura de lâmina de compressão, perfazendo uma altura total de 0.32m. A largura das nervuras bidirecionais será de 0.15m nas quais serão devidamente instaladas as armaduras transversais e longitudinais resistentes aos esforços transversos e à flexão, respetivamente. As características técnicas para lajes nervuradas que incorporam este tipo de blocos e lajetas de compressão de 0.05m que indicam peso próprio de 4.1 kN/m², o que não corresponde à solução proposta. Desta forma será necessário fazer um ajuste do peso próprio, somando mais 0.02m de altura de laje de betão ao peso próprio total da laje, como abaixo demonstrado:

$$P_{p\text{lâmina de betão}} = 25 \times 0.02 = 0.5 \text{ kN/m}^2 \quad (3.01)$$

Sendo o valor total da laje nervurada:

$$P_{p_{\text{laje nervurada}}} = 4.1 + 0.5 = 4.6 \text{ kN/m}^2 \quad (3.02)$$

Como já referido anteriormente, estes tipos de soluções englobam maciçamento nas zonas de punçoamento dos pilares pelo que existirão faixas e áreas onde não serão colocados conjuntos de blocos e serão por isso maciçadas.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

4.1 INTRODUÇÃO AO PROGRAMA DE CÁLCULO

O CYPE é um software avançado projetado para realizar cálculos automáticos de estruturas e elementos estruturais de construção em betão armado, madeira, alumínio e aço. Este programa é composto por vários módulos que visam várias fases de dimensionamento e gestão de um edifício ou equipamento público encontrando-se já com a integração BIM. Os módulos de gestão proporcionam um controlo de custos e de material ao longo do processo construtivo, assim como a elaboração de orçamentos de custos de construção de um edificado num dado local em Portugal através de um processo rápido de dimensionamento da área de habitação, escolha de materiais e elementos construtivos. Os módulos de infraestruturas possibilitam o projeto e dimensionamento destes elementos possibilitando um processo completo de dimensionamento de um edifício comum sem necessidade de utilização de outro programa de dimensionamento, integrando-se diretamente na metodologia BIM. O módulo CYPECAD foi utilizado para realizar o cálculo e dimensionamento da estrutura de betão armado. Esta componente é a mais conhecida do programa CYPE e permite o cálculo de soluções estruturais para betão armado, definindo facilmente as ações de cálculo e a inserção de elementos estruturais, como pilares, paredes, lajes maciças, nervuradas ou em vigotas, entre outros. Este processo inicia-se com a caracterização de alguns elementos fundamentais como o tipo de betão e aço a utilizar, características do solo e das ações variáveis a que a estrutura se encontra sujeita como a ação do vento e a ação sísmica. Após a verificação destas variáveis, segue a importação de dados do projeto arquitetónico, normalmente em formato DWG produzido pelo programa de desenho técnico AUTOCAD, facilitando assim a inserção da estrutura após este processo. Finalizando a introdução de todos os dados estruturais, o programa realiza os cálculos e gera os resultados correspondentes. Além disso, é possível visualizar os resultados na estrutura recorrendo a gráficos a cores, imprimir as listagens de todos os cálculos realizados, assim como os desenhos que compõem um projeto de estabilidade, como plantas estruturais e detalhes das armaduras em lajes, vigas, pilares, escadas e muros.

4.2 PROCEDIMENTO

1 - Dados Gerais da obra

A introdução dos dados gerais da obra inicia-se na janela “Dados gerais” com a escolha dos materiais a utilizar nos elementos estruturais, e dependendo da estrutura, o tipo de betão e de aço em varão, madeira ou alumínio. Esta janela também permite a definição das normas a considerar no processo do cálculo do programa, coeficientes de encurvadura, comprimentos de varões, recobrimentos entre outros parâmetros.

Figura 4.1 - Interface de dados gerais da obra do CYPE.

2 - Plantas/Grupos

Seguidamente inicia-se a caracterização da estrutura do edifício. Define-se o número de pisos, as respetivas cotas e a cota de fundação. A cada piso definido atribui-se um grupo que será depois considerado no passo seguinte.

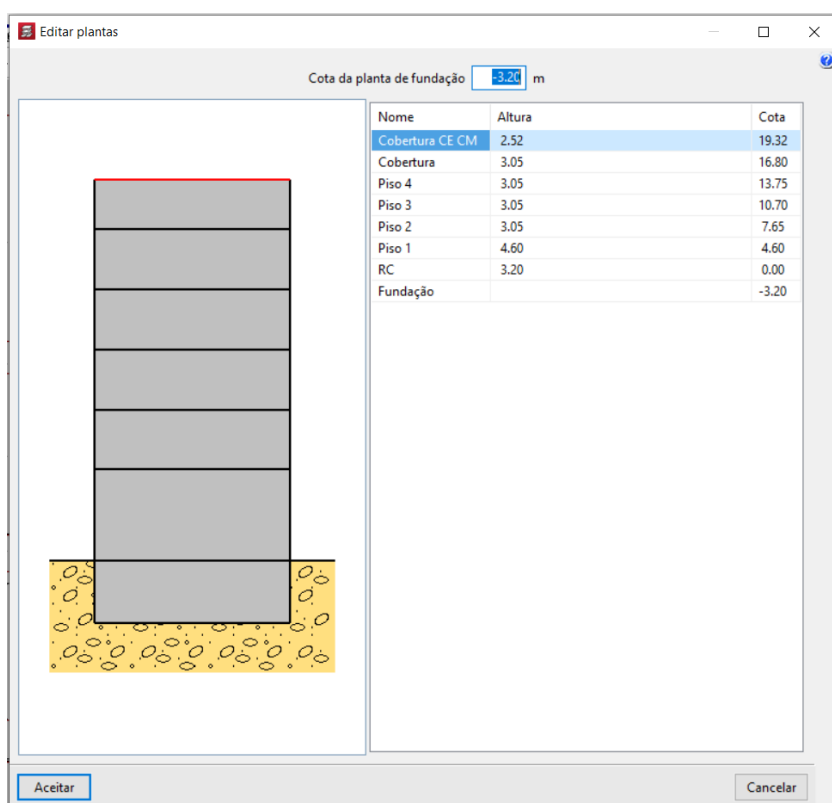


Figura 4.2 - Painel de edição de grupos do CYPE.

3 - Editar Grupos

Na janela Editar Grupos caracterizam-se os grupos definidos pelos vários pisos referidos no passo anterior. Esta caracterização passa pela seleção da categoria de utilização, a sobrecarga a aplicar e as cargas dos revestimentos e paredes.

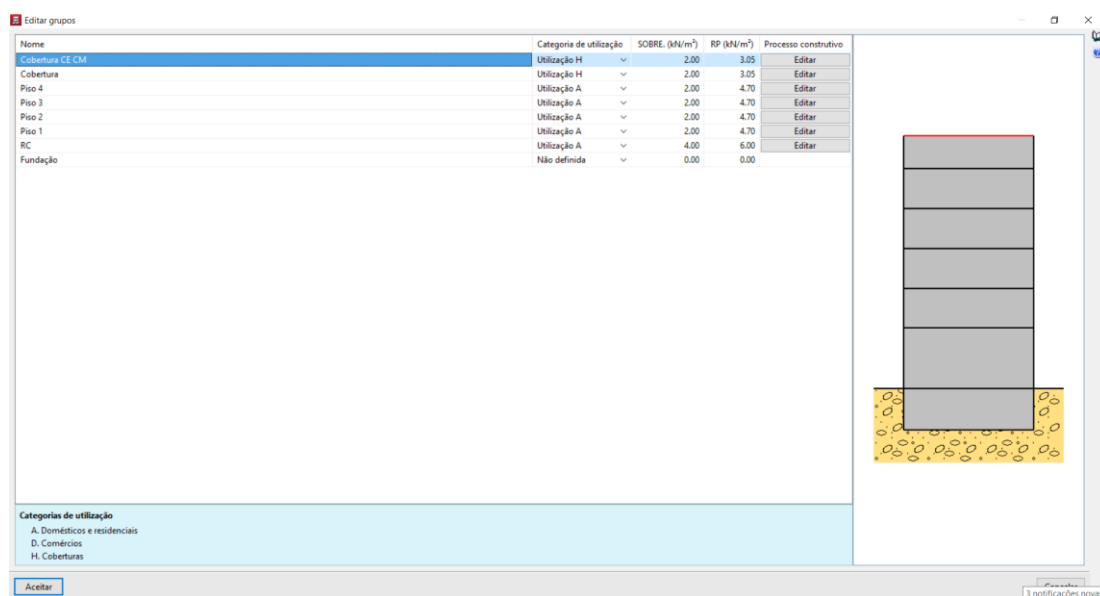


Figura 4.3 - Janela de edição de grupos do CYPE.

4 - Editar máscaras

Este menu permite gerir as máscaras do ficheiro importado, permitindo a utilização do desenho de arquitetura previamente adaptado para o cálculo estrutural. Este desenho é obtido a partir das plantas de arquitetura originais após a organização dos pisos e eliminação de pormenores que não interessam ao projeto de estabilidade. Desta forma, permite-se uma melhor trabalhabilidade ao longo do desenvolvimento do modelo.

No menu em questão, corresponde-se cada layer a uma máscara que é atribuída a cada grupo, definindo-se como visível ou ténue conforme a necessidade de visualização.

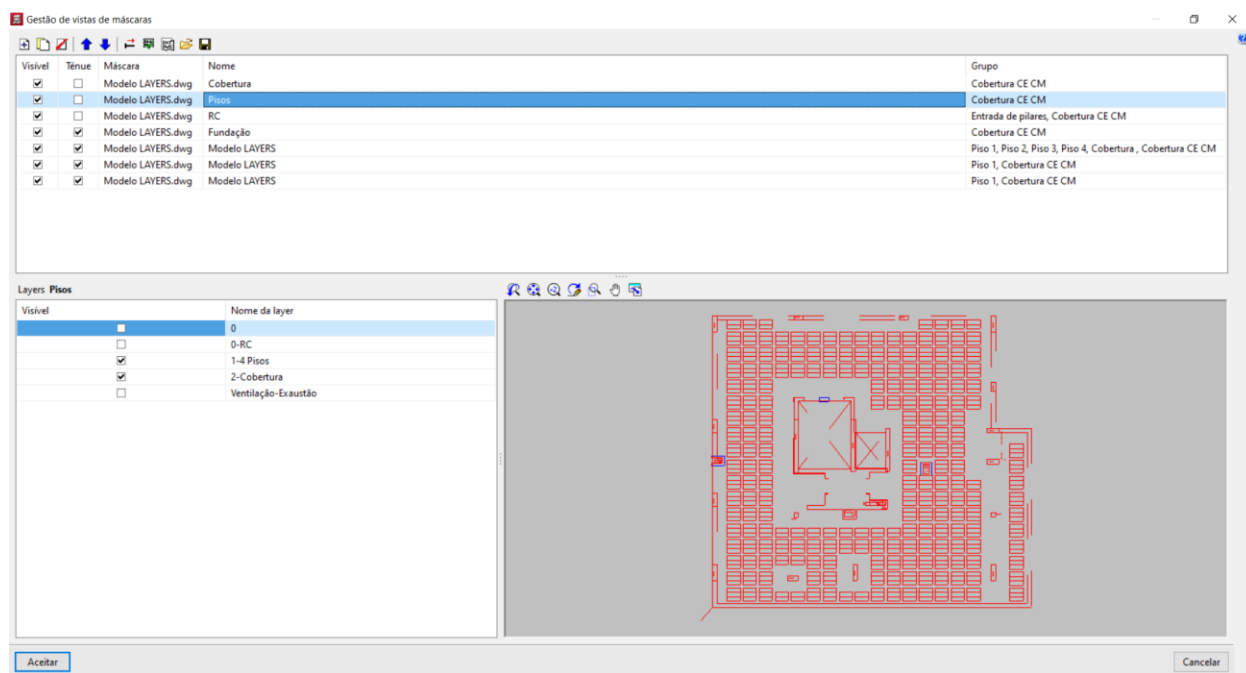


Figura 4.4 - Plataforma de gestão de vistas de máscaras do CYPE.

5 - Pilares, paredes e arranques

Os primeiros elementos a serem introduzidos são os pilares. A função “Novo Pilar” da aba “Entrada de Pilares” acede a um menu de introdução de pilares onde se define a dimensão do pilar ao longo dos pisos e o tipo de fundação. Esta tipologia define se este pilar parte de um outro elemento já dimensionado ou se requer fundação em sapata – vinculação exterior.

Em casos mais específicos, é possível atribuir características únicas diferentes das definidas nos Dados Gerais como o recobrimento, os coeficientes de encurvadura ou uma altura predefinida de sapata a ter em consideração.

Novo pilar

Referência: **P10** Grupo final: **Cobertura CE CM** Grupo inicial: **Fundação**

Ângulo: **0.0** graus

☐ Sem vinculação exterior
☒ **Com vinculação exterior**
☒ Vincular rotação em torno do eixo X
☒ Vincular rotação em torno do eixo Y

Desnível de apoio: **0.00** m
 Altura de apoio: **0.00** m

Coefficientes de encurvadura:
 Coeficientes de encastramento:
 Coeficiente de rigidez axial:
 Recobrimento:
 Resistência do betão:
 Categoria sismo-resistente:
 Ângulo de inclinação das bielas de compressão:

	R	Largura X (cm)	Largura Y (cm)
Cobertura CE CM		30	30
Cobertura		30	30
Piso 4		30	30
Piso 3		30	30
Piso 2		30	30
Piso 1		30	30
RC		30	30

Diagrama vertical (m):

- Cobertura CE CM: 19.32 m
- Cobertura: 16.80 m
- Piso 4: 13.75 m
- Piso 3: 10.70 m
- Piso 2: 7.65 m
- Piso 1: 4.60 m
- RC: 0.00 m
- Fundação: -3.20 m

Aceitar Copiar de Cancelar

Figura 4.5 - Pannel de introdução de pilar do CYPE.

6 - Introdução de muros

No menu “Muros”, função “Introdução de Muros”, definem-se os tipos de muros e a espessura do muro em relação aos seus eixos, dimensão da fundação e a altura do elemento. Tratando-se dos muros da cave, será necessário introduzir os impulsos das terras sobre os muros. Esta informação poderá ser feita graficamente através da introdução de um diagrama genérico de cargas ou definindo a cota e as características do terreno envolvente.

Muro de betão armado

Referência: **M8** Até a: **RC** De: **Fundação**

☐ Parede resistente

Planta	Esquerda	Direita	Viga embecida	Esquerda	Direita	Altura	Cont.
RC	0.150	0.150	Com as características gerais	0.000	0.000	0.000	☐

Diagramas de pressões: Não foi definido nenhum diagrama de pressões

☐ Com coeficiente de rigidez axial diferente

Fundação

Sapata contínua sem interacção terreno-estrutura

☐ Só consola à esquerda
☐ Só consola à direita
☒ **Consolas de ambos os lados**

Altura: **50** cm
 Consolas: **50.0** / **50.0** cm

Aceitar Copiar de Muro Cancelar

Figura 4.6 - Pannel de introdução de muros de betão armado no CYPE.

7 - Introdução de vigas

Na aba “Entrada de Vigas”, a função “Introduzir Viga” acede a uma janela que se encontra organizada por famílias de tipologias de vigas predefinidas, cuja seleção apresenta a geometria da secção correspondente.

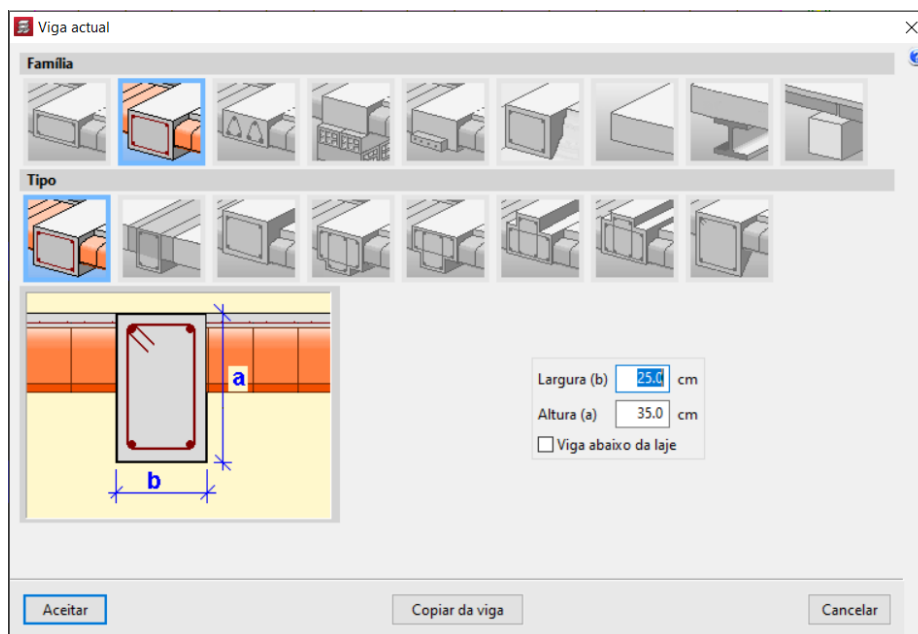


Figura 4.7 - Painel de introdução de vigas do CYPE.

8 - Introdução de lajes

Como analisado anteriormente, o sistema estrutural a ser modelado contempla a construção de lajes nervuradas. Para isso é necessário introduzir as lajes a partir da função “Introdução de lajes” no menu “Gestão de Lajes”. Nesse painel as lajes nervuradas são seleccionadas, o que nos dá acesso às definições de dimensão do bloco (ou abobadilha) assim como da lâmina de compressão. As dimensões do bloco são referidas pelo fornecedor no momento de escolha da laje. O programa calcula o peso próprio consoante estas definições. Este valor será depois somado nos pesos dos restantes elementos da estrutura.

Após esta introdução de lajes em todos os pisos, também são introduzidas as lajes maciças de palas e varandas e executam-se as aberturas na laje através da função “Apagar Laje/Introduzir Abertura” para execução da caixa de escadas, caixa de elevador e coretes da infraestrutura.

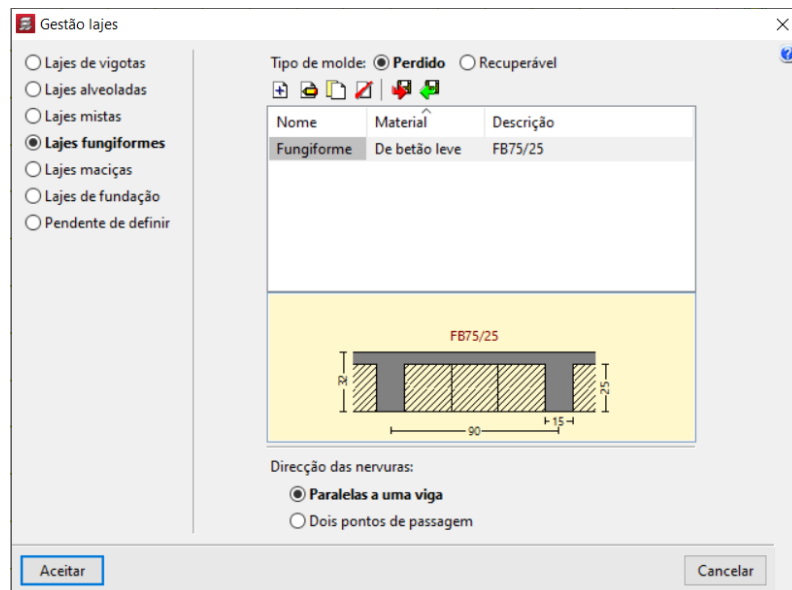
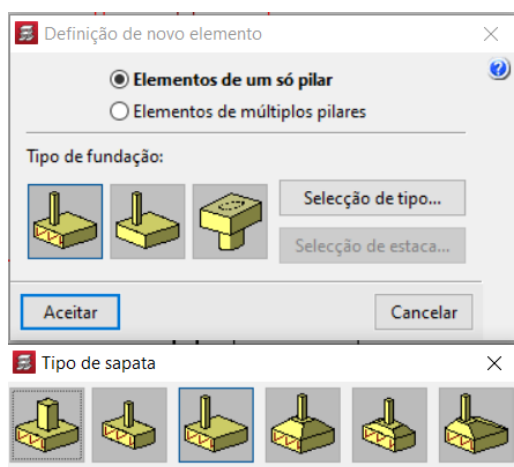


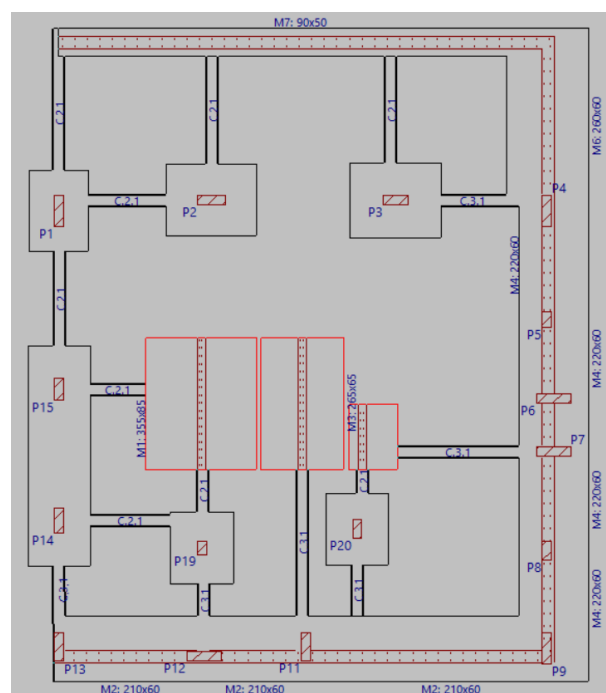
Figura 4.8 - Painel de gestão de lajes do CYPE.

9 - Introdução de elementos de fundação

O último passo a realizar na elaboração deste modelo é a introdução das fundações da estrutura. A função “Elementos de Fundação” acede a um menu de inserção de tipologias de elementos de fundação, tanto na sua composição como na localização do pilar na sapata. Neste menu também é possível unir sapatas entre vários pilares, caso se encontre de acordo com as normas.



a)

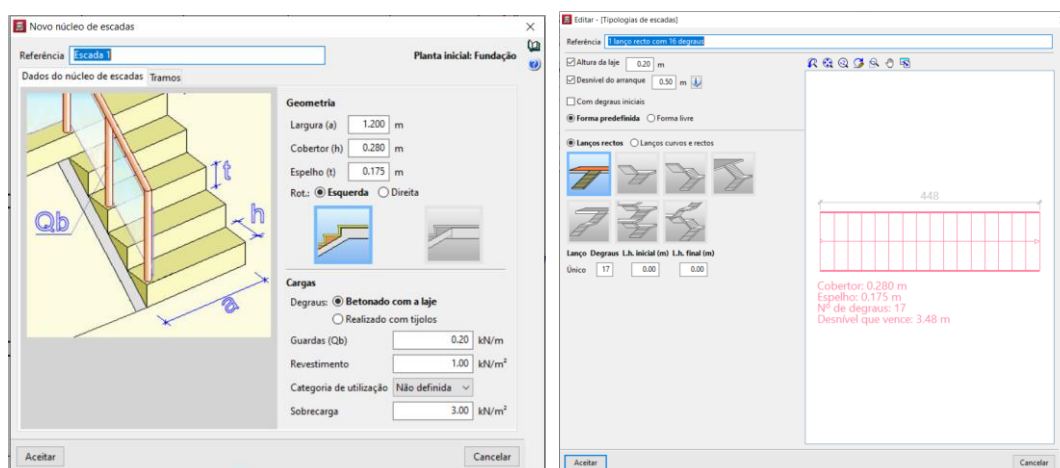


b)

Figura 4.9 - Interface de introdução de sapatas de fundação dos pilares e muros de betão armado.

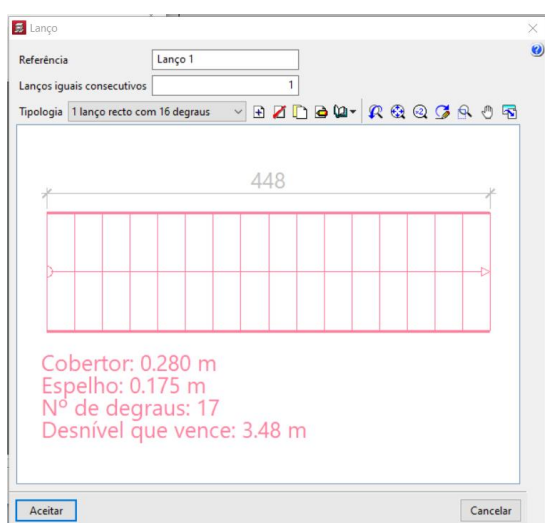
10 - Introdução de Escadas

A introdução de escadas pode ser executada de forma automática a partir do menu “Escadas”. Este menu permite desenvolver os lanços de escada necessários a partir das medidas do espelho e do patim, assim como a espessura da laje e dos patamares que compõem o restante acesso aos pisos. O número de degraus não coincidiu com as cotas das plantas de arquitetura apresentadas, o que não permitiu a utilização desta função com base nestes dados. A introdução automática também foi executada adicionando vários pisos intermédios para executar as lajes de patamar, o que também interveio na verificação do cálculo do vento. Assim, por forma a simplificar a introdução destes elementos, foi realizado um pré-dimensionamento que resultou em cargas lineares nas vigas de abertura da caixa de escadas. Esta introdução será realizada no próximo passo. Na imagem seguinte é possível verificar o aspeto final da introdução das escadas caso fosse executado de forma automática.

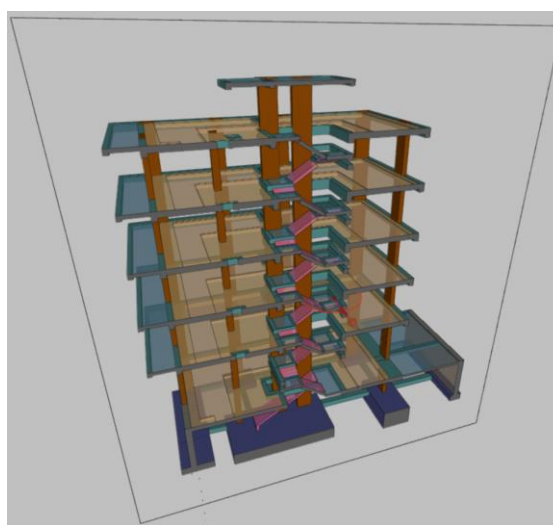


a)

b)



c)



d)

Figura 4.10 – Pannel de introdução de lanços de escadas no CYPE. Modelo 3D do resultado final.

11 - Cargas

Após a finalização da introdução dos elementos estruturais, inserem-se as cargas restantes para além das colocadas no menu Grupos, cargas relacionadas com as escadas e cargas relacionadas com os Muros. As cargas restantes referem-se às cargas lineares que representam as paredes exteriores e as sobrecargas nas varandas. Em relação a estas últimas, a carga adicional é definida pela diferença entre os valores já colocados nos grupos e o valor total proposto no Eurocódigo (5kN/m^2). Segue o quadro das cargas lineares colocadas e as devidas posições.

Tabela 4-1 - Cargas lineares e superficiais introduzidas no modelo

Elementos	Cargas Lineares [kN/m]	Cargas superficiais [kN/m^2]
Paredes Exteriores Piso comercial	11.35	-
Paredes Exteriores Piso habitacional	6	-
Varandas	-	3 na área total da varanda e -2 desde 1 metro de distância do parapeito até à guarda.

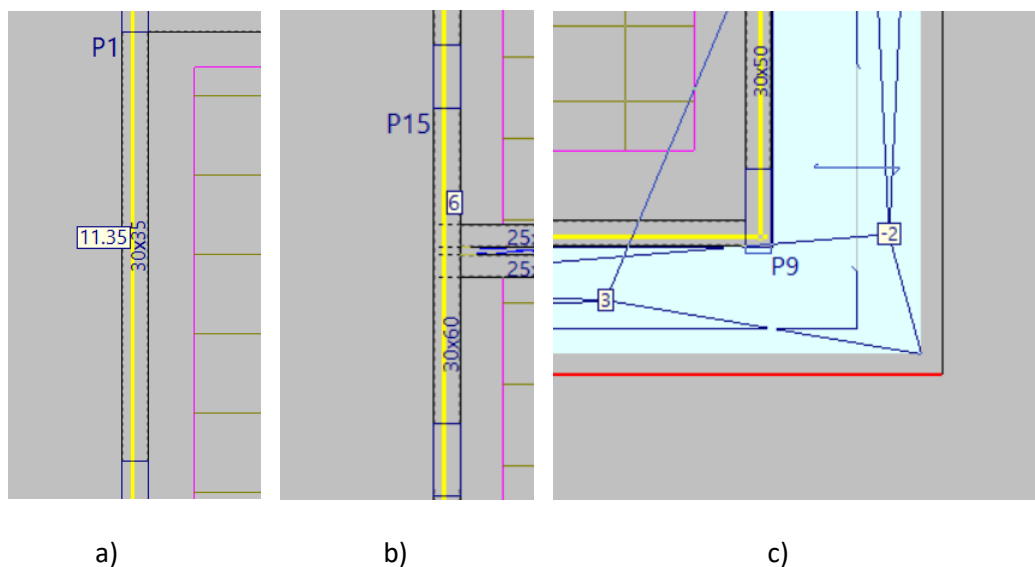


Figura 4.11 - Cargas lineares e superficiais introduzidas no modelo estrutural.

Como é possível verificar, os valores de cargas superficiais acrescentados podem ser negativos ou positivos conforme o caso.

4.3 PROCESSAMENTO DE CÁLCULO DO CYPE

Uma vez concluída a etapa de modelação no CYPE e da aplicação das cargas e definições necessárias, é possível efetuar o cálculo automático da estrutura. O processo de cálculo do CYPE é configurado a partir do painel de Dados Gerais da obra, consoante as normas a serem utilizadas ou definições/regras que o utilizador aplica para aprimorar os resultados finais. O cálculo é efetuado com as mesmas expressões numéricas apresentadas nas normas utilizando as cargas atuantes correspondentes, sendo que, após o resultado do esforço resistente necessário, a este faz-se corresponder uma armadura criada a partir de várias tabelas pré-existentes e moldadas ao regulamento aplicado (tabelas de secção do elemento, armadura principal, armaduras de montagem e de reforço entre outras) sendo criada uma solução final que é apresentada no fim do cálculo.

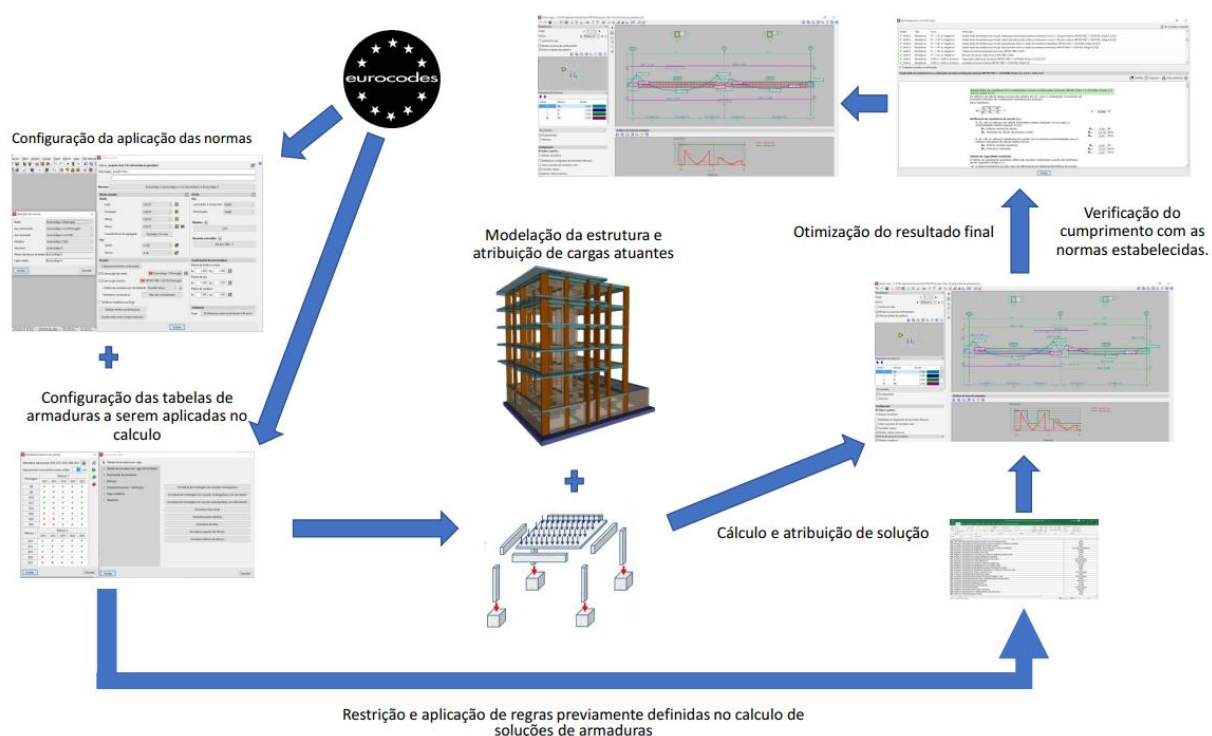


Figura 4.12 - Organograma do cálculo automático das soluções apresentadas pelo CYPE.

No menu Dados Gerais existe a capacidade de ajustar as tabelas de armaduras e de secções que são empregadas para gerar os resultados desejados no cálculo automático. Esse recurso possibilita um processo contínuo de aprimoramento do produto final, funcionando como um guia ao longo do processo de cálculo, orientando a busca das soluções desejadas. É possível efetuar modificações, adições ou restrições nos diâmetros e espaçamentos que compõem as soluções finais, permitindo assim selecionar

com precisão as opções mais adequadas por meio do processo de cálculo do programa. Apresenta-se na Figura 5.2 a janela de ajustes de armadura dos pilares, sendo possível também modificar para lajes maciças, vigas, paredes e muros.

Tabelas de armadura para pilares

Diâmetros utilizáveis

- Armaduras longitudinais: Ø12, Ø16, Ø20, Ø25, Ø32
- Armaduras transversais: Ø6, Ø8, Ø10

Configuração das armaduras longitudinais

Espaçamento livre mínimo entre varões: 8 cm

Espaçamento máximo entre eixos de varões: 30 cm

Lado mínimo do pilar a partir do qual colocar varões nas faces: 25 cm

Quantidade geométrica mínima: 0.20 %

Quantidade geométrica máxima: 4.00 %

Pilares rectangulares **Pilares circulares**

Cant.	Fases					Esp. máx. (cm)	Armaduras transversais			Bmín. (cm)	Bmáx. (cm)
	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	Ø32		Ø6	Ø8	Ø10		
Ø12	✓	✗	✗	✗	✗	15	✓	✓	✓	0	1000
Ø16	✓	✓	✗	✗	✗	20	✓	✓	✓	0	1000
Ø20	✓	✓	✓	✗	✗	30	✓	✓	✓	25	1000
Ø25	✗	✓	✓	✓	✗	30	✗	✓	✓	25	1000
Ø32	✗	✗	✓	✓	✓	30	✗	✓	✓	100	1000

Configuração das armaduras transversais

Espaçamento livre mínimo entre varões: 5.0 cm

☒ O diâmetro da armadura transversal secundária é sempre igual ao do principal

Disposição da armadura transversal

Ver as armaduras geradas

☐ Gravar como opções por defeito

Aceitar Valores de instalação Cancelar

Figura 4.13 - Tabela de armaduras para pilares.

Não existe um momento específico para alterar ou introduzir os dados desejados nesta tabela, estando dependente do método de trabalho e do caso de estudo.

No fim deste processo, a aba “Resultados” disponibiliza uma análise detalhada de todos os elementos estruturais, não só na sua composição, mas também as deformações e deslocamentos resultantes a que a estrutura se encontra sujeita nos diferentes Estados Limites. É também nesta aba que se ajusta o resultado final do dimensionamento da estrutura, levando cuidadosamente em consideração as soluções geométricas e as disposições das armaduras em concordância com as normas preconizadas. Inicialmente, analisa-se a armadura das vigas. No painel de edição de vigas, são apresentados dois quadros, um que representa um corte longitudinal do elemento em análise e outro, um gráfico que demonstra os esforços a que esse elemento se encontra sujeito. Este gráfico é composto por duas linhas, uma que indica a resistência e outra que representa os esforços aplicados na peça. No primeiro quadro são apresentados um esquema de varões que se encontram desorganizados, não correspondendo à forma típica de construção em obra. Estas disposições de armaduras foram alteradas, por forma a simplificar a execução dos elementos. Existem vários pormenores a ter em atenção, tais como o uso de medidas fixas ou de

poucos diâmetros de varões, o que facilita a execução da estrutura e reduz o desperdício em obra. Será importante referir que o redimensionamento de secção também poderá ser utilizado, desde que cumpram os critérios arquitetónicos e funcionais. Percebe-se que ao aplicar estas modificações às vigas, pilares e muros presentes no modelo, este torna-se um processo iterativo até chegar a uma solução ideal que encaixe em todos os parâmetros definidos pelo responsável do projeto, desde a sua funcionalidade à economia, tempo e facilidade de execução em obra da estrutura. Serão tidos como exemplos o dimensionamento e ajuste da armadura de uma viga, um pilar e uma laje.

4.4 DIMENSIONAMENTO DA VIGA – ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para verificar os resultados originados pelo CYPE, será necessário compará-los com os resultados do dimensionamento através do cálculo manual que segue as normas do Eurocódigo. Desta forma, tomamos como exemplo a análise da viga 40 (P11-P9) da laje da cobertura. Apresentam-se no quadro seguinte as características para a verificação da viga ao estado limite último.

Tabela 4-2 - Tabela das características da viga P11-P9 do piso da cobertura

Características da viga 40	
Largura (cm)	30
Altura total (cm)	50
Altura útil (cm)	45
Resistência da armadura - f_{yd} (MPa)	435
Resistência do Betão - f_{cd} (MPa)	30

4.4.1 Momento Fletor

O cálculo das armaduras longitudinais parte da análise dos momentos máximos atuantes, calculando os momentos reduzidos com a seguinte expressão:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (4.01)$$

Onde:

μ – momento fletor reduzido;

M_{Ed} – momento máximo atuante.

b – largura da secção

d – altura útil

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Este valor do momento reduzido relaciona-se com a percentagem mecânica de armadura - ω , o qual pode ser obtido a partir da interpolação de resultados que se encontram representados nas tabelas de dimensionamento de estruturas de betão armado. Dado o valor a ω , calcula-se a armadura longitudinal da seguinte forma:

$$\omega = \frac{As \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (4.02)$$

Onde:

As – Área de armadura longitudinal na secção;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias

Por último, existe uma verificação a fazer em relação ao resultado desta armadura, o seu cumprimento com a armadura mínima e máxima preconizada no Eurocódigo 2:

$$As_{min} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \\ 0.0013 \times b \times d \end{cases} \quad (4.03)$$

$$As_{máx} = 0.04 \times b \times h \quad (4.04)$$

Onde:

f_{ctm} – valor médio da resistência á tração do betão;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias;

Ac – área de betão da secção.

Para além do cumprimento da solução se encontrar neste intervalo, sendo por vezes assumido o valor mínimo de área de armadura na secção devido à sujeição de cargas demasiado baixas na secção em conta,

é necessário de verificar o espaçamento de varões longitudinais de modo a garantir a boa funcionalidade da estrutura, mas também o espalhamento regular do betão no momento da betonagem.

O espaçamento da solução de varões é calculado da seguinte forma:

$$dl = \frac{b - 2 \times c_{nom} - (n^{\circ} \text{ de estribos} \times \emptyset) - (\emptyset \times n^{\circ} \text{ varões})}{n^{\circ} \text{ espaços}} \quad (4.05)$$

Este espaçamento será comparado com o espaçamento mínimo recomendado pelo Eurocódigo 2, sendo calculado na expressão seguinte:

$$d_{min} \begin{cases} \emptyset_{m\acute{a}x} \\ dg + 5 \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

Onde:

dg – dimensão nominal máxima do agregado.

Dado que normalmente estas vigas se encontram simplesmente apoiadas, a armadura de apoio para resistir aos momentos negativos representam 15% da armadura principal.

$$A_{s_{apoio}} = 15\% A_{s_{principal}} \quad (4.06)$$

Este pequeno resumo até aqui apresentado será aplicado na viga 40 da laje da cobertura. Apresentam-se os esforços na viga na figura seguinte procedendo-se aos cálculos da armadura longitudinal.

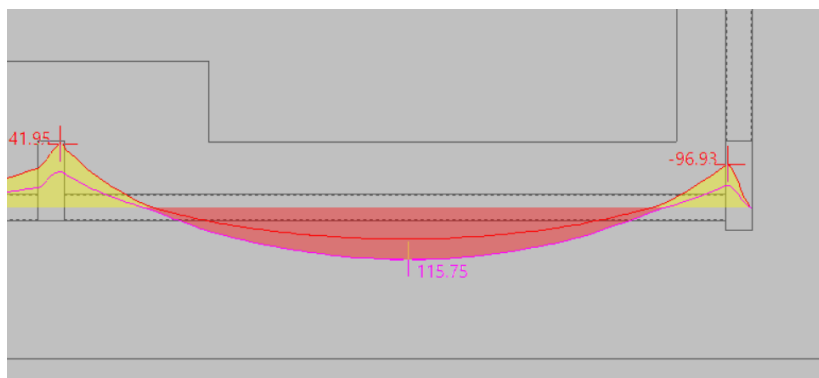


Figura 4.14 - Diagrama envolvente dos momentos de cálculo atuantes na viga 40.

Tomando o valor de momento atuante de 115.75 kN.m, obtiveram-se os seguintes valores:

$$\mu = \frac{115.75}{0.3 \times 0.45^2 \times 20 \times 10^3} = 0.0952 \quad (4.07)$$

Recorrendo às Tabelas e Ábacos é possível aplicar a interpolação entre momentos reduzidos (μ), chegando a percentagem mecânica de armadura (ω). Este valor é calculado da seguinte forma:

$$\mu = 0.0952 \rightarrow \omega = 0.101 \quad (4.08)$$

$$\omega = \frac{As \times 435 \times 10^3}{0.3 \times 0.45 \times 20000} \quad (4.09)$$

$$0.101 = \frac{As \times 435 \times 10^3}{0.3 \times 0.45 \times 20000} \quad (4.10)$$

$$As = 0.000625m^2 = 6.25m^2 \quad (4.11)$$

Assim se verifica que seria necessário aproximadamente 6.25 cm² de armadura longitudinal inferior para suportar o momento positivo a que a viga se encontra sujeita.

Esta armadura deverá respeitar as quantidades máximas e mínimas preconizadas pelo Eurocódigo.

$$A_{Smin} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.3 \times 0.45 = 0.000204 \text{ m}^2 = 2.04 \text{ cm}^2 \\ 0.0013 \times 0.3 \times 0.45 = 0.000176 \text{ m}^2 = 1.76 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (4.12)$$

$$As_{max} = 0.04 \times 0.3 \times 0.5 = 0.006 \text{ m}^2 = 60 \text{ cm}^2 \quad (4.13)$$

Para a verificação do espaçamento livre entre varões longitudinais será utilizada a solução apresentada pelo programa - um conjunto de armaduras composto por 2 varões Ø20 com 1 varão Ø12 no mesmo alinhamento e centrado na largura da viga, disposto na face inferior e estribos Ø6, para verificação do espaçamento livre entre varões longitudinais.

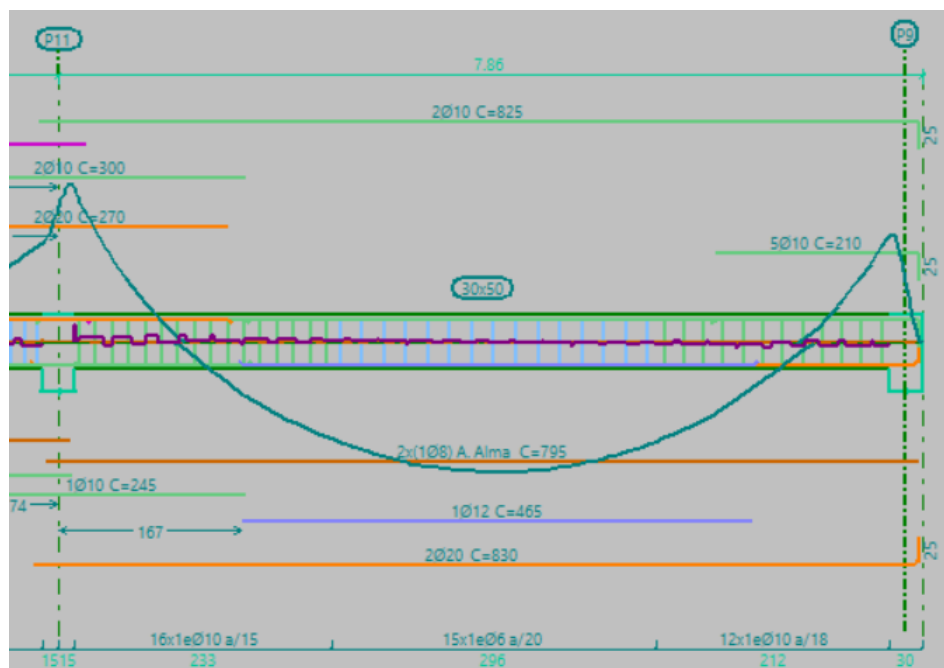


Figura 4.15 - Solução de armadura resistente aos esforços atuantes na viga 40 proposta pelo programa CYPE.

$$dl = \frac{b - 2 \times c_{nom} - (n^{\circ} \text{ de estribos} \times \emptyset) - (\emptyset \times n^{\circ} \text{ varões})}{n^{\circ} \text{ espaços}} \quad (4.14)$$

$$dl = \frac{0.3 - 2 \times 0.03 - (2 \times 0.006) - (0.02 \times 2 + 0.012)}{2} \quad (4.15)$$

$$dl = 0.078 \text{ m} \quad (4.16)$$

Como $dl > d_{min}$, verifica-se o cumprimento da armadura com os requisitos preconizados no Eurocódigo 2 em relação ao espaçamento entre varões.

Em relação às quantidades de armadura longitudinal, o CYPE apresenta um gráfico onde a vermelho apresenta as áreas de armadura necessária e a verde as áreas de armadura efetivamente colocadas.

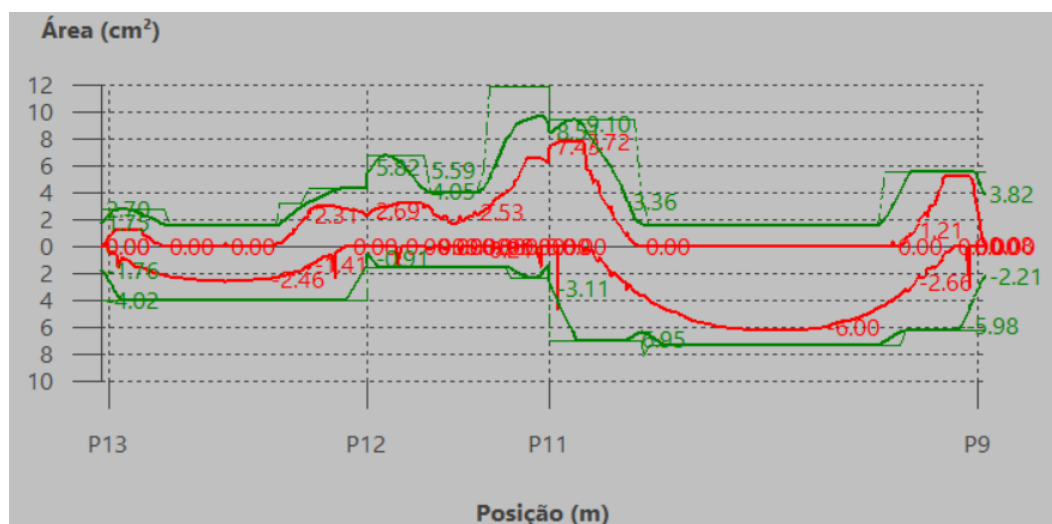


Figura 4.16 - Gráficos de áreas de armaduras da viga 40.

Desta forma demonstra-se que o valor do cálculo manual da armadura longitudinal inferior (6.25 cm^2) é idêntico ao preconizado pelo CYPE (6.00 cm^2), cumprindo a verificação da resistência.

4.4.2 Esforço Transverso

O cálculo da armadura resistente ao esforço transverso segue-se ao cálculo das armaduras longitudinais.

Este cálculo inicia-se pela verificação do esforço transverso máximo ($V_{Rd,max}$).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cm} \times b_w \times Z \times U \times f_{cd} \times \left(\frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} \right) \quad (4.17)$$

$$Z = 0.9 \times d \quad (4.18)$$

$$U = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (4.19)$$

Onde:

α_{cm} – coeficiente relacionado com o estado de tensão do banzo comprimido. $\alpha_{cm}=1$ nas secções sem pré-esforço.

Z – distância do binário das forças interiores para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no momento.

U – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

θ – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

A resistência ao esforço transversal é calculada através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times f_{yd} \times \cot \theta \quad (4.20)$$

Onde:

A_{sw} – área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existentes no comprimento do elemento

s – espaçamento dos estribos, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento

Nas duas expressões acima indicadas os valores de $\cot \theta$ variam entre 1 e 2.5 e sempre que possível igualar o valor máximo nos cálculos manuais pois verifica um alinhamento de estribos mais económico, no entanto no CYPE é considerado $\cot \theta$ igual a 1, valor este que será utilizado para comparação de resultados entre os verificados no CYPE e os calculados manualmente.

Assim como as armaduras longitudinais, também as armaduras resistentes ao esforço transversal têm de verificar quantidades mínimas estabelecidas no Eurocódigo 2.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{min} \times b_w \times \sin \alpha \quad (4.21)$$

$$\rho_{min} = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.22)$$

Onde:

ρ_{min} – taxa de armadura mínima de esforço transversal.

α – ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga. Sendo que a colocação dos estribos é na direcção vertical, $\sin \alpha$ é igual a 1.

O espaçamento longitudinal máximo entre estribos também é calculado, dependendo da altura útil e do ângulo de inclinação dos mesmos. Segue a expressão preconizada na norma:

$$S_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad (4.23)$$

Em relação ao espaçamento transversal máximo entre os ramos do mesmo estribo é calculado segundo a expressão:

$$S_{t,max} \begin{cases} 0.75 \times d \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.24)$$

Tendo em conta estes parâmetros de dimensionamento de armaduras transversais segundo o Eurocódigo 2, segue-se o cálculo manual da armadura transversal da viga em estudo. Apresentam-se os esforços transversais máximos atuantes no elemento, sendo esses os valores iniciais considerados para o cálculo das armaduras.

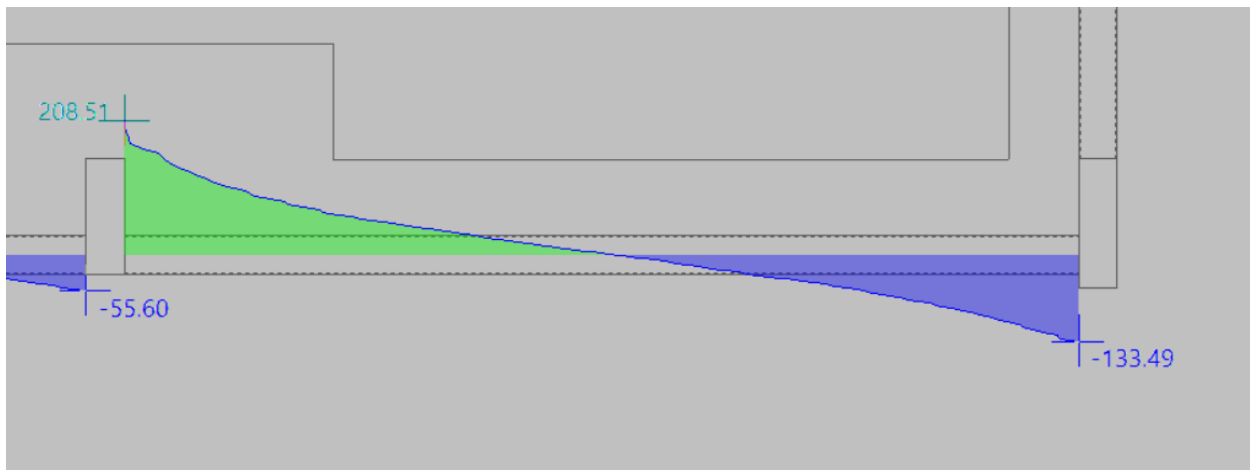


Figura 4.17 - Gráfico do esforço transverso atuante na viga 40.

Inicia-se o cálculo manual com o cálculo do esforço transverso máximo:

$$V_{Rd,max} = 1 \times 0.3 \times 0.405 \times 0.528 \times 20 \times 10^3 \left(\frac{1}{2.5+0.4} \right) \quad (4.25)$$

$$V_{Rd,max} = 442.43 \text{ kN} \quad (4.26)$$

$$Z = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m} \quad (4.27)$$

$$U = 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.528 \quad (4.28)$$

Como é possível verificar na figura 5.6, a armadura resistente ao esforço transverso será calculada para o valor máximo do esforço transverso através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times f_{yd} \times \cot\theta \quad (4.29)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{208.51}{0.405 \times 435 \times 10^3 \times 2.5} \quad (4.30)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 4.734 \times 10^{-4} m^2/m \quad (4.31)$$

A armadura mínima transversal necessária para esta secção é calculada na seguinte forma:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0.08 \times \frac{\sqrt{30}}{500} \times 0.3 \times 1 \quad (4.32)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 2.6 \times 10^{-4} m^2/m \quad (4.33)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} > \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} \quad (4.34)$$

Desta forma encontra-se garantida a utilização da armadura resistente ao esforço transversal atuante na viga face à armadura mínima necessária da secção. Seguem os cálculos do espaçamento transversal e longitudinal dos estribos.

$$S_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot\alpha) \quad (4.35)$$

$$S_{l,max} = 0.75 \times 0.45 \times (1 + 0) = 0.3375 m = 0.34 m \quad (4.36)$$

$$S_{t,max} \leq \begin{cases} 0.75 \times d \\ 600 mm \end{cases} \quad (4.37)$$

$$S_{t,max} \leq \begin{cases} 0.75 \times 0.45 \\ 600 mm \end{cases} \quad (4.38)$$

$$S_{t,max} \leq \begin{cases} 337.5 mm \\ 600 mm \end{cases} \quad (4.39)$$

O espaçamento longitudinal e transversal entre armaduras de estribos e varões do mesmo estribo deverá ser menor que 0.34m.

Estes valores correspondem aos valores de cálculo manual abordados no dimensionamento dos elementos pelo eurocódigo 2, correspondendo a $\cot\theta = 2.5$. Por forma a comparar os valores apresentados pelo programa com os valores calculados será necessário realizar o mesmo cálculo com a $\cot\theta$ igual a 1.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{208.51}{0.405 \times 435 \times 10^3 \times 1} = 11.83 \times 10^{-4} m^2/m \quad (4.40)$$

Como é possível verificar com este novo ângulo dos estribos será necessário muito mais estribos do que com o ângulo anterior para suportar o mesmo esforço transversal atuante. O CYPE calculou o valor de área

de armadura distribuída resistente ao esforço transversal de $10.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$. O valor encontra-se muito próximo do valor calculado analiticamente pelo que este cálculo se dá como validado. O gráfico de área de armadura distribuída resistente ao esforço transversal encontra-se abaixo exemplificado.

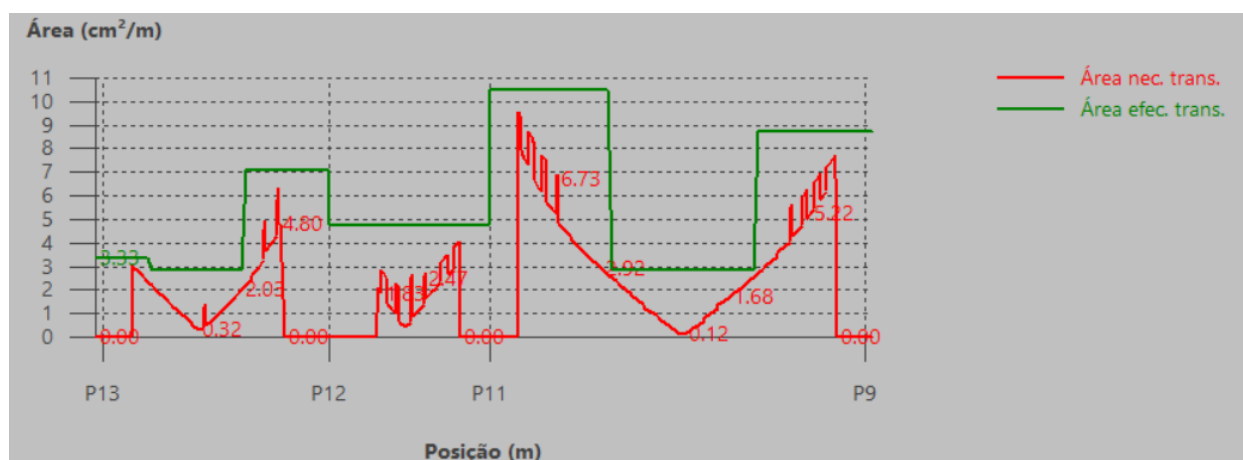


Figura 4.18 - Gráfico de armadura distribuída resistente ao esforço transversal.

4.4.3 Verificação dos Estados Limite de Serviço: Fendilhação

Conforme o Eurocódigo 2, a fendilhação é um fenómeno que deve ser controlado de forma a não comprometer a sua aparência original, o desempenho apropriado ou o tempo de vida útil da estrutura. Este fenómeno é complexo e não se trata apenas do seu surgimento, provocado não só pelos esforços atuantes mas também pelo tempo de duração da atuação dos mesmos. É essencial considerar a análise estrutural específica, incluindo as cargas aplicadas, a resistência do betão, a distribuição de esforços e outros fatores relevantes, para uma avaliação precisa do desenvolvimento das fissuras. A velocidade de desenvolvimento deste fenómeno pode depender de fatores como a intensidade dos esforços, a qualidade do betão, as características do projeto e as condições ambientais. No entanto, é possível relacionar o tempo de atuação de um esforço com a fissuração de um elemento de forma generalizada:

- **Esforços de Flexão:** A fendilhação devido a esforços de flexão geralmente ocorre mais cedo do que outros tipos de fissuras. Isso ocorre porque as tensões de flexão podem ser mais elevadas e concentram-se nas regiões específicas da estrutura – em elementos simplesmente apoiados, a meio vão. Portanto, fissuras por flexão podem manifestar-se relativamente cedo na vida útil da estrutura.
- **Esforços de Corte:** As fissuras causadas por esforços de corte tendem a desenvolver-se num estágio posterior em comparação com a fissuração por flexão. Isso ocorre devido à natureza do esforço, as tensões de corte normalmente são distribuídas ao longo de uma seção transversal maior da estrutura e exigem uma maior intensidade para se tornarem visíveis.

- Esforços de Torção: As fissuras por torção também costumam manifestar-se numa fase seguinte da vida útil da estrutura em relação aos fenómenos anteriores, pois os esforços de torção geralmente são menores em comparação com os esforços de flexão e corte. Além disso, a torção é um tipo de carregamento mais complexo, afetando a estrutura de uma forma mais indireta.
- Esforços de Tração: A fendilhação devido a esforços de tração pode ocorrer em diferentes etapas da vida útil da estrutura, dependendo da magnitude desses esforços e da sensibilidade do betão à tração. Geralmente, fissuras de tração podem manifestar-se ao longo do tempo, especialmente se houver um aumento gradual nas cargas aplicadas ou deformações impostas.

A manifestação de fissuras na estrutura é um processo natural ao longo da vida útil da estrutura, no entanto é necessário a sua monitorização e análise, de forma a limitar sua largura ou evitar a deformação do elemento e sem prejudicar o desempenho da estrutura. Segundo o Eurocódigo 2, a largura das fissuras calculadas (w_k) não deve exceder uma largura máxima permitida (w_{max}), levando em consideração a função e a natureza da estrutura, cumprindo a seguinte expressão:

$$w_k \leq w_{max} \quad (4.70)$$

O ponto 7.3.4 do Eurocódigo 2 recomenda um cálculo da largura das fendas que se indica a seguir:

$$w_k = S_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.71)$$

Onde:

$S_{r,max}$ – distância máxima entre fendas;

ε_{sm} – extensão média da armadura para a combinação de ações considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão tracionado;

ε_{cm} – extensão média no betão entre as fendas.

A diferença entre a extensão média da armadura e do betão é calculada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.72)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (4.73)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (4.74)$$

Onde:

σ_s – tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

k_t – coeficiente de função da duração do carregamento:

- $k_t = 0.6$ para ações de curta duração;
- $k_t = 0.4$ para ações de longa duração;

$f_{ct,eff}$ – valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas, geralmente igual ao valor de f_{ctm} ;

A_s – área da armadura tracionada;

$A_{c,eff}$ – área da secção efetiva de betão tracionado calculado pela expressão:

$$- A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} \quad (4.75)$$

$h_{c,eff}$ – altura efetiva da viga, igual ao menor dos seguintes valores:

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \times (h - d) \\ \frac{h-x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right\} \quad (4.76)$$

A primeira parcela da expressão em estudo, $S_{r,max}$, referente á distância máxima entre fendas é calculada a partir da seguinte expressão:

$$S_{r,max} = k_3 \times C + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (4.77)$$

Onde:

$\emptyset$ - diâmetro dos varões da armadura ordinária;

k_1 – coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência dos varões das armaduras:

- $k_1 = 0.8$ para varões de alta aderência
- $k_1 = 1.6$ para varões de superfície lisa;

k_2 – coeficiente que considera a distribuição das extensões:

- $k_2 = 0.5$ para flexão
- $k_2 = 1$ para tração;

k_3 – assume o valor de 3.4

k_4 – assume o valor de 0.425

A largura máxima das fendas é uma tabela proposta pelo Eurocódigo 2 que refere valores em milímetros divididos pela classe de exposição do betão, tipo de combinação a que se encontra sujeito o elemento/estrutura em causa e se este é composto por betão armado com armaduras aderentes ou não-aderentes. Segue o quadro referenciado:

Tabela 4-3 - Valores $W_{\max}$ recomendados pelo Eurocódigo 2.

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes.	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0.4	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

O Eurocódigo 2 também refere, em relação a este quadro, que para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade do elemento, sendo este limite estabelecido para dar em geral um aspeto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspeto, este limite poderá ser reduzido. Em relação às classes XC2, XC3, e XC4, quando o elemento se encontra sujeito a combinação de ações frequente, deverá verificar-se a descompressão para a combinação quase-permanente de ações.

A fendilhação da estrutura no modelo criado foi analisada recorrendo às funcionalidades do CYPE que apresenta uma listagem para cada elemento que compõe a estrutura e todos os cálculos referentes a verificações de resistência, fendilhação e flecha. Focando na viga em estudo, apresenta-se na figura seguinte o quadro correspondente à verificação da fendilhação.

Vão	VERIFICAÇÕES DE FENDILHAÇÃO (EUROCÓDIGO 2 NP EN 1992-1-1:2010/NA:2010)						Estado
	$W_{k,F, sup.}$	$W_{k,F, Lat. Dir.}$	$W_{k,F, inf.}$	$W_{k,F, Lat. Esq.}$	σ_{sr}	V_{fend}	
P11 - P9	x: 0 m Verifica	x: 3.765 m Verifica	x: 3.765 m Verifica	x: 3.765 m Verifica	x: 2.015 m Verifica	Verifica	VERIFICA
Anotação: $W_{k,F, sup.}$: Cálculo da largura de fenda: Face superior $W_{k,F, Lat. Dir.}$: Cálculo da largura de fenda: Face lateral direita $W_{k,F, inf.}$: Cálculo da largura de fenda: Face inferior $W_{k,F, Lat. Esq.}$: Cálculo da largura de fenda: Face lateral esquerda σ_{sr} : Área mínima de armadura V_{fend} : Fendilhação devida a tensões tangenciais de esforço transversal x : Distância à origem da barra η : Coeficiente de aproveitamento (%)							

Figura 4.19 - Quadro de verificações de fendilhação para a Viga 40 do CYPE.

4.4.4 Verificação dos Estados Limite Serviço: Deformação

O Eurocódigo 2 estabelece limites de deformação de um elemento que garanta o correto funcionamento da estrutura em conjunto com os outros constituintes que compõem o edificado. A natureza da estrutura, os acabamentos e divisórias apresentam características construtivas que levam à necessidade de estabelecimento destes limites. A presença de elementos conectados à estrutura - como palas ou varandas, envidraçados, revestimentos ou acabamentos acrescenta um cuidado e rigor especial aquando a análise das deformações da estrutura. Em casos de cobertura plana, como no edifício em análise, é fundamental restringir as deformações para garantir o escoamento de águas adequado e permitir desta forma uma melhor conservação do edifício. A verificação das deformações de uma estrutura depende do tipo de apoio a que o elemento se encontra sujeito e a sua flecha. No caso de uma laje armada em duas direções, o cálculo e verificação da flecha devem ser realizados em relação ao menor vão, enquanto no caso da laje fungiforme, o maior vão deve ser considerado.

Existem dois tipos de flechas a ter em consideração, as flechas instantâneas e as flechas a tempo infinito sendo estas últimas as que deverão ser verificadas. No seu cálculo são consideradas as cargas permanentes, como o peso próprio da estrutura, paredes, pisos, revestimentos e elementos fixos. Além disso, são levadas em conta as cargas de uso, como pessoas e mobiliário, que podem ser consideradas de forma contínua ou como uma sobrecarga reduzida. As flechas a tempo infinito não têm só em conta as cargas aplicadas, também consideram as características mecânicas do elemento como a fluência do betão e a progressão das deformações que ocorrem ao longo do tempo. O cálculo das flechas é realizado tendo em conta a aplicação de cargas quase permanentes e são comparadas com as seguintes condicionantes:

Na generalidade dos casos:
$$f_{inf} \leq \frac{L}{250} \quad (4.78)$$

Em casos onde as deformações afetam outros elementos construtivos:
$$f_{inst} \leq \frac{L}{500} \quad (4.79)$$

Onde:

L – vão do elemento em causa, dependendo da direção pretendida. No caso das consolas deverá ser considerado o dobro do comprimento do vão.

Estas condicionantes são verificáveis para todos os elementos passíveis de flecha – viga, laje ou consola.

Na base de cálculo das flechas, o Eurocódigo apresenta a seguinte equação:

$$\alpha = \zeta \times \alpha_{II} + (1 - \zeta) \times \alpha_I \quad (4.80)$$

Onde:

α – parâmetro de deformação considerado, por exemplo extensão, curvatura ou rotação;

α_I, α_{II} – valores do parâmetro calculado, respetivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado;

ζ – coeficiente de distribuição (que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas) obtido pela expressão seguinte:

$$\zeta = 1 - \beta \times \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (4.81)$$

Onde:

$\zeta = 0$ – para secções não fendilhadas;

β – coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento:

$\beta=1,0$ – para um único carregamento de curta duração;

$\beta=0,5$ – para um carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos;

σ_s – tensão nas armaduras de tracção, calculada na hipótese de secção fendilhada;

σ_{sr} – tensão nas armaduras de tracção, calculada na hipótese de secção fendilhada sujeita às condições de carregamento que provocam o início da fendilhação.

No CYPE o controlo de deformação e fendilhação é verificado durante o cálculo automático. Em cada elemento passível destes dois fenómenos é possível verificar o cálculo e a análise realizada pelo programa na listagem de resultados. Entre várias soluções analisadas foi possível verificar o erro de “Flecha Ativa” para a combinação de cargas “Quase Permanente” em várias vigas, pelo que foi necessário aumentar o diâmetro da armadura principal ou até, em último caso, aumento da secção para cumprimento desta verificação.

Flecha activa a partir do instante "3 meses", para a combinação de acções "Quase permanente"

Flecha activa a partir do instante "3 meses", para a combinação de acções "Quase permanente"

A flecha máxima produz-se na secção "3.77 m" para a combinação de acções: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$12.33 \text{ mm} \leq 14.82 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: limite estabelecido para a flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{14.82} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/500$$

L: comprimento de referência

$$L : \underline{7.41} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima produzida a partir do instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{12.33} \text{ mm}$$

Flecha produzida a partir do instante "3 meses", calculada como a diferença entre a flecha total máxima e a flecha produzida até ao referido instante ($f(t_{\infty})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{\infty}) - f(t_{\infty})$$

Figura 4.20 - Cálculo da flecha activa da viga 40 a partir do instante "3meses" para a combinação de acções Quase Permanentes pelo CYPE.

Como verificado pelo programa, apresenta-se o valor da flecha 12.33 mm é inferior ao calculado pelo programa e verificado analiticamente. Em relação à flecha a tempo infinito comprova-se a verificação no CYPE:

Flecha total a prazo infinito para a combinação "Quase permanente" de acções

Flecha total a prazo infinito para a combinação "Quase permanente" de acções

A flecha máxima produz-se na secção "3.67 m" para a combinação de acções: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)

$$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$$

$$14.19 \text{ mm} \leq 29.64 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{T,lim}$: limite estabelecido para a flecha total a prazo infinito

$$f_{T,lim} : \underline{29.64} \text{ mm}$$

$$f_{T,lim} = L/250$$

L: comprimento de referência

$$L : \underline{7.41} \text{ m}$$

$f_{T,max}$: valor máximo da flecha total

$$f_{T,max} : \underline{14.19} \text{ mm}$$

Flecha total a prazo infinito

Figura 4.21 - Cálculo da flecha total da viga 40 a prazo infinito para a combinação de acções Quase Permanentes pelo CYPE.

$$f_{inf} \leq \frac{L}{250} \quad (4.82)$$

$$f_{inf} \leq \frac{7.41}{250} \quad (4.83)$$

$$f_{inf} \leq 0.02964 \text{ m} \quad (4.84)$$

$$f_{inf} \leq 29.64 \text{ mm} \quad (4.85)$$

4.5 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES – ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Em relação ao dimensionamento de lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas, o programa CYPE não executa qualquer verificação em relação ao seu dimensionamento, por isso é importante realizar um pré-dimensionamento antes de introduzir qualquer laje no programa. O CYPE dimensiona lajes maciças e aligeiradas betonadas in situ, calculando a armadura longitudinal, transversal e de reforço caso seja

necessário. Já em relação à deformação será o próprio utilizador que terá de analisar cada caso após o cálculo automático na aba “Isovalores”.

4.5.1 Armaduras Longitudinais

O dimensionamento das armaduras longitudinais é realizado da mesma forma que para as vigas, com a diferença de que b - variável que representa a largura da viga, será considerado igual a 1m pois a armadura será dimensionada por cada metro de largura. Assim inicia-se o cálculo pela determinação do momento reduzido pela expressão seguinte:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (4.86)$$

A armadura mínima e máxima a ter em conta conforme a dimensão do elemento são dadas pela resolução das seguintes expressões:

$$A_{s_{min}} \geq \begin{cases} 0.26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b \times d \\ 0.0013 \times b \times d \end{cases} \quad (4.87)$$

$$A_{s_{max}} = 0.04 \times A_c \quad (4.88)$$

O espaçamento máximo das armaduras longitudinais é definido por:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 \times h \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \text{ para as zonas mais críticas sujeitas a esforços maiores} \quad (4.89)$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 3 \times h \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \text{ para as zonas restantes} \quad (4.90)$$

Onde:

h – altura da laje.

4.5.2 Armaduras Transversais

Contrariamente ao que acontece para as vigas, em relação às lajes, o esforço transversal deverá usualmente ser resistido pelo betão, evitando-se a introdução de armaduras de esforço transversal.

Desta forma o Eurocódigo 2 recomenda o cálculo do esforço transversal resistente a partir da seguinte fórmula:

$$V_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0.12 \times k \times (100 \times \rho \times l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \\ 0.0035 \times k^{\frac{2}{3}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d \end{cases} \quad (4.91)$$

Onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (4.92)$$

$$\rho \times l = \frac{A_s}{b \times d} \quad (4.93)$$

Tendo em conta esta análise ao cálculo recomendado pelo Eurocódigo 2, seguidamente verificam-se as soluções aplicadas pelo CYPE a uma laje maciça identificada na cobertura que serve como pala para a varanda do último piso – LM1.

4.5.3 Soluções de Armaduras da Laje LM1

Consideremos a pala que se encontra ligada à viga previamente estudada. O CYPE modela a armadura das lajes em forma de grelha apresentando uma solução de armaduras para cada direção ortogonal da laje, tanto na face superior como inferior. Como é possível verificar nas figuras seguintes onde se apresenta a grelha de armaduras superiores da laje maciça, a solução calculada apresenta varões com diferentes diâmetros e espaçamentos, o que torna a sua execução difícil.

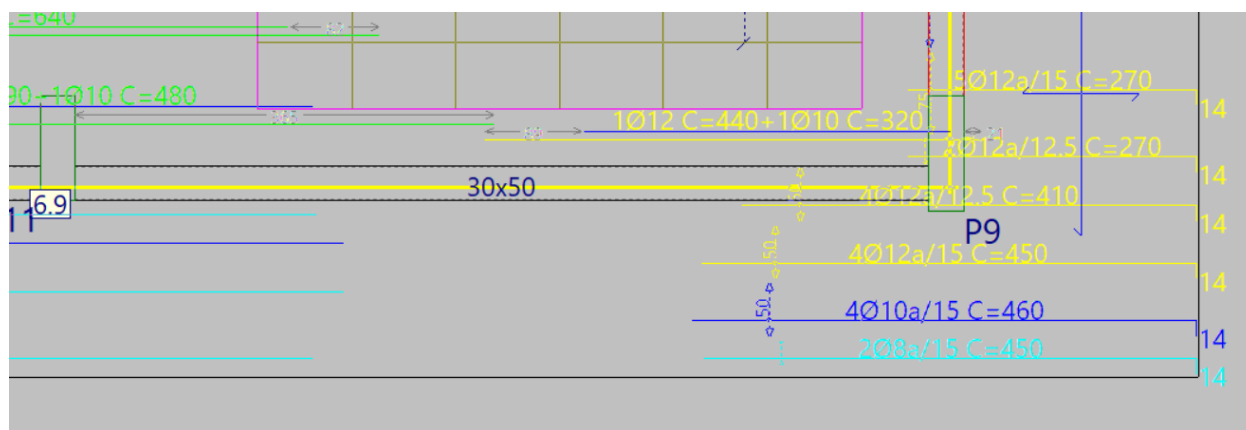


Figura 4.22 - Disposição das armaduras longitudinais superiores da laje LM1 calculado pelo CYPE.

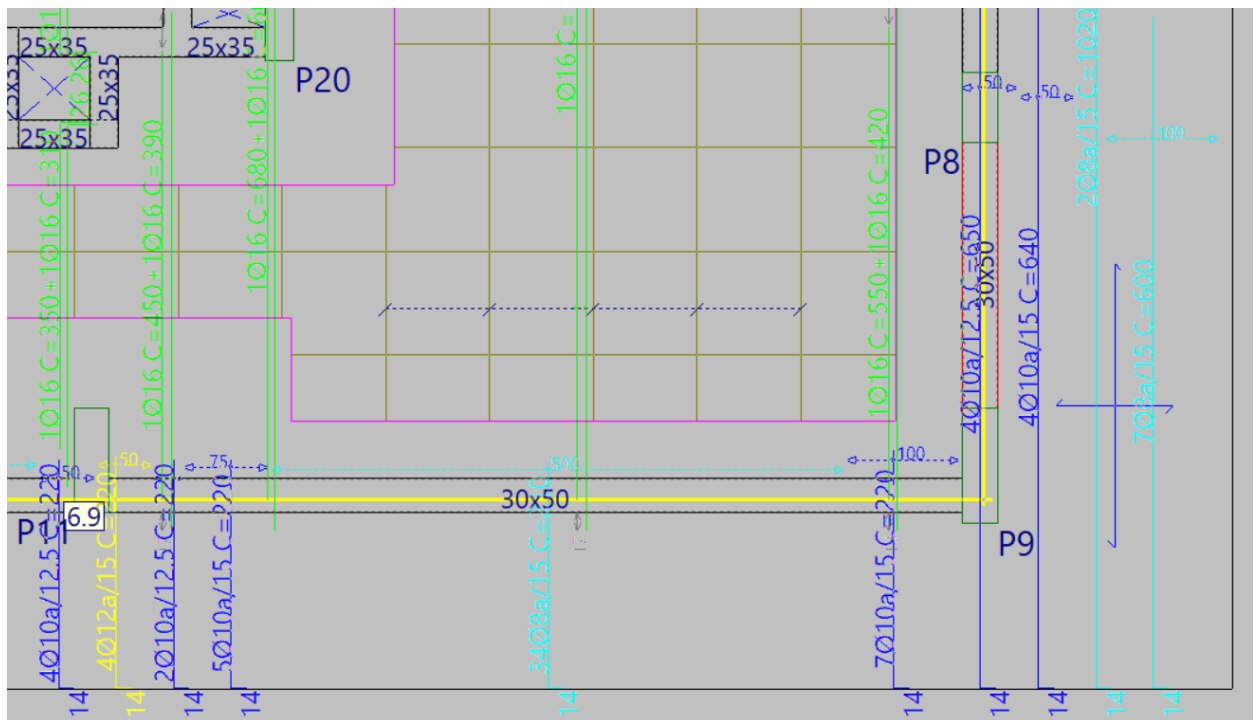


Figura 4.23 - Disposição da armadura transversal superior da laje LM1 calculada pelo CYPE.

Como já referido anteriormente, será necessário padronizar a solução proposta de modo a obter uma maior otimização da execução em obra.

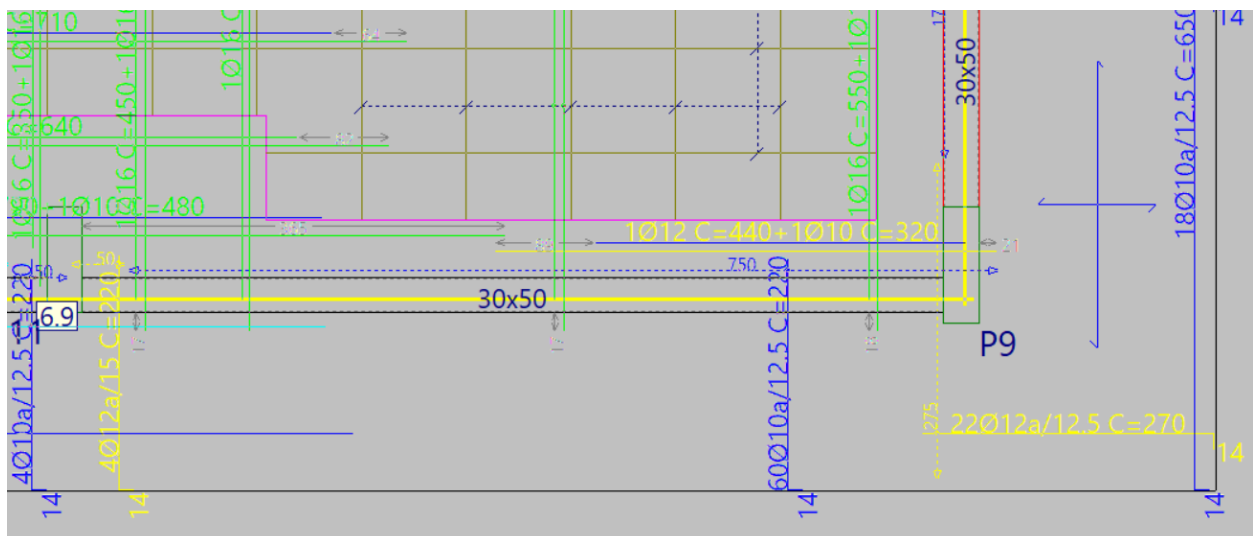


Figura 4.24 - Uniformização da grelha de armaduras inferiores da laje maciça LM1.

De acordo com a figura 5.12 é possível verificar que foi introduzida uma grelha composta por $\phi 10//12.5\text{cm}$ na direção transversal e $\phi 12//12.5\text{cm}$ na direção longitudinal. Apesar de não ser possível observar, esta configuração manteve-se em todo o comprimento da laje maciça perpendicular facilitando a implementação desta grelha na fase de construção do elemento.

4.5.4 Deformação

A deformação das lajes é abordada da mesma forma que a deformação das vigas sendo obrigatório o cumprimento dos mesmos limites de flecha tratados anteriormente. A análise das deformações pode ser feita a partir de gráficos e mapas de cores apresentados na aba Isovalores do CYPE, o que nos permite verificar e analisar a flecha instantânea dos elementos horizontais que compõem a estrutura. A laje LM1 apresentada na figura seguinte, dispõe para um vão de 1.5 m e uma flecha instantânea total de 4.5 mm. Sabendo a flecha a longo prazo é aproximadamente três vezes a flecha instantânea, a extremidade da consola apresentaria 1.35 cm. No entanto a deformada que deve ser comparada com os valores regulamentares é a diferença entre a deformada da consola e a da viga que lhe dá apoio. Neste caso teríamos então uma deformada 0.24 mm, valor esse menor que $L/250 = 1.5 \times 2 / 250 = 0.012 \text{ m} = 12 \text{ mm}$.

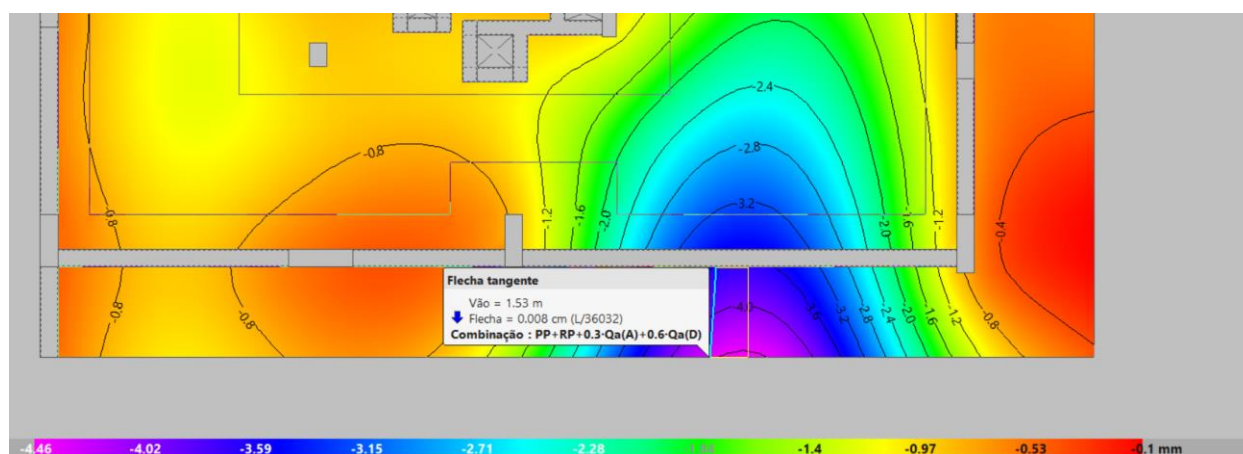


Figura 4.25 - Flecha instantânea da laje LM1.

4.6 DIMENSIONAMENTO DE PILARES – ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O programa CYPE segue as diretrizes estabelecidas pelo Eurocódigo 2 e Eurocódigo 8 ao efetuarem cálculos relacionados com a compressão dos elementos estruturais, respeitando as metodologias recomendadas por estes códigos. A verificação do dimensionamento dos pilares apresenta-se nas listagens do menu de Edição de Pilares na aba de Resultados do piso para cada pilar, sendo possível uma análise minuciosa de todas as condições e cálculos intervenientes para cada elemento vertical. Esta verificação é realizada piso a piso, face a solicitações normais sísmicas e não sísmicas e nas duas direções ortogonais X e Y, o que se torna numa prova extensa elaborada pelo CYPE. Por forma a confirmar este cálculo, será revista a verificação do dimensionamento na direção x de um pilar com secção 30x40cm, entre o rés-do-chão e o Piso 1, pois trata-se de um andar com o pé direito maior que os superiores, onde se verifica uma maior solicitação de esforços. Devido à baixa sismicidade do local onde o edifício se

encontra, optou-se pela verificação da combinação de ações correspondentes à ação base V(Y), pois reflete uma situação mais gravosa. A verificação inicia-se com a apresentação das características através de uma tabela dos dados apresentados pelo CYPE em relação ao pilar assim como a sua composição material, seguindo a verificação da disposição de armaduras e a dimensão de secção segundo o Eurocódigo 2.

Dados do pilar P19		
	Geometria	
	Dimensões	: 30x40 cm
	Tramo	: 0.000/4.600 m
	Altura livre	: 4.28 m
	Recobrimento	: 3.0 cm
	Tamanho máximo do inerte	: 15 mm
	Materiais	Comprimento de encurvadura
	Betão : C30/37	Plano ZX : 4.28 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 4.28 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø12	Armaduras transversais : 1eØ6+X1rØ6
	Face Y : 2Ø12	Separação : 15 cm
	Quantidade : 0.57 %	

Figura 4.26 - Dados Gerais do pilar P19 apresentados pelo CYPE na listagem completa.

4.6.1 Verificação das disposições relativas às armaduras e à dimensão da secção (EC2-Art.9.5)

Em relação à secção:

$$h \leq 4 \times b \quad (4.94)$$

Onde:

h – dimensão maior da secção do pilar.

b – dimensão menor da secção do pilar.

$$400 \leq 4 \times 300 \quad (4.95)$$

$$400 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad (4.96)$$

Verifica-se as dimensões da secção do pilar segundo o Eurocódigo 2.

4.6.2 Verificação da distância livre s_b da armadura longitudinal (EC2 – Art. 8.2)

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:

$$d_{livre} \geq \begin{cases} k_1 \times \phi_{var\tilde{a}o} \\ d_g + k_2 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.97)$$

Onde:

d_g – dimensão máxima do agregado

k_1 – 1 mm, valor recomendado no respetivo Anexo Nacional

k_2 – 5 mm, valor recomendado no respetivo Anexo Nacional

A verificação do CYPE apresenta-se conforme a figura seguinte:

Armadura longitudinal	
A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):	
$s_b \geq s_{min}$	146 mm $\geq$ 20 mm ✓
Em que:	
s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .	s_{min} : <u>20</u> mm
$s_1 = \phi_{max}$	s_1 : <u>12</u> mm
$s_2 = 5 + d_g$	s_2 : <u>20</u> mm
$s_3 = 20 \text{ mm}$	s_3 : <u>20</u> mm
Sendo:	
ϕ_{max}: Maior diâmetro dos varões longitudinais.	ϕ_{max} : <u>12</u> mm
d_g: Dimensão máxima do agregado.	d_g : <u>15</u> mm

Figura 4.27 - Verificação da distância livre s_b da armadura longitudinal do pilar P19.

4.6.3 Verificação do diâmetro dos varões longitudinais (EC2 – Art. 9.5.2)

Apesar do Eurocódigo 2 permitir o uso de diâmetro mínimo de 8 mm para varões longitudinais é indicado pelo Anexo Nacional que o diâmetro mínimo tem de ser menor ou igual a 10 mm.

Como é possível verificar na figura 6.19, todos os varões longitudinais correspondem a $\phi 12$, logo esta condição encontra-se verificada.

4.6.4 Verificação da distância s_b da armadura transversal (EC2 – Art. 8.2)

Assim como se sucedeu na verificação da distância livre s_b das armaduras longitudinais em 6.4.2, também se apresenta o mesmo condicionamento na verificação das armaduras transversais segundo o Eurocódigo 2.

Armaduras transversais	
A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):	
$s_b \geq s_{min}$	144 mm $\geq$ 20 mm ✓
Em que:	
s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .	s_{min} : <u>20</u> mm
$s_1 = \phi_{max}$	s_1 : <u>6</u> mm
$s_2 = 5 + d_g$	s_2 : <u>20</u> mm
$s_3 = 20$ mm	s_3 : <u>20</u> mm
Sendo:	
ϕ_{max} : Maior diâmetro dos varões transversais.	ϕ_{max} : <u>6</u> mm
d_g : Dimensão máxima do agregado.	d_g : <u>15</u> mm

Figura 4.28 - Verificação da distância livre s_b da armadura transversal do pilar P19.

4.6.5 Verificação do espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar (EC2- Art. 9.5.3)

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilares $s_{cl,tmax}$ não deverá ser inferior ao maior dos valores seguintes:

$$s_{cl,tmax} \geq \begin{cases} 20 \times \phi_{min,varão\ longitudinal} \\ menor\ dimensão\ do\ pilar \\ 400\ mm \end{cases} \quad (4.98)$$

A verificação do CYPE surge de acordo com a figura seguinte:

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,max}$ (Artigo 9.5.3(3)):	
$s_t \leq s_{cl,max}$	150 mm ≤ 180 mm ✓
Em que:	
$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .	$s_{cl,max}$: <u>180</u> mm
$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$	s_1 : <u>180</u> mm
$s_2 = B_{min}$	s_2 : <u>300</u> mm
$s_3 = 300$ mm	s_3 : <u>300</u> mm
Sendo:	
ϕ_{min} : Menor diâmetro dos varões longitudinais.	ϕ_{min} : <u>12</u> mm
B_{min} : Dimensão mínima da secção.	B_{min} : <u>300</u> mm

Figura 4.29 - Verificação do espaçamento das armaduras transversais $s_{cl,max}$ do pilar P19.

4.6.6 Verificação do diâmetro das armaduras transversais (EC2 – Art. 9.5.3)

O Eurocódigo 2 restringe o a utilização do diâmetro de 6 mm como mínimo para as armaduras transversais ou a $\frac{1}{4}$ do diâmetro máximo dos valores longitudinais. Como o CYPE dimensionou as armaduras transversais com $\phi 6$, este parâmetro encontra-se verificado.

4.6.7 Verificação da armadura mínima e máxima (EC2 – Art. 9.5.2)

Segundo o Eurocódigo 2, a área total de armadura longitudinal não deverá ser inferior a $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \begin{cases} \frac{0.10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0.002 \times A_c \end{cases} \quad (4.98)$$

Onde:

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço normal de compressão.

Em relação à área da armadura longitudinal máxima, $A_{s,máx}$ à qual a armadura dimensionada não pode ser superior, esta deverá cumprir as seguintes condições:

$$A_{s,max} = \begin{cases} 0.08 \times A_c & \text{nas zonas de emendas por sobreposição} \\ 0.002 \times A_c & \text{nas restantes zonas do pilar} \end{cases} \quad (4.99)$$

A verificação do CYPE mostra-se de acordo com a figura seguinte:

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)		
A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):		
$A_s \geq A_{s,min}$	6.79 cm²	≥ 2.40 cm² ✓
Em que:		
A_s : Área da armadura longitudinal.	A_s :	<u>6.79</u> cm ²
$A_{s,min} = 0.002 \cdot A_c$	$A_{s,min}$:	<u>2.40</u> cm ²
Sendo:		
A_c : Área total da secção de betão.	A_c :	<u>1200.00</u> cm ²
A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):		
$A_s \leq A_{s,max}$	6.79 cm²	≤ 48.00 cm² ✓
Em que:		
A_s : Área da armadura longitudinal.	A_s :	<u>6.79</u> cm ²
$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$	$A_{s,max}$:	<u>48.00</u> cm ²
Sendo:		
A_c : Área total da secção de betão.	A_c :	<u>1200.00</u> cm ²
A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):		
$A'_s \geq A_{s,min}$	6.79 cm²	≥ 0.35 cm² ✓
Em que:		
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s :	<u>6.79</u> cm ²
$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$	$A_{s,min}$:	<u>0.35</u> cm ²
Sendo:		
N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.	N_{Ed} :	<u>151.38</u> kN
f_{yd} : Limite elástico da armadura.	f_{yd} :	<u>434.78</u> MPa

Figura 4.30 - Verificação da armadura máxima e mínima do pilar P19 pelo CYPE.

4.6.8 Verificação do Estado Limite de resistência face a solicitações normais – combinações não sísmicas (EC2 – Art. 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo a serem considerados são majorados segundo o Eurocódigo 2:

$$1.35 \times (PP + RP) + 1.05 \times (Q) + 1.5 \times V(Y) \quad (4.100)$$

Onde:

PP – Peso Próprio

RP – Restantes Cargas Permanentes

Q – Sobrecarga

V(Y) – Carga do vento na direção Y.

A realização desta verificação o CYPE propõe a satisfação das seguintes condições η_1 e η_2 , correspondentes à verificação de resistência da secção e ao estado limite de instabilidade, respetivamente:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2} \right)} \leq 1 \quad (4.101)$$

Onde:

N_{Ed} – esforço normal de cálculo

M_{Ed} – momento de cálculo de primeira ordem

N_{Rd} – esforço normal resistente

M_{Rd} – momento resistente

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{N_{Sd}^2 + M_{Sd,x}^2 + M_{Sd,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2} \right)} \leq 1 \quad (4.102)$$

Onde:

N_{Sd} – esforço axial atuante de cálculo desfavorável

M_{Sd} – momento fletor atuante de cálculo desfavorável.

Considera-se também que os esforços resistentes da secção detêm as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis e que:

$$N_{Ed} = N_d \quad (4.103)$$

$$M_{Ed} = N_d \times e_e \quad (4.104)$$

Onde:

e_e – excentricidade de primeira ordem

Verificação de resistência de secção η_1 :

Os valores de esforços e de momentos serão calculados segundo as duas direções X e Y para a secção do pilar. Considerando a excentricidade e de acordo com o ponto 6.1 parágrafo 4, para secções com armaduras simétricas sujeitas a um esforço de compressão, é necessário considerar uma excentricidade mínima, $e_0 = h/30$, não podendo este valor ser inferior a 20 mm. A altura considerada depende do plano de flexão considerado, X ou Y. Segue o cálculo da excentricidade segundo o Eurocódigo 2:

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} \quad (4.105)$$

Cálculo da excentricidade segundo a direção x (h=400mm):

$$e_{min,x} = \frac{h}{30} \quad (4.106)$$

$$e_{min,x} = \frac{400}{30} \quad (4.107)$$

$$e_{min,x} = 13.33 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad (4.108)$$

$$e_{min,x} = 20 \text{ mm}$$

Tomando em consideração os valores de momento (-7.27 kN.m) e esforço normal de cálculo (845.98 kN) é possível calcular e_0 :

$$e_{0,x} = \frac{M_d}{N_d} \quad (4.109)$$

$$e_{0,x} = \frac{-7.27}{845.98} \quad (4.110)$$

$$e_{0,x} = 8.60 \text{ mm} \quad (4.111)$$

Cálculo da excentricidade segundo a direção y (h=300mm):

$$e_{min,y} = \frac{h}{30} \quad (4.112)$$

$$e_{min,y} = \frac{300}{30} \quad (4.113)$$

$$e_{min,y} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad (4.114)$$

$$e_{min,y} = 20 \text{ mm} \quad (4.115)$$

Tomando em consideração os valores de momento (2.29 kN.m) e esforço normal de cálculo (845.98 kN) é possível calcular e_0 :

$$e_{0,y} = \frac{M_d}{N_d} \quad (4.116)$$

$$e_{0,y} = \frac{2.29}{845.98} \quad (4.117)$$

$$e_{0,y} = 2.71 \text{ mm} \quad (4.118)$$

Considerando os seguintes valores retirados pelo cálculo do CYPE de esforços normais e de momentos de cálculo e resistentes, elabora-se a verificação de resistência da secção, η_1 :

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1 \quad (4.119)$$

Em que:

CAPÍTULO 4

$$N_{Ed} = 845.98 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = -7.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,y} = 16.92 \text{ kN.m}$$

$$N_{Rd} = 2256.84 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = -19.40 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,y} = 45.14 \text{ kN.m}$$

Aplicando os esforços na equação superior, é possível calcular η_1 :

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{845.98^2 + (-7.27)^2 + 16.92^2}{2256.84^2 + (-19.40)^2 + (45.14)^2} \right)} \leq 1 \quad (4.120)$$

$$\eta_1 = 0.375 \leq 1 \quad (4.121)$$

Verifica-se assim a resistência da secção.

O programa apresenta na memória de cálculo os diagramas de momentos fletores e esforços axiais que constituem representações gráficas tridimensionais que ilustram de forma elucidativa os esforços internos aos quais o pilar está sujeito ao longo da sua extensão vertical. Apresentam-se na figura seguinte os diagramas com os valores dos esforços resistentes.

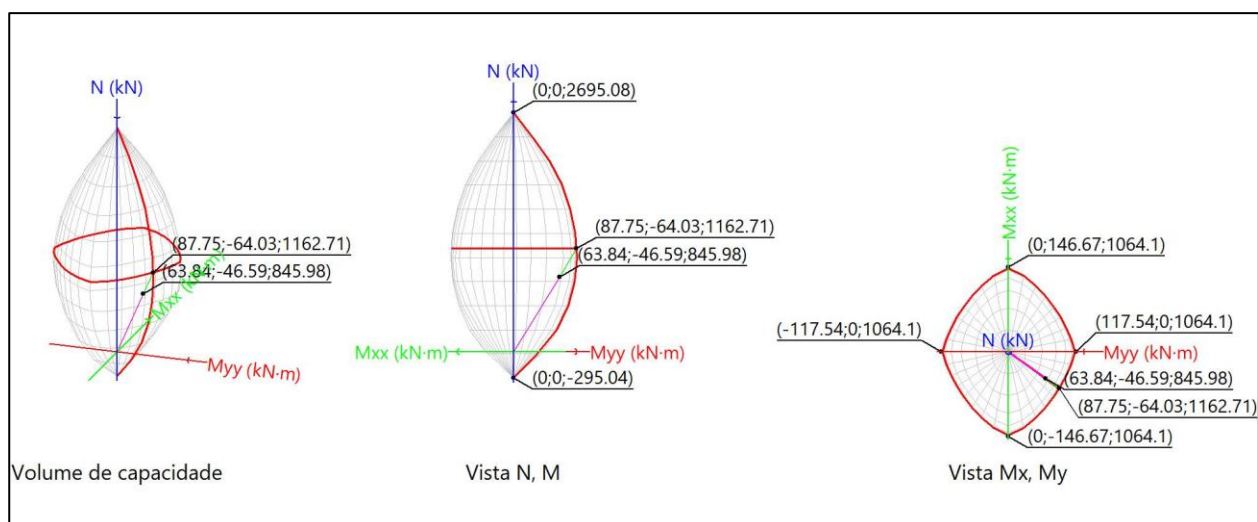


Figura 4.31 - Diagramas de momentos fletores e de esforços cortantes.

O primeiro diagrama apresenta a envolvente da capacidade resistente do pilar onde se encontra assinalado o ponto de esforços atuantes máximos no piso corrente. Os seguintes demonstram as vistas

necessárias para uma melhor interpretação do primeiro gráfico e visualização do ponto de esforços atuantes. No segundo diagrama é possível verificar a vista conforme o eixo dos esforços axiais e de momentos atuantes segundo a direção YY e no terceiro a vista em planta possibilitando a análise e comparação entre os momentos segundo as duas direções, XX e YY.

Verificação do estado limite de instabilidade:

A verificação do estado limite de instabilidade segue os critérios simplificados para efeitos globais de segunda ordem que se encontram descritos no ponto 5.8.3 do Eurocódigo 2. Este ponto tende a simplificar o ponto anterior 5.8.2, que se refere à influência do comportamento estrutural por estes mesmos efeitos dos elementos verticais do edifício que podem ocorrer em estruturas de contraventamento flexível. Este sistema permite a redistribuição das forças devido a cargas laterais, como vento ou sismo, entre os diferentes elementos verticais da estrutura. Estes efeitos de segunda ordem podem ser ignorados se a esbelteza l for maior que a esbelteza limite inferior l_{lim} indicada em 5.8.3.2 do Eurocódigo 2.

Para confirmar este ponto, calcula-se o coeficiente de esbelteza a partir da seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} \quad (4.122)$$

Onde:

l_0 – comprimento efetivo

i_c – raio de giração da secção de betão não fendilhada

Como definição geral do comprimento efetivo é possível verificar vários exemplos de comprimento efetivo conforme o tipo de encurvadura dispostos no Eurocódigo 2.

Para confirmar este ponto, calcula-se o coeficiente de esbelteza a partir da seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} \quad (4.123)$$

Onde:

l_0 – comprimento efetivo

i_c – raio de giração da secção de betão não fendilhada

Como definição geral do comprimento efetivo é possível verificar vários exemplos de comprimento efetivo conforme o tipo de encurvadura dispostos no Eurocódigo 2.

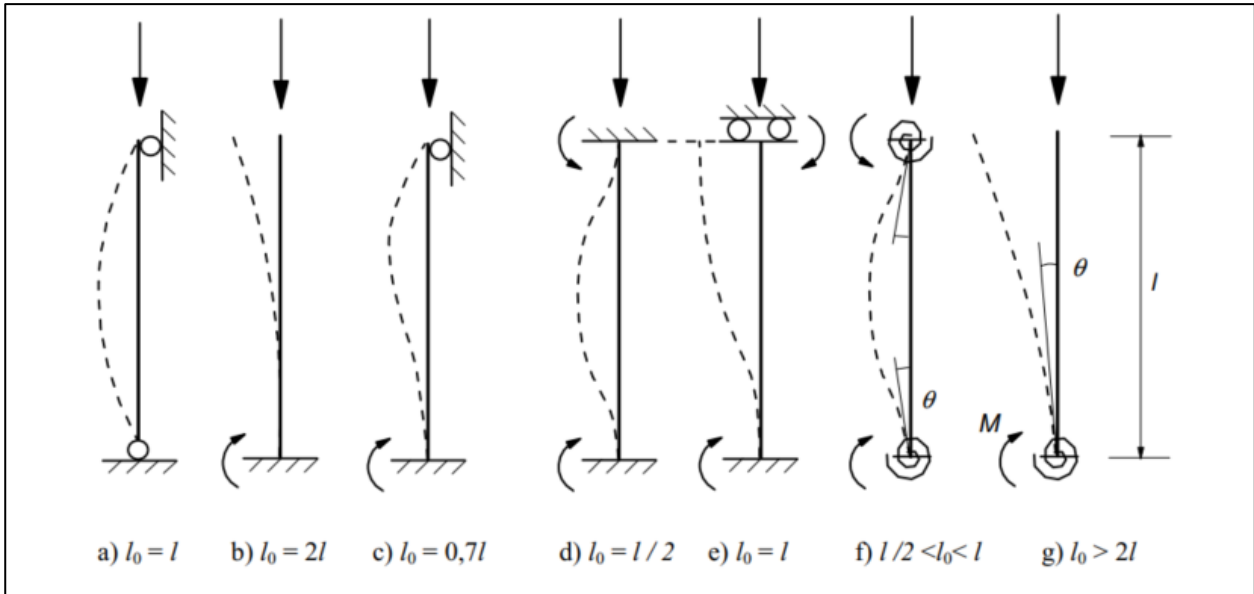


Figura 4.32 - Tipos de encurvadura dispostos no Eurocódigo 2.

O programa optou pelo esquema estrutural observado em a), sendo o comprimento efetivo igual à altura livre do pilar, 4.28m.

Acompanhando a resolução da expressão acima indicada tendo em conta o comprimento efetivo acima definido para a direção x:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \quad (4.124)$$

Sabendo também que:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4 \quad (4.125)$$

$$A_c = b \times h = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2 \quad (4.126)$$

Então:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{4.28}{\sqrt{\frac{0.0016}{0.12}}} = 37.09 \quad (4.127)$$

Segundo o ponto 5.8.3.1 que verifica o critério de esbelteza para elementos isolados, utiliza-se a seguinte expressão:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}} \quad (4.128)$$

Em que:

$$A = \frac{1}{(1 + 0.2 \times \phi_{ef})}, \text{ no entanto caso } \phi_{ef} \text{ não seja conhecido, } A = 0.7$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}, \text{ caso } \omega \text{ não seja conhecido, } B = 1.1$$

$C = 1.7 - r_m$, se r_m não for conhecido, $C=0.7$

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$, em que N_{Ed} assume o valor de 845.98 kN

Então, tomando em consideração os valores recomendados pelo Eurocódigo 2 para as constantes A, B e C e calculando n:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}} \quad (4.129)$$

$$n = \frac{845.98}{0.3 \times 0.4 \times 435000} \quad (4.130)$$

$$n = \frac{845.98}{0.3 \times 0.4 \times 20000} = 0.35 \quad (4.131)$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times 0.7 \times 1.1 \times 0.7}{\sqrt{35}} = 18.222 \quad (4.132)$$

Como o programa considera o cálculo de ω , r_m e ϕ_{ef} em particular, o valor de λ_{lim} é de 19.50 sendo aproximado ao calculado analiticamente.

A verificação do estado limite de instabilidade segue os princípios estipulados no ponto 5.8.8 do Eurocódigo 2 o qual observa um método baseado numa curvatura nominal que depende de um momento fletor de primeira ordem - originado pela força normal aplicada ao pilar e que inclui o efeito de imperfeições, e um momento nominal de segunda ordem. Estes efeitos refletem a soma das excentricidades dos efeitos de primeira e de segunda ordem como demonstrados a seguir:

$$N_{sd} = N_d \quad (4.133)$$

Sendo que:

$$M_{sd} = N_d \times e_{tot} \quad (4.134)$$

$$e_{tot} = e_e + e_i + e_2 \quad (4.135)$$

Onde:

e_e – excentricidade de primeira ordem. Esta excentricidade calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1 do Eurocódigo 2 já abordada e calculada anteriormente de valor 20 mm;

e_i – excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas segundo o ponto 5.2 do Eurocódigo 2;

e_2 – refere-se ao deslocamento abordado no ponto 5.8.8 do Eurocódigo 2.

O ponto 5.2 do Eurocódigo 2 aborda as excentricidades adicionais relativas a imperfeições geométricas da estrutura e de desvios na posição das cargas que devem ser considerados na análise de elementos e

de estruturas. Segundo o parágrafo 7 deste mesmo ponto, a excentricidade sobre os efeitos das imperfeições pode ser calculada a partir da seguinte fórmula:

$$e_i = \frac{\theta_i \times l_0}{2} \quad (4.136)$$

Onde:

θ_i – imperfeições que poderão ser representadas por uma inclinação,

Estas imperfeições dependem de coeficientes de redução relativos ao comprimento ou à altura do pilar, relativos ao número de elementos, comprimento ou altura do pilar e o número de elementos verticais que contribuem para o efeito total. Assim, θ_i é calculado pela seguinte expressão:

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (4.137)$$

Onde:

θ_0 – valor básico cuja recomendação dada pelo Anexo Nacional é 1/200.

α_h – coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura. Este coeficiente é calculado conforme a seguinte expressão:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad (4.138)$$

Sendo este valor condicionado pelo seguinte intervalo:

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (4.139)$$

α_m – coeficiente de redução relativo ao número de elementos calculado pela seguinte expressão referenciada no Eurocódigo 2:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (4.140)$$

Onde:

l – altura do pilar

m – número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

O número de elementos verticais considerado pelo CYPE foi singular, sendo $\alpha_m=1$.

Considerando a altura do pilar $l=4.28\text{m}$, calcula-se o coeficiente redutivo relacionado:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad (4.141)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{4.28}} = 0.971 \quad (5.142)$$

Como é possível constatar, o valor α_h encontra-se dentro do intervalo considerado admissível pelo Eurocódigo 2.

Tendo em conta o valor básico definido, calcula-se as imperfeições que poderão ser representadas por uma inclinação, θ_i :

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times 0.971 \times 1 = 0.004855 \quad (4.143)$$

Procede-se ao cálculo da excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas:

$$e_i = \frac{\theta_i \times l_0}{2} \quad (4.144)$$

$$e_i = \frac{0.004855 \times 4.28}{2} \quad (4.145)$$

$$e_i = 0.01039 \text{ m} = 10.39 \text{ mm} \quad (4.146)$$

A última parcela da equação, e_2 , resume-se ao cálculo do deslocamento referido no ponto 5.8.8, pela seguinte expressão:

$$e_2 = \frac{\left(\frac{1}{r}\right) \times I_0^2}{c} \quad (4.147)$$

Em que:

l_0 – comprimento da encurvadura, 4.28 m;

c – coeficiente dependente da distribuição da encurvadura, $\pi^2 = 9.869$

$1/r$ – encurvadura.

Esta última parcela calcula-se a partir da seguinte fórmula apresentada em 5.8.8.3:

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\phi \times \frac{1}{r_0} \quad (4.148)$$

Onde:

K_r – factor de correção dependente do esforço normal;

K_ϕ – coeficiente efetivo relacionado com a fluência do betão;

$\frac{1}{r_0}$ - relaciona-se com a extensão do aço.

O fator de correção K_r é calculado pela seguinte equação:

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (4.149)$$

Onde:

n – esforço normal reduzido calculado já anteriormente assumindo o valor 0.35;

CAPÍTULO 4

$n_u = 1 + \omega$, em que ω é o momento reduzido, calculado pela seguinte fórmula:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} \quad (4.150)$$

$$\omega = \frac{0,000678 \times 435000}{0,3 \times 0,4 \times 20000} \quad (4.151)$$

$$\omega = \frac{0,000678 \times 435000}{0,3 \times 0,4 \times 20000} \quad (4.152)$$

$$\omega = 0.12 \quad (4.153)$$

Conhecendo o valor do momento reduzido, calcula-se n_u :

$$n_u = 1 + \omega \quad (4.154)$$

$$n_u = 1 + 0.12 = 1.12 \quad (4.155)$$

n_{bal} – valor de n correspondente ao momento resistente máximo, assume-se o valor de 0.4 recomendado pelo Eurocódigo 2.

O factor de correção que depende do esforço normal é possível calcular, resolvendo-se a expressão correspondente:

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (4.156)$$

$$K_r = \frac{(1.12 - 0.35)}{(1.12 - 0.4)} \leq 1 \quad (4.157)$$

$$K_r = 1.06 \approx 1 \quad (4.158)$$

A segunda parcela da equação XX que tem em conta a fluência, K_ϕ , calcula-se a partir da seguinte fórmula:

$$K_\phi = 1 + \beta \times \varphi_{ef} \geq 1 \quad (4.159)$$

Onde:

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (4.160)$$

$$\beta = 0.35 + \frac{30}{200} - \frac{37.09}{150} = 0.2527 \quad (4.161)$$

O valor de φ_{ef} representa a fluência efetiva do betão, o qual é calculado ao partir da expressão seguinte:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \times \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (4.162)$$

Onde:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ – valor final do coeficiente de fluência

M_{0Eqp} – momento fletor de primeira ordem sob a combinação de ações quase-permanentes

Este cálculo depende da verificação dos gráficos estipulados no ponto 3.1.4 do Eurocódigo 2 que refletem a fluência e a retração do betão sendo estes fenómenos dependentes da humidade do ambiente, das dimensões do elemento e a composição do mesmo. A idade do betão no primeiro carregamento, assim como a duração e intensidade da carga também são fatores a ter em atenção na avaliação do valor a assumir para a constante $\varphi_{(\infty, t_0)}$. O CYPE considerou para ϕ_{ef} o valor de 1.75.

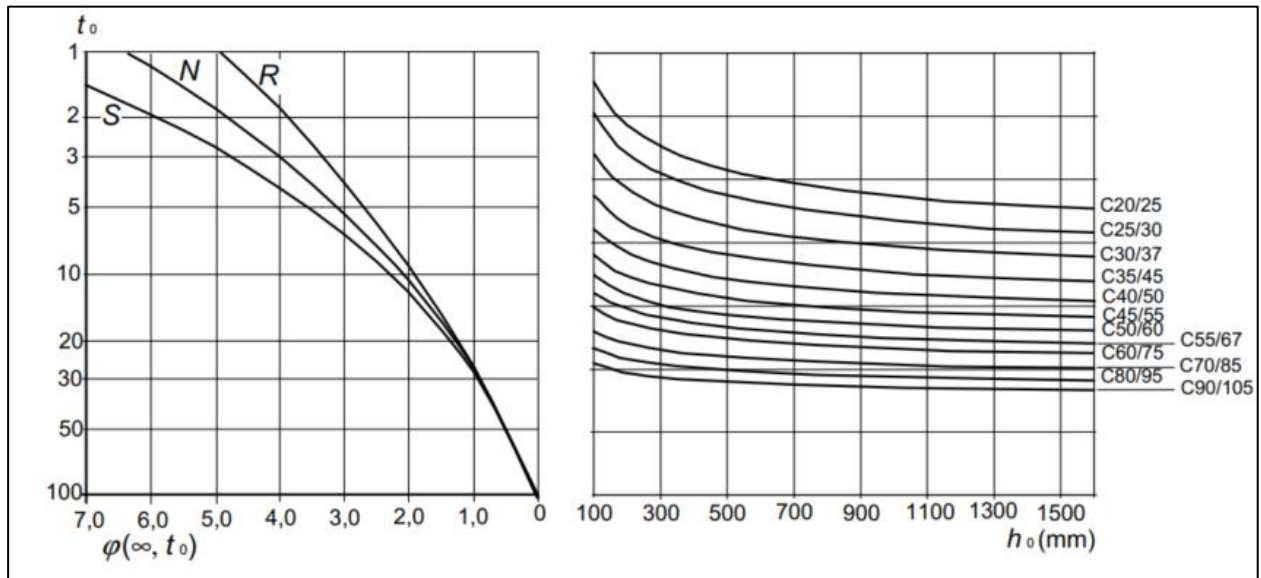


Figura 4.33 - Gráficos representativos da fluência do betão a tempo infinito segundo a sua resistência.

Sabendo estes valores é possível calcular o fator de fluência K_ϕ :

$$K_\phi = 1 + \beta \times \varphi_{ef} \geq 1 \quad (4.163)$$

$$K_\phi = 1 + 0.2527 \times 1.75 \geq 1 \quad (4.164)$$

$$K_\phi = 1.44 \geq 1 \quad (4.165)$$

A última parcela a analisar, $1/r_0$, calcula-se na seguinte expressão:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\epsilon_{yd}}{0.45 \times d} \quad (4.166)$$

Em que:

ϵ_{yd} – extensão de cálculo do aço;

d – distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais tracionada, $d = 35.8$ cm.

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (4.167)$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{435 \times 10^3}{210 \times 10^6} = 0.00207 \quad (4.168)$$

CAPÍTULO 4

Onde:

E_s – módulo de elasticidade do aço, 210 GPa.

Calcula-se então $1/r_0$:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0.00207}{0.45 \times 0.358} \quad (4.169)$$

$$\frac{1}{r_0} = 0.012839 \text{ m}^{-1} \quad (4.170)$$

Este resultado permite calcular a curvatura da flecha e_2 :

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \quad (4.171)$$

$$\frac{1}{r} = 1 \times 1.44 \times 0.01284 \quad (4.172)$$

$$\frac{1}{r} = 0.0185 \quad (4.173)$$

Sabendo o valor de encurvadura, calcula-se a flecha:

$$e_2 = \frac{\left(\frac{1}{r}\right) \times l_0^2}{c} \quad (4.174)$$

$$e_2 = \frac{0.0185 \times 4.28^2}{9.87} \quad (4.175)$$

$$e_2 = 0.03436 \text{ m} = 34.36 \text{ mm} \quad (4.176)$$

No anexo, este valor assume-se com negativo pois a flecha será no sentido descendente (-34.36mm).

Finalmente calcula-se a excentricidade total, e_{tot} :

$$e_{tot} = e_e + e_i + e_2 \quad (4.177)$$

$$e_{tot} = 0.020 + 0.01039 + 0.03436 = 0.06475 \text{ m} \quad (4.178)$$

O valor apresentado em anexo é de 0.05507 m, diferindo do cálculo manual devido a arredondamentos.

Sabendo a excentricidade total e adotando o valor referenciado pelo CYPE é possível calcular a expressão acima referida:

$$M_{Sd} = N_d \times e_{tot} \quad (4.179)$$

$$M_{Sd} = 845.98 \times 0.05507 = 46.58 \text{ kN.m} \quad (4.180)$$

Este valor representa o momento atuante máximo no pilar segundo a direção XX no presente piso e o qual é possível verificar acompanhado com os valores de esforços axiais e de momento segundo a direção

YY (63.94; -46.59; 845.98). O sinal negativo reflete a posição de aplicação do momento segundo a ortogonalidade do pilar com o centro gráfico a coincidir com o centro geométrico.

Verificação do equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Esta última verificação analisa e relaciona as extensões da armadura principal do pilar com as tensões aplicadas na secção do pilar. Desta forma o programa identifica o diâmetro e as coordenadas X e Y de cada varão e calcula a tensão do aço e a respetiva extensão. Apresentam-se também uma tabela com os valores das resultantes de compressão no betão, compressão e tração no aço relacionadas com as excentricidades nas duas direções.

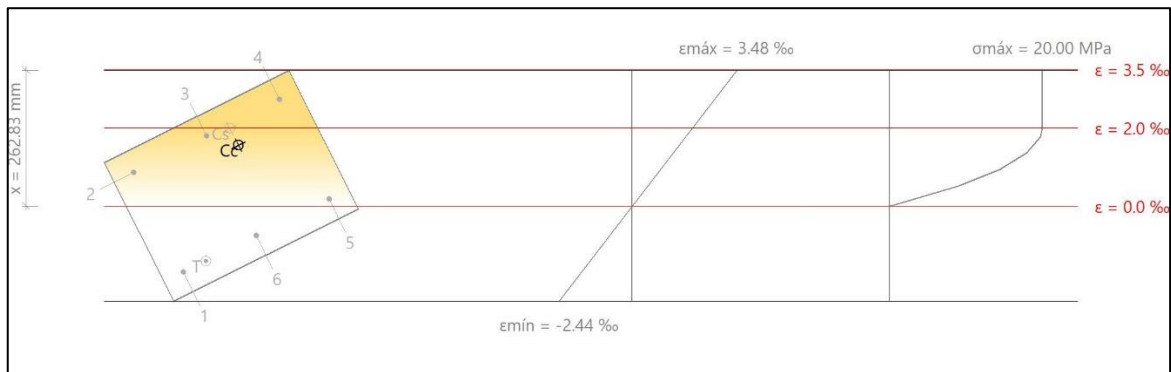


Figura 4.34 - Tensões na secção do pilar P19.

Tabela 4-4 - Resultantes de compressões no betão, compressões e trações no aço, assim como as excentricidades nas direções X e Y.

Varão	Designação	Coord. X	Coord. Y	s_s	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-339.10	-0.001696
2	Ø12	108.00	158.00	+172.96	+0.000865
3	Ø12	108.00	0.00	+360.08	+0.001800
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002736
5	Ø12	-108.00	-158.00	+35.13	+0.000176
6	Ø12	-108.00	0.00	-151.99	-0.000760

CAPÍTULO 4

A resistência aos esforços axiais e aos momentos nas direções X e Y são calculadas nas seguintes expressões:

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T \quad (4.181)$$

$$M_{Rd,x} = C_c \times e_{cc,y} + C_s \times e_{cs,y} - T \times e_{T,y} \quad (4.182)$$

$$M_{Rd,y} = C_c \times e_{cc,x} + C_s \times e_{cs,x} - T \times e_{T,x} \quad (4.183)$$

Onde:

C_c – Resultante de compressões no betão;

C_s – Resultante de compressões no aço;

T – Resultante de trações no aço;

e_{cc} – Excentricidade da resultante de compressões no betão na direção dos eixos X e Y;

e_{cs} – Excentricidade da resultante de compressões no aço na direção dos eixos X e Y;

e_T – Excentricidade da resultante de trações no aço na direção dos eixos X e Y;

ϵ_{cmax} – Deformação da fibra mais comprimida de betão;

ϵ_{smax} – Deformação do varão de aço mais tracionado;

σ_{cmax} – Tensão da fibra mais comprimida de betão;

σ_{smax} – Tensão do varão de aço mais tracionado.

Sendo os valores calculados pelo CYPE os seguintes:

$$C_c = 1131.96 \text{ kN}$$

$$C_s = 121.23 \text{ kN}$$

$$T = 78.55 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} = -2.59 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} = 102.66 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} = -4.03 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} = 128.18 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} = 6.22 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} = -158.0 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} = 0.0035$$

$$\epsilon_{smax} = 0.0018$$

$$\sigma_{cmax} = 20.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 367.25 \text{ MPa}$$

Também foi feita a verificação do equilíbrio da secção para os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis de forma isolada. No entanto pela sua similaridade de procedimento com a verificação anterior não será explanada neste capítulo podendo depois ser consultada na respetiva memória de cálculo em anexo.

4.7 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – MUROS, PAREDES E SAPATAS

4.7.1 Muros e Paredes

A avaliação da segurança dos muros e paredes foi efetuada utilizando as capacidades do programa CYPE. Assim como nos elementos anteriores, o CYPE possibilita a verificação dos esforços atuantes e o dimensionamento das armaduras requeridas para cumprir as exigências de segurança recomendadas pelos Eurocódigos. Como já mencionado em relação aos elementos anteriores (viga, laje e pilar), foram analisadas as soluções de armaduras propostas para os muros. O CYPE divide elementos verticais contínuos entre muros e paredes. A principal diferença entre muros e paredes resistentes é a sua função. Os muros podem ser estruturais ou não estruturais, desempenhando funções de separação ou delimitação de espaços onde podem ser inseridas aberturas, enquanto as paredes resistentes são elementos estruturais projetados para suportar cargas significativas verticais.

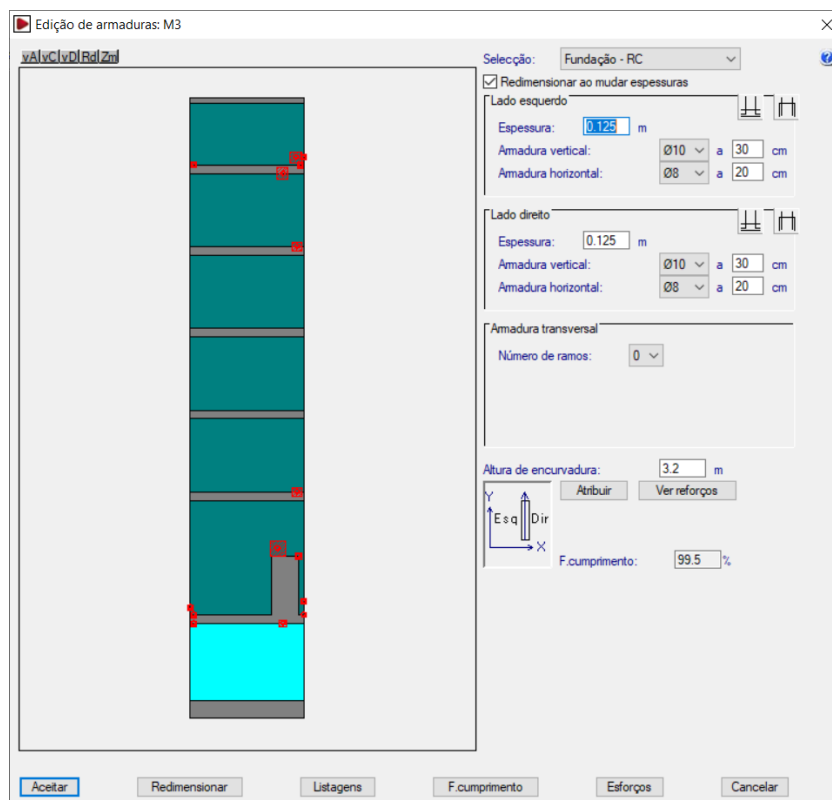


Figura 4.35 - Pannel de edição de armaduras dos muros - parede da caixa de elevadores.

Também é possível criar aberturas nas paredes resistentes, no entanto essa função só é permitida num outro módulo do programa CYPE, o StruBIM Shear Walls relacionado com a função BIM do programa e não se encontra disponível na versão utilizada para este projeto. Por este motivo, a função muros foi utilizada para delimitar a área da cave e também foi empregue para definir a caixa de escadas com a devida abertura de acesso ao piso do rés-do-chão. O dimensionamento realizado pelo CYPE em relação a estes elementos permite uma margem de segurança inferior a 100%, ou seja, em alguns casos, é permitido exceder os limites máximos de tensão, o que pode ser corrigido através da redistribuição das cargas. No dimensionamento dos muros considerou-se assim aceitável uma margem de segurança de 5%, fixando todos os fatores de comprimento acima dos 95%. Tomando outro exemplo conforme ilustrado na figura seguinte que representa o muro M4, os pontos em que as cargas máximas de resistência são ultrapassadas são assinalados a vermelho. O CYPE também oferece a opção de selecionar armaduras verticais e horizontais (varões e espaçamentos) verificando a sua influência no fator de comprimento.

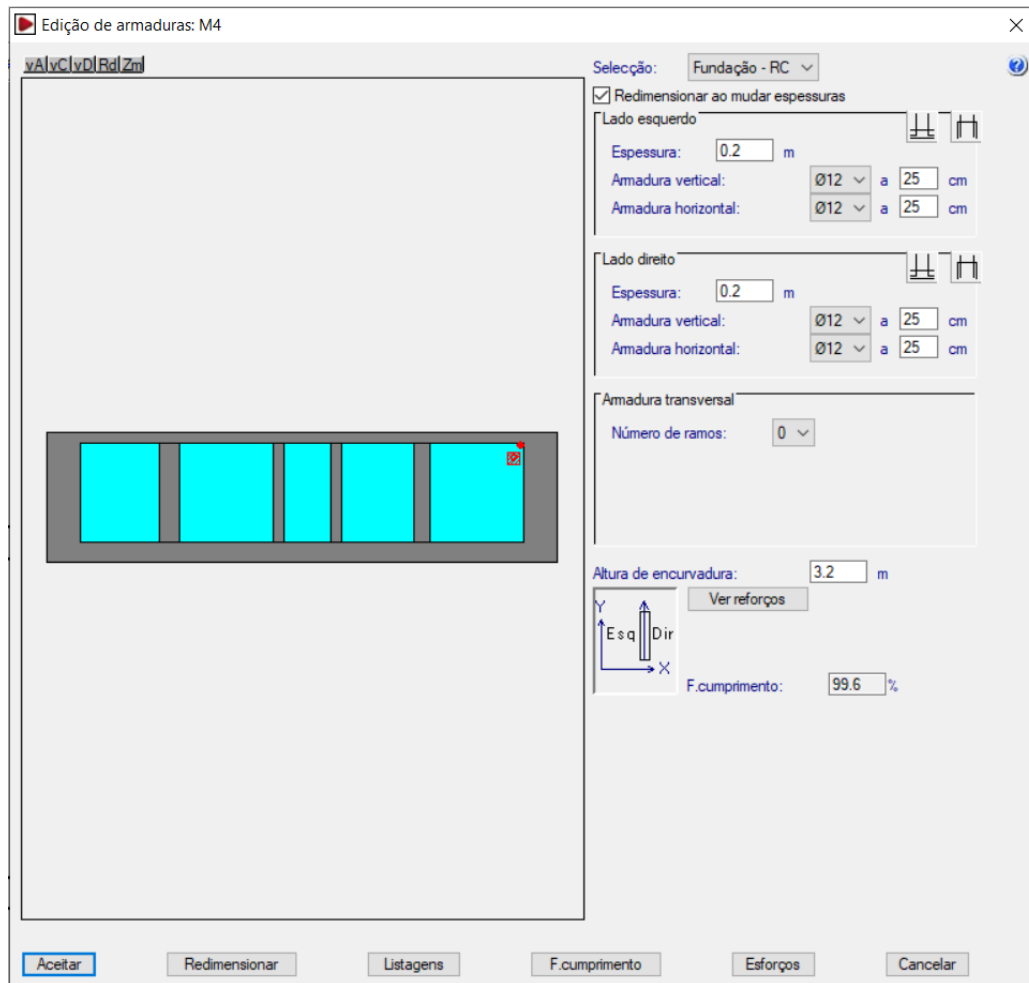


Figura 4.36 - Painel de edição de armaduras dos muros - Muro limítrofe M4.

Os resultados relativos a muros são fornecidos em formato de Listagens ou graficamente no menu Esforços. Aproveitando o elemento anterior, demonstra-se a título de exemplo a informação gerada pela listagem das armaduras, organizada pelas diferentes cotas assim como o gráfico de esforço de momento horizontal atuante no muro.

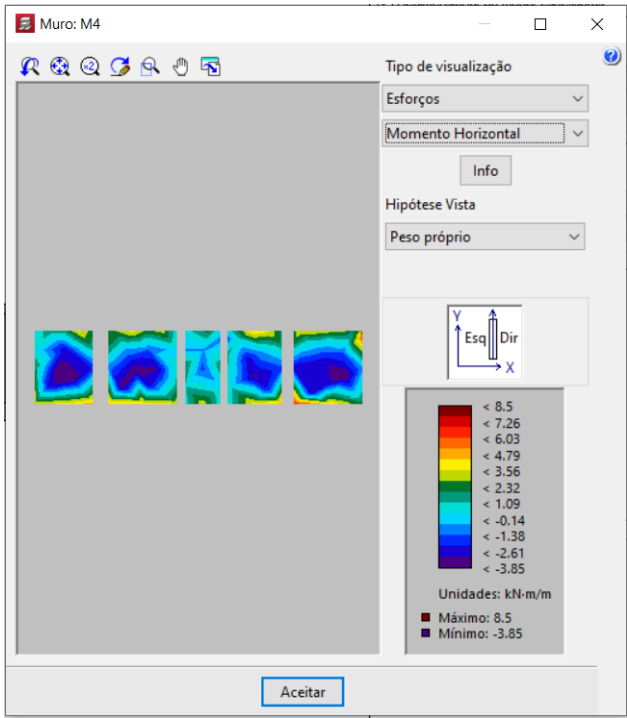


Figura 4.37 - Pannel de análise dos esforços atuantes no muro limítrofe.

Listagem de armaduras

Referência: M4

Sector	Espessuras	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Fundação - RC	0.2 m	Ø12a/25 cm	Ø12a/25 cm	0	99.6 %	---
	0.2 m	Ø12a/25 cm	Ø12a/25 cm			

Para cada piso a linha superior faz referência ao lado esquerdo da parede e a inferior ao lado direito.

F.C. = O factor de cumprimento indica a percentagem da área para a qual a armadura e espessura de betão são suficientes.

Figura 4.38 - Listagem de armaduras do muro M4 e respetivo fator de cumprimento.

Referência: M4										
Sector	Estado	Aproveitamento (%)	Esforços							
			Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy
Fundação - RC	Arm. vert. dir.	94.59	-295.45	-210.26	331.66	62.36	20.03	-6.02	---	---
	Arm. horz. dir.	62.75	-295.42	-210.13	331.58	62.36	20.03	-6.02	---	---
	Arm. vert. esq.	3.87	-730.83	-104.90	-0.49	14.62	-4.97	-0.19	---	---
	Arm. horz. esq.	2.46	-263.25	-376.40	292.76	52.18	24.51	-20.91	---	---
	Betão	17.52	-295.45	-210.26	331.66	62.36	20.03	-6.02	---	---
	Arm. transve.	100000.00	-231.28	-135.16	246.44	---	---	---	29.92	-69.42

Aproveitamento: Nível de tensões (relação entre a tensão máxima e a admissível). Equivale ao inverso do coeficiente de segurança.

Nx : Axial vertical (kN/m).

Ny : Axial horizontal (kN/m).

Nxy: Axial tangencial (kN/m).

Mx : Momento vertical (em torno do eixo horizontal) (kN-m/m).

My : Momento horizontal (em torno do eixo vertical) (kN-m/m).

Mxy: Momento torsor (kN-m/m).

Qx : Transverso transversal vertical (kN/m).

Qy : Transverso transversal horizontal (kN/m).

Figura 4.39 - Listagem dos esforços atuantes no muro M4.

4.7.2 Sapatas

Em relação aos elementos de fundação, o CYPE recorre a ferramentas de cálculo e de dimensionamento que permitem dimensionar não só os vários tipos de sapatas, mas também outros elementos como vigas de equilíbrio e lintéis. No mesmo muro M4, é possível verificar a geometria e a armadura dimensionada pelo programa. À semelhança dos elementos analisados anteriormente também nas fundações é possível verificar as tensões e os esforços aplicados na sapata, como demonstrado no exemplo a seguir.

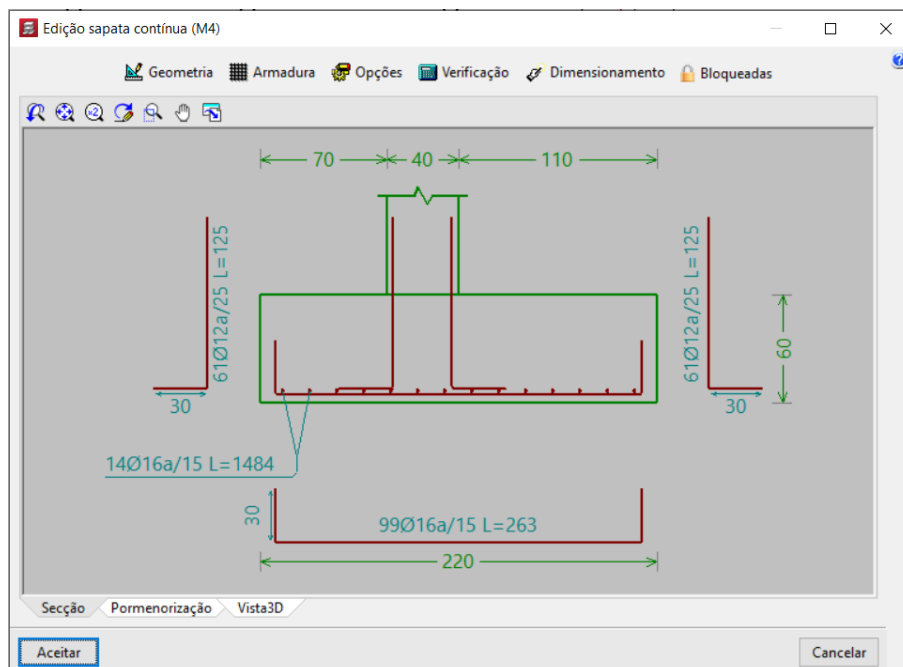


Figura 4.40 - Painel de edição de sapata de fundação do muro M4 - sapata contínua.

Apesar de ser apenas dimensionada a armadura inferior no muro M4 é importante referir que na fase de construção será aplicada uma armadura superior ortogonal composta por varões de $\varnothing 12$ com

espaçamento de 15 cm e dobradas em toda a altura da sapata de forma a seguir as boas práticas da construção civil.

Referência: M4 Dimensões: 220 x 60 Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno (A1 - Conjunto B):		
<i>Critério de CYPE</i>		
-Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.261731 MPa	Verifica
-Tensão média em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.175795 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.291848 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.307936 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.206599 MPa	Verifica
Tensões sobre o terreno (A2 - Conjunto C):		
<i>Critério de CYPE</i>		
-Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.198751 MPa	Verifica
-Tensão média em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.175795 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.222098 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.236029 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.206599 MPa	Verifica
Derrube da sapata:		
<i>Se % de reserva de segurança é maior que zero, quer dizer que os coeficientes de segurança ao derrube são maiores que os valores estritos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
-Na direcção X:	Reserva segurança: 811.3 %	Verifica
-Na direcção Y:	Reserva segurança: 95475.2 %	Verifica
Flexão na sapata:		
-Na direcção X:	Momento: 0.00 kN·m	Verifica
-Na direcção Y:	Momento: 2756.15 kN·m	Verifica
Esforço na sapata:		
-Na direcção X:	Transverso: 0.00 kN	Verifica
-Na direcção Y:	Transverso: 306.95 kN	Verifica
Compressão oblíqua na sapata:		
<i>Critério de CYPE</i>		
-Combinações fundamentais:	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 496.5 kN/m ²	Verifica
-Combinações fundamentais sísmicas:	Calculado: 330.9 kN/m ²	Verifica
Altura mínima:		
<i>Critério de CYPE</i>		
	Mínimo: 15 cm Calculado: 60 cm	Verifica

Figura 4.41 - Listagem das verificações quanto aos esforços máximos nas duas direcções do muro M4.

Em anexo disponibiliza-se a listagem completa relativa à sapata de fundação do muro M4.

Também é possível visualizar em 3D a sapata dimensionada e a disposição das armaduras.

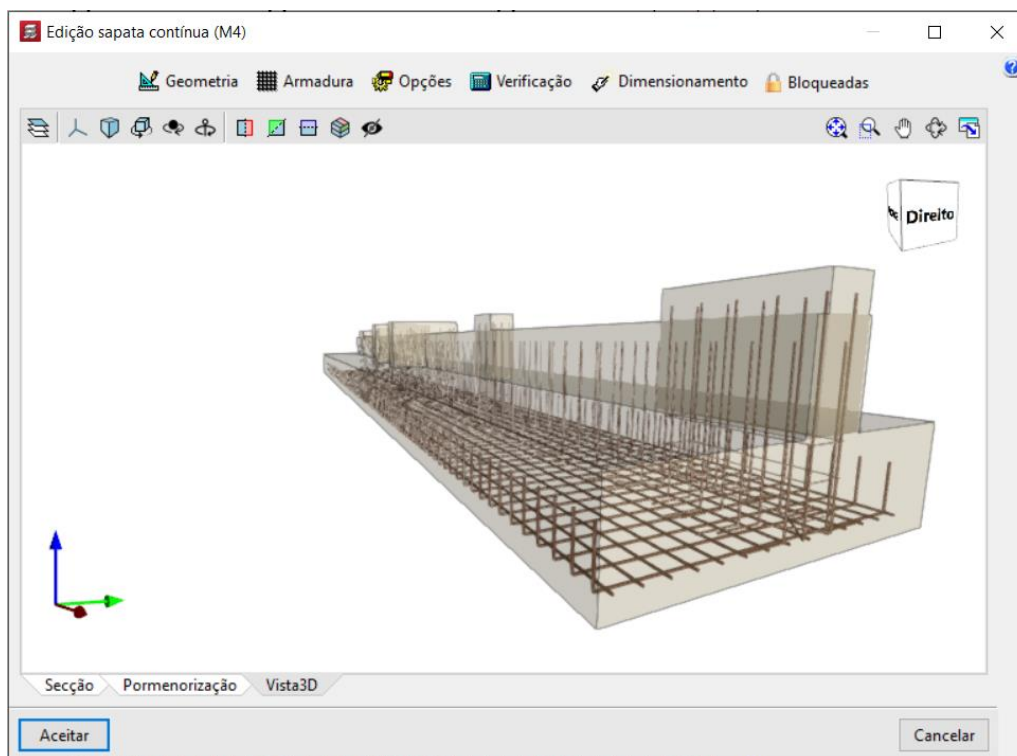


Figura 4.42 - Painel de edição de sapata de fundação, visualização em 3D das armaduras do muro M4.

4.8 UNIFORMIZAÇÃO DAS ARMADURAS E SECÇÕES EM PROJETO – IMPACTO EM OBRA

Após a verificação das armaduras de todos os elementos que constituem a estrutura será necessário uniformizar tanto as armaduras como as secções dos elementos o máximo possível. Esta uniformização estende-se a todos os elementos e as armaduras que os compõem pois traz vantagens não só na fase de obra como também ao longo da vida útil da estrutura. Esta abordagem promove eficiência construtiva, redução de desperdícios, facilidade de manutenção e simplificação da análise estrutural e gestão de materiais. Além disso, a uniformização contribui para um melhor desempenho estrutural.

A eficiência construtiva é uma das principais vantagens de um projeto estrutural com armaduras e secções uniformizados. A normalização simplifica todo o processo construtivo possibilitando os profissionais envolvidos simplificarem os seus trabalhos, o que reduz a probabilidade de erros e correções resultando numa maior habilidade e velocidade na execução das tarefas e como consequência uma maior produtividade geral da construção. Uma outra vantagem é a redução de desperdícios. Um projeto estrutural uniformizado facilita o cálculo da quantidade de materiais necessários (com uma maior

exatidão), evitando excessos e minimizando custos. Esta facilidade na preparação de obra facilita a gestão do stock de materiais e torna mais eficiente o processo de pedidos e a logística de entrega ao longo do decurso da mesma. A redução de desperdícios não tem impacto apenas na economia financeira, também contribui para uma abordagem mais sustentável na construção.

A facilidade de manutenção é outro aspecto positivo de um projeto com armaduras e seções uniformizados. A uniformização permite que se tenha um conhecimento claro sobre os detalhes construtivos da estrutura. Isso facilita a identificação das zonas sujeitas a ensaios in-situ e a reparação de danos ao longo do tempo, causados por intempéries ou fadiga. A manutenção torna-se mais simples e eficaz, contribuindo para a longevidade e durabilidade da construção.

A uniformização das armaduras e seções contribui para um melhor desempenho estrutural. Este facto permite uma distribuição mais equilibrada das cargas e tensões na estrutura, reduzindo os pontos de concentração de carga. Isso resulta numa construção mais resistente e capaz de suportar as exigências ambientais e assegurar o seu tempo de vida útil.

Estas são apenas algumas vantagens mais relevantes na adopção de um projeto bem estudado e uniformizado quando possível, sendo uma escolha estratégica para garantir resultados superiores na construção.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este projeto teve como foco principal a aplicação dos conhecimentos adquiridos no âmbito do curso de Engenharia Civil e a exploração de ferramentas de software para análise estrutural. O objetivo consistiu em desenvolver um estudo de estabilidade para um edifício de utilização mista como residência multifamiliar e de comércio, abrangendo a análise da conceção arquitetónica, os limites da aplicação estrutural para o cumprimento do plano arquitetónico e a avaliação de alternativas estruturais. O desenvolvimento do projeto de estabilidade permitiu essencialmente o estudo da modelagem e cálculo da estrutura, assim como a análise e melhoramento do projeto final orientado para a execução do edificado. O projeto seguiu um processo semelhante ao de projetos reais, no entanto, a solução final envolveu várias hipóteses e iterações, as quais incluíram modificações que foram propostas à equipa de Arquitetura, função que contou de forma essencial com a Orientadora. A falta de certos dados como as características do solo distanciou este projeto da realidade, no entanto, dado o seu caráter académico e ênfase na exploração e compreensão de softwares de cálculo estrutural, também permitiu a exploração de várias abordagens estruturais. A título de exemplo, o estudo de utilização e aplicabilidade de lajes aligeiradas com vigotas e lajes aligeiradas nervuradas.

Em relação às normas utilizadas, o CYPE permite a aplicação de várias normas no dimensionamento estrutural, tendo sido neste projeto aplicadas as normas em vigor em Portugal, sendo as mais relevantes o Eurocódigo 1, Eurocódigo 2 e Eurocódigo 8 cumprindo com todos os requisitos que neles se inserem.

A utilização das ferramentas de software demandou uma nova aprendizagem das mesmas através da prática e da aquisição de informação através de vários meios como webinars, documentação online, vídeos de utilizadores e o suporte de cliente dos programas CYPE e INORBEL que foram essenciais para o desenvolvimento deste projeto evitando a negligência deste processo. A aquisição deste conhecimento melhorou a eficiência na utilização desses programas e a compreensão das suas capacidades e limitações, abordando com uma nova perspetiva os mecanismos de controlo e correção de erros. Apesar de existir algum conhecimento sobre estes softwares, a conceção deste estudo permitiu uma nova abordagem na utilização destes programas e uma reestruturação na execução do modelo de projeto.

Após a utilização de todas as ferramentas informáticas foi muito importante o uso da capacidade crítica para a análise de resultados e elaboração de projeto de acordo com a sua execução em Portugal como a normalização de diâmetros e espaçamentos, estribos etc. A oferta de programas de engenharia e a evolução das ferramentas informáticas obriga a uma constante atualização do conhecimento dos profissionais deste meio o que não deverá ser descurada a função contínua.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 – Félix, Carlos. *Apontamentos de Estruturas de Betão Armado*. Porto: s.n, 2010;
- 2 – Artebel – Artefactos de Betão, SA. [Online] Artebel, 2021 <https://www.artebel.pt/produtos/lajes/>;
- 3 – LNEC, CT 115. [Online] <https://www.lnec.pt/pt/servicos/normalizacao-e-regulamentacao/normalizacao/ct-115-eurocodigos-estruturais/>
- 4 – NP EN 1990 – Eurocódigo – Base para o projeto de estruturas. Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2009;
- 5 – NP EN 1991-1-1 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1: Ações gerais. Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2009;
- 6 – NP EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-4: Ações gerais, Ação do vento. Caparica : Instituto Português de Qualidade, 2010;
- 7 – NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifício. Caparica : Instituto Português de Qualidade, 2010.
- 8 – NP EN 1997-1 Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico, Parte1: Regras gerais. Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2010;
- 9 – NP EN 1998-1 Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras Gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2010;
- 10 – RSAEEP – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Maia: Imprensa Nacional, 2010;
- 11 – Farinha, J.S. Brazão e Reis, A. Correia dos. *Tabelas Técnicas*. Setubal: P.O.B, 1993;
- 12 – *Manual do utilizador CYPECAD- Exemplos Prático – Modelação Clássica*. [Online] <https://www.topinformatica.pt/manuais/>;
- 13 – Webinar: *Modelação e cálculo estrutural – Estruturas de Betão Armado*. [Online] <https://www.topinformatica.pt/webinar> ;

ANEXOS

Anexo I – Projeto de Arquitetura

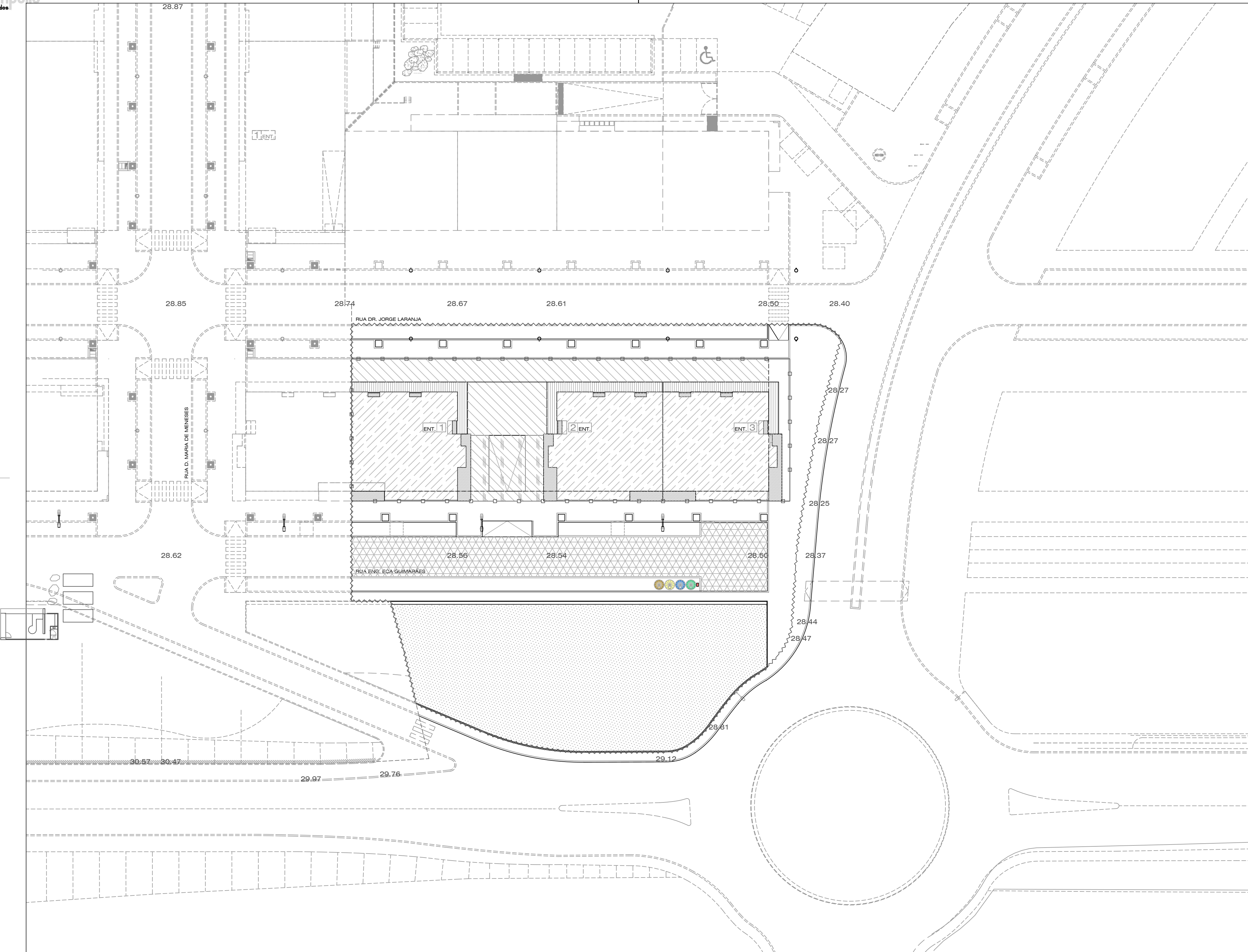
Anexo II – Projeto Estrutural

Anexo III – Memória de Cálculo da Viga 40

Anexo IV – Memória de Cálculo do Pilar P19

Anexo V – Verificação de Segurança do muro M4

ANEXO I – PROJETO DE ARQUITETURA



QUADRO SINÓPTICO														
LOTES		ÁREAS TOTAIS		ÁREAS DE CONSTRUÇÃO							PISOS		CÉRCEA	FRACÇÕES
				FINALIDADE							COTA DE SOLEIRA		N.º PISOS	N.º
N.º	ÁREA	IMPLANT.	CONST.	CAVE	RÉS-DO-CHÃO	1.º ANDAR	2.º ANDAR	3.º ANDAR	4.º ANDAR	ABAIXO	ACIMA	DESCRIÇÃO	HAB.	COM.
6	1400,00 m2	832,00 m2	5497,00 m2	1280,00 m2	450,00 m2	300,00 m2	955,00 m2	844,00 m2	844,00 m2	844,00 m2	1	5	6	32
				GARAGEM	COMÉRCIO	HABITAÇÃO	HABITAÇÃO	HABITAÇÃO	HABITAÇÃO	HABITAÇÃO	1280,00 m2	4237,00 m2	C+RC+4	

LEGENDA:

	LIMITE DO TERRENO
	LIMITE DA INTERVENÇÃO DAS OBRAS DE URBANIZAÇÃO
	4130m2
	LIMITE DO LOTE PARA CONSTRUÇÃO
	1400m2
	CAVE
	CAVE+RC+1º+2º+3º+4º
	CAVE+RC
	VARANDAS
	ANDARES
	PALA DE COBERTURA AO RÉS-DO-CHÃO
	ÁREA TOTAL DE CEDÊNCIAS AO DOMÍNIO PÚBLICO DO MUNICÍPIO
	2730m2
	ÁREA DESTINADA A PASSEIOS
	780m2
	ÁREA DESTINADA A ESTACIONAMENTO
	420m2
	ÁREA DESTINADA A ARRUAMENTOS
	430m2
	ÁREA VERDE
	1100m2

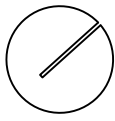
urbanpolis	
LEVANTOU	AGOSTO DE 2017
PROJECTOU	AGOSTO DE 2017
DESENHOU	AGOSTO DE 2017
ASSINOU	AGOSTO DE 2017
O TÉCNICO RESPONSÁVEL:	
ESCALA:	1:500
PARA SUBSTITUIR DESENHO NÚMERO:	00
SUBSTITUÍDO POR DESENHO NÚMERO:	00

ARQUITECTURA

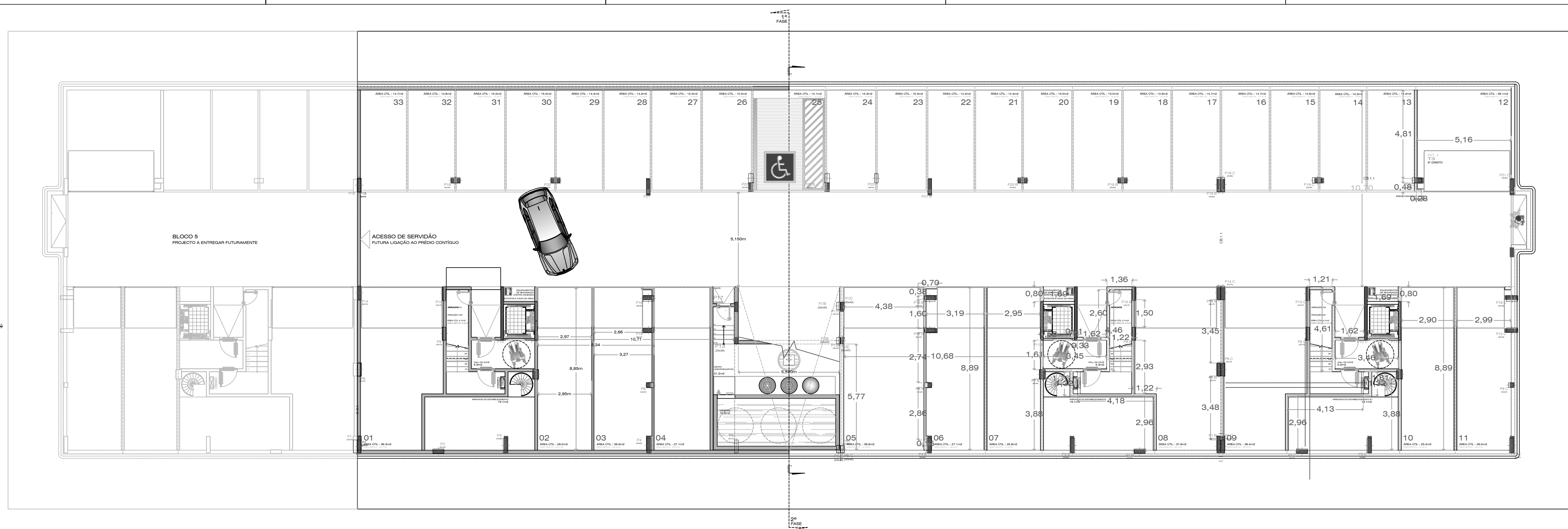
CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO DE HABITACIONAL E COMERCIAL

URBANPOLIS
CONSTRUÇÕES E EMPREENDIMENTOS LDA
LOTEAMENTO "PAÇO DO AQUEDUTO"
GAVETOS DAS RUAS:
AV. GENERAL HUMBERTO DELGADO, DR. JORGE LARANJA
D. MARIA DE MENESES E ENG. EÇA GUIMARÃES
LUGAR DE CASAL DO MONTE
VILA DO CONDE

BLOCO 6
PLANTA DE IMPLANTAÇÃO
LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO



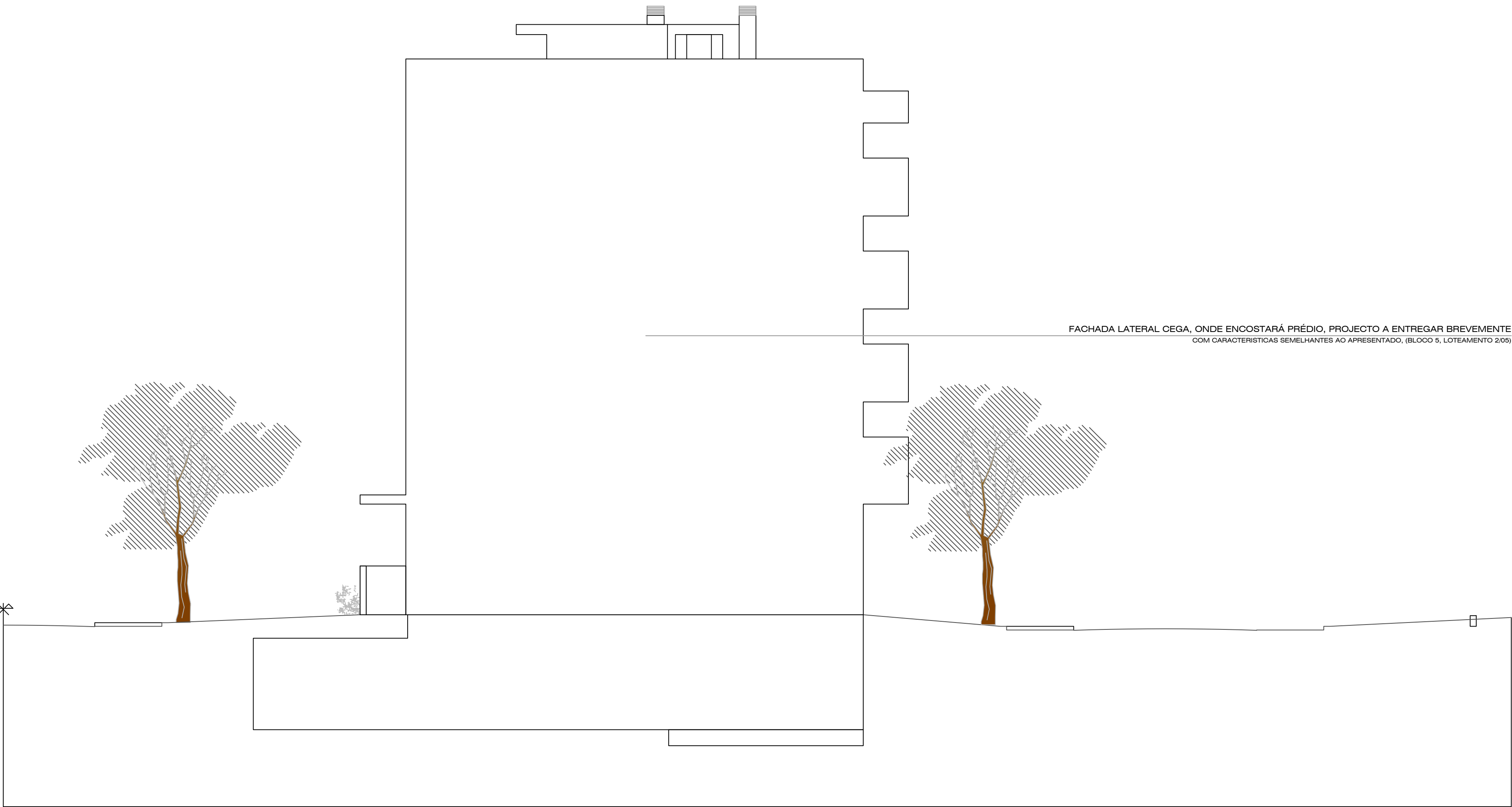
01

[illegible]





ALÇADO LATERAL DIREITO
ORIENTAÇÃO NORTE



ALÇADO LATERAL ESQUERDO
ORIENTAÇÃO SUL

CAPOTO REVESTIDO A CERÂMICO
TONALIDADE FERRUGEM

GUARDA CORPOS EM VIDRO LAMINADO E TEMPERADO
6+5mm

FACHADA LATERAL CEGA, ONDE ENCOSTARÁ PRÉDIO, PROJECTO A ENTREGAR BREVEMENTE
COM CARACTERÍSTICAS SEMELHANTES AO APRESENTADO, (BLOCO 5, LOTEAMENTO 205)

urbanpolis	
LEVANTADO	AGOSTO DE 2017
PROJETO	AGOSTO DE 2017
DESENHO	AGOSTO DE 2017
APROBADO	AGOSTO DE 2017
O TÉCNICO RESPONSÁVEL:	
FISCAL	
TÍTULO DE REGISTAR DESENHO AUTÓRGO	
SUBMETIDO POR DESENHO AUTÓRGO	

ARQUITECTURA

CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO DE HABITACIONAL E COMERCIAL

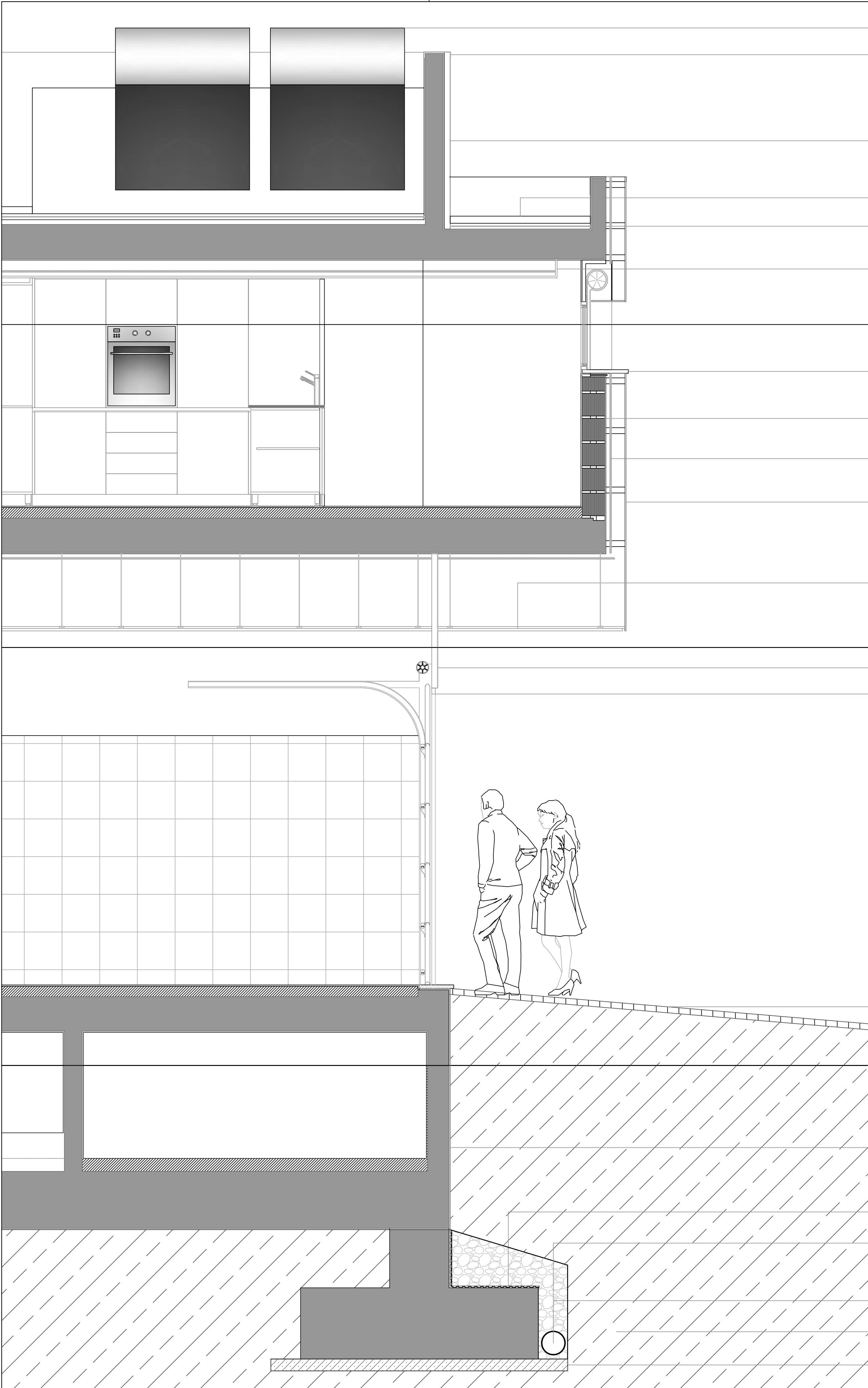
URBANPOLIS
CONSTRUÇÕES E EMPREENDIMENTOS LDA

LOTAMENTO: PARCELO DO AGOSTO
SANTOS DAS RUAS
AV. GENERAL HUMBERTO DELGADO, DR. JOSÉ LAFANHA
D. MARIA DE NERESSES E ENL. EÇA GUIMARÃES

LUGAR DE CASAL DO MONTE
VIA DO LONDE

ALÇADOS LATERAIS ESQUERDO E DIREITO
ORIENTAÇÃO SUL E NORTE

BLOCO 5



PAINEL SOLAR UM POR FRACÇÃO
RUIO DE REMATE ZINCO
CAPOTTO PINTADO 5cm PARA IMPERMEABILIZAÇÃO
LAJETA, 40X40 EM CAIXA DE AR
IMPERMEABILIZAÇÃO E ISOLAMENTO TÉRMICO ROOMATE POR CIMA DA TELA DUPLA TELA CRUZADA FERRO DE 4cm POR BAIXO DA TELA
TECTO FALSO EM PLADUR COM ISOLAMENTO DE LÃ DE ROCHA DE 3 cm
SOLEIRA EM GRANITO DE 3 cm PEDRAS SALGADAS
PAREDE EXTERIOR EM TIJOLO TÉRMICO PRECEPAM DE 19 cm
LÃ DE ROCHA 5 cm
FACHADA VENTILADA ACABAMENTO CERÂMICO COVERLAM de 1cm
TECTO FALSO NO EXTERIOR EM VIROC PINTADO CINZA METÁLICO
GRELHAS DE VENTILAÇÃO CINZA METÁLICO
PORTÃO SECCIONADO CINZA METÁLICO
PASSEIOS EM MICROCUBO CONFORME ESTIPULADO PARA LOTEAMENTO CONTÍGUO LOTEAMENTO 200
TELA DE ISOLAMENTO MEMBRANA DE BETUME POLÍMERO 40
SAPATA CONFORME PROJECTO DE ESTABILIDADE
TUBOS DE DRENAGEM TIPO IMPERDRENO LIGADOS AO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS, ATRAVÉS DE BOMBAGEM
BETÃO DE LIMPEZA

urbanpolis

BRITA

TERRENTO

BETÃO DE LIMPEZA

LEGENDA

PROJECCION

DESENHO

ASSINAR

O TÉCNICO RESPONSÁVEL

ESCALA

PARA SUBSTITUIÇÃO DESENHO NÚMERO

SUBSTITUIÇÃO POR DESENHO NÚMERO

ARQUITECTURA

CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO DE HABITACIONAL E COMERCIAL

URBANPOLIS
CONSTRUTORES E EMPREENDIMENTOS LDA

LOTEAMENTO: PIAÇO DO AQUELUTO

SAVETOS DAS PLANTAS

AV. GENERAL HENRIQUE DELGADO, DR. JORGE LARANJA

D. MARIA DE MENESES E ENIG. DOA GUARAPAES

LUGAR DE CASAL DO MONTE

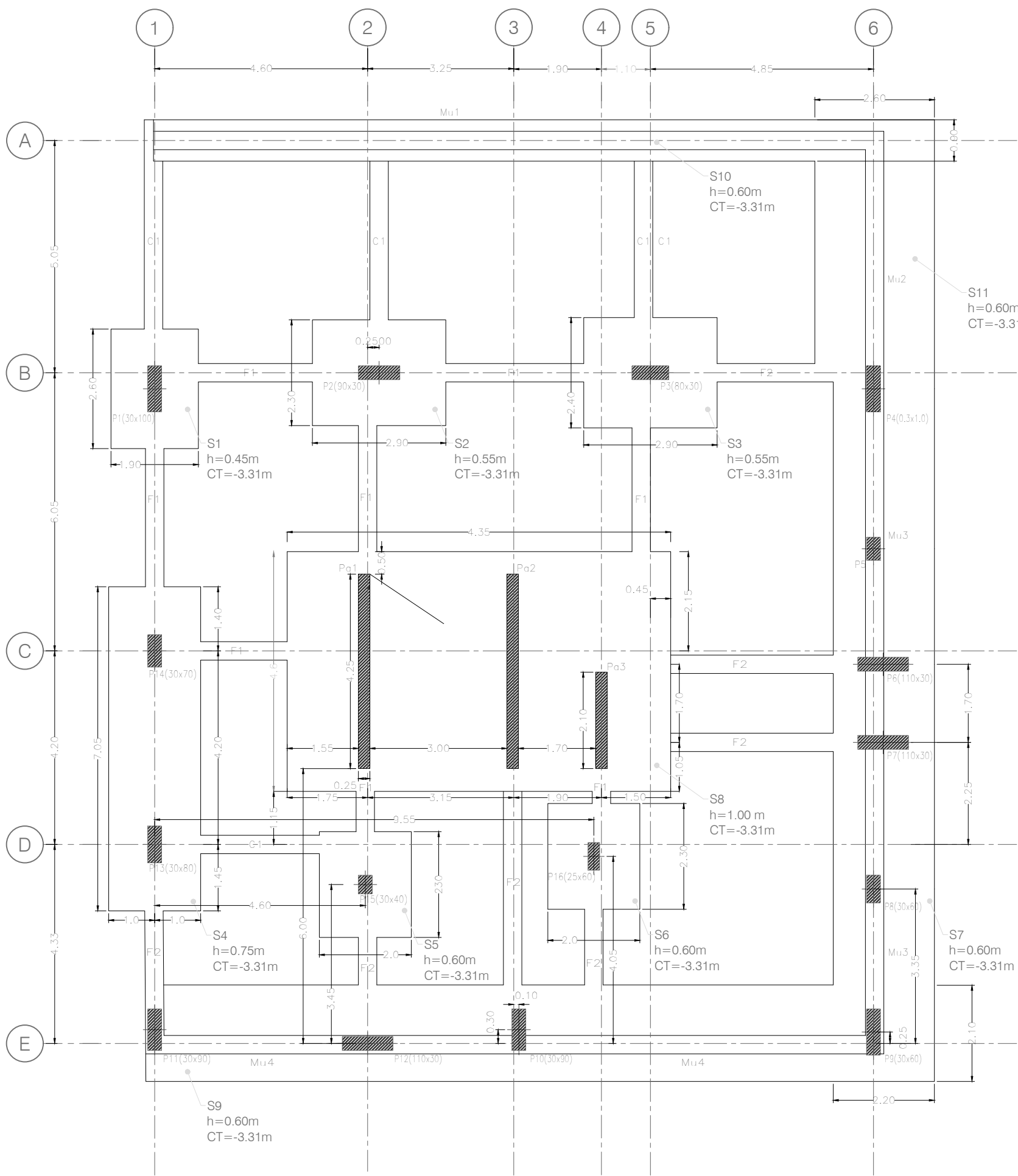
VILA DO OONDE

BLOCO 6

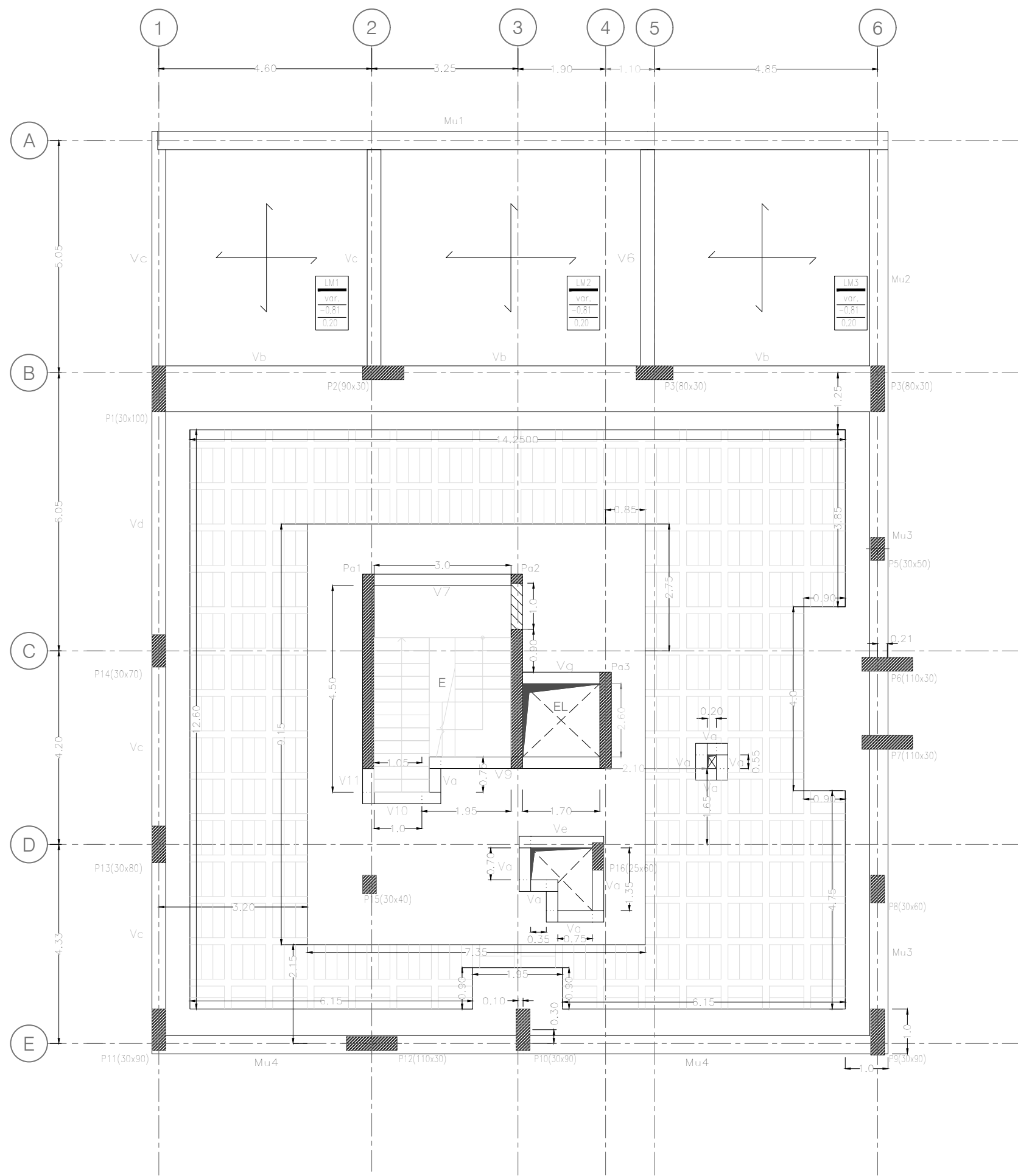
PORMENORES CONSTRUCTIVOS

08

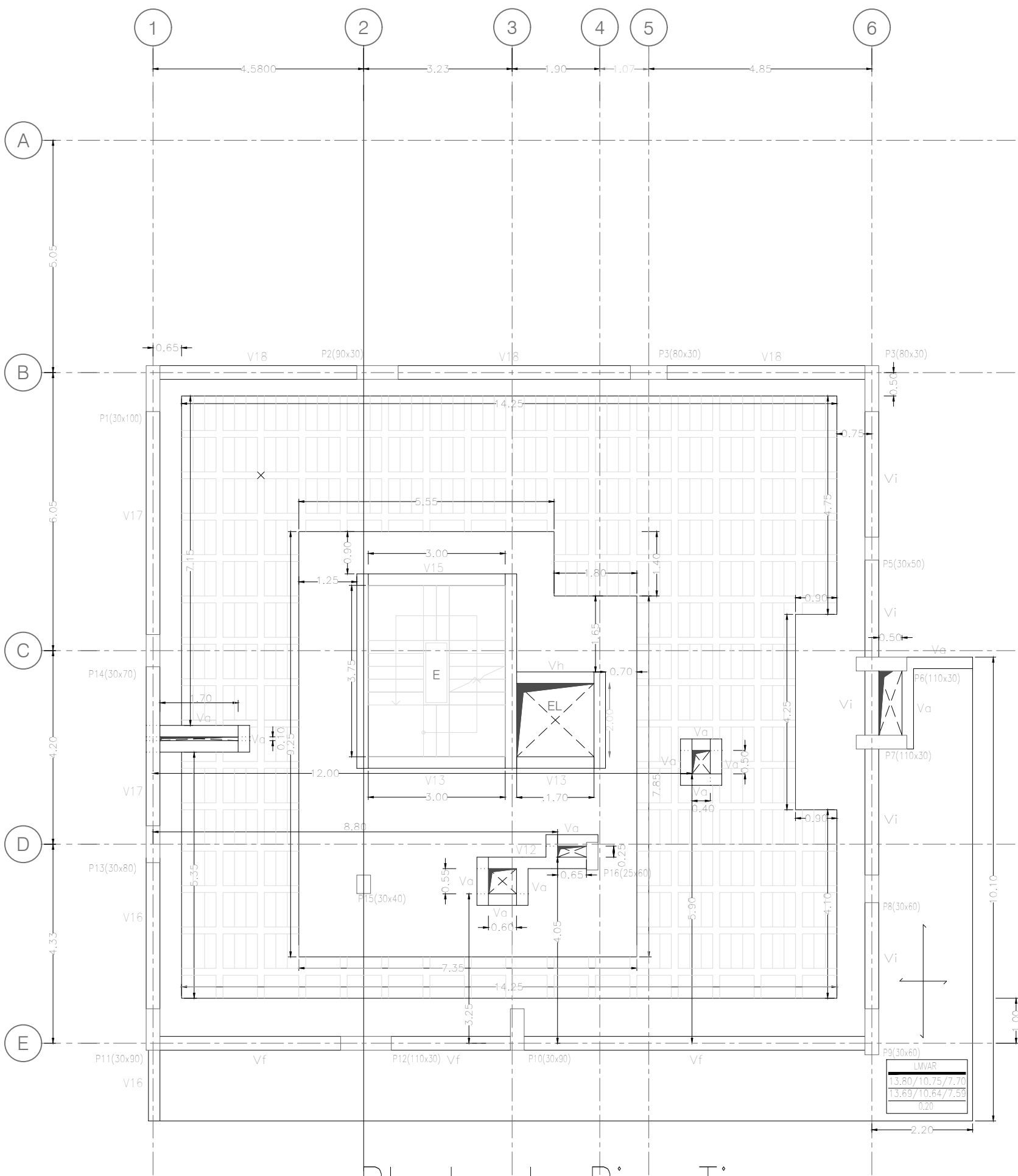
ANEXO II – PROJETO ESTRUTURAL



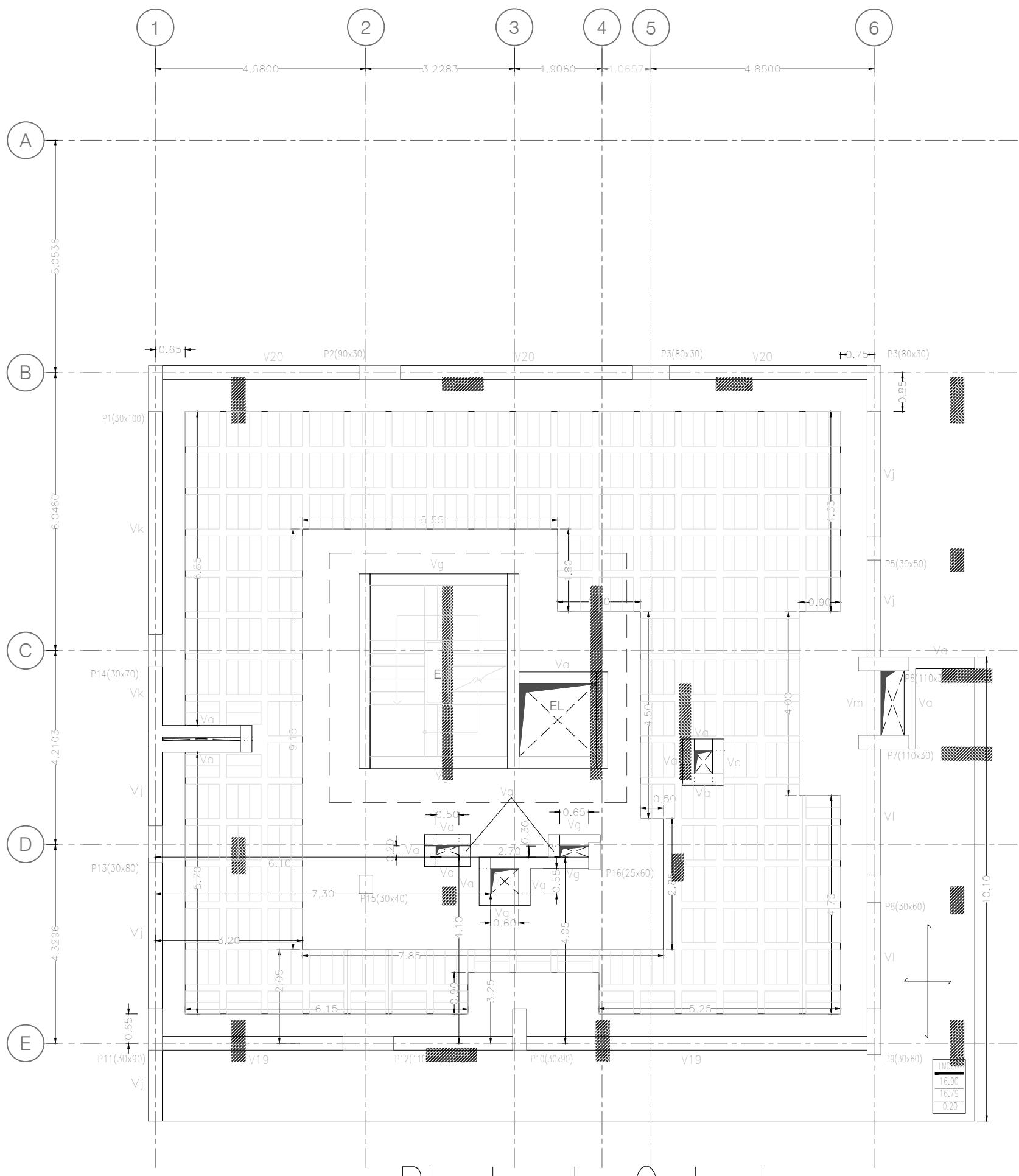
Planta de Fundações



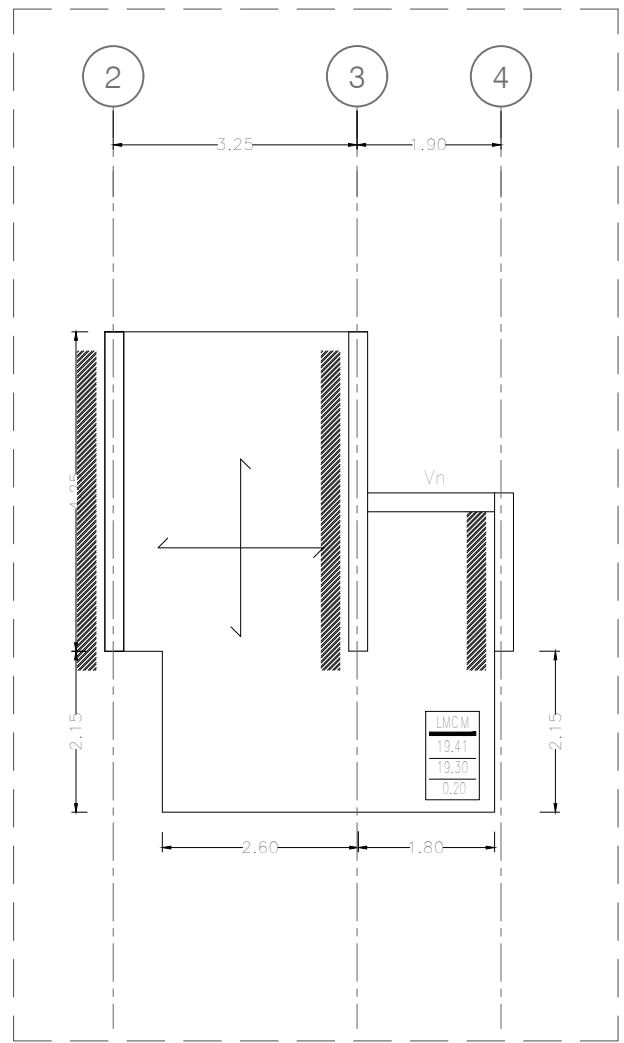
Planta de Rés do Chão



Planta do Piso Tipo



Planta de Cobertura



Planta de Cobertura da Caixa de Escadas e Casa das Máquinas

MATERIAIS ESTRUTURAIS – BETÃO					
Elementos	Classe de Resistência	Classe de Exposição Ambiental	Classe de Têor de Cloratos	Dimensão Máxima de Agregado	Classe de Consolidação
Balão de Linhas	C12/15	X0 (P)	CI 1.00		—
Colunas e Vigas de Fundação		XC2 (P)			
Pilares	C30/37		CI 0.40	D20	S3
Placas		XC3 (P)			
Escadas					
Vigas					
Loja Máquina					

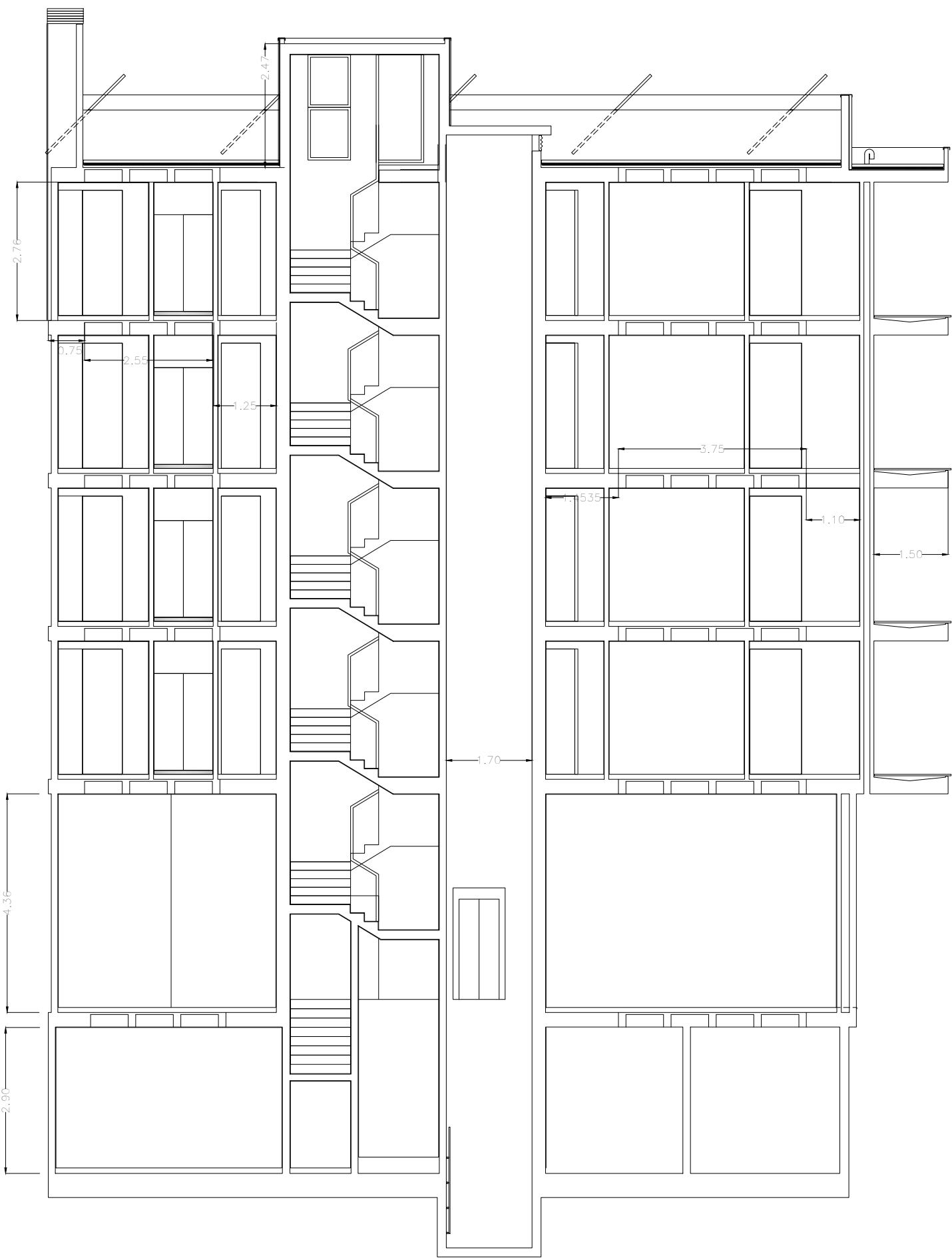
MATERIAIS ESTRUTURAIS – AÇO	
Elementos	Classe de Resistência à Tração
Armaduras em Lojas	S500
Rede Eletropostada	A500 NB

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – RECORRIMENTO NOMINAL	
Elementos	Espessura
Fundações e Muros de Suporte	40 mm
Placas e Vigas	35 mm
Paredes Estruturais e Lojas	30 mm

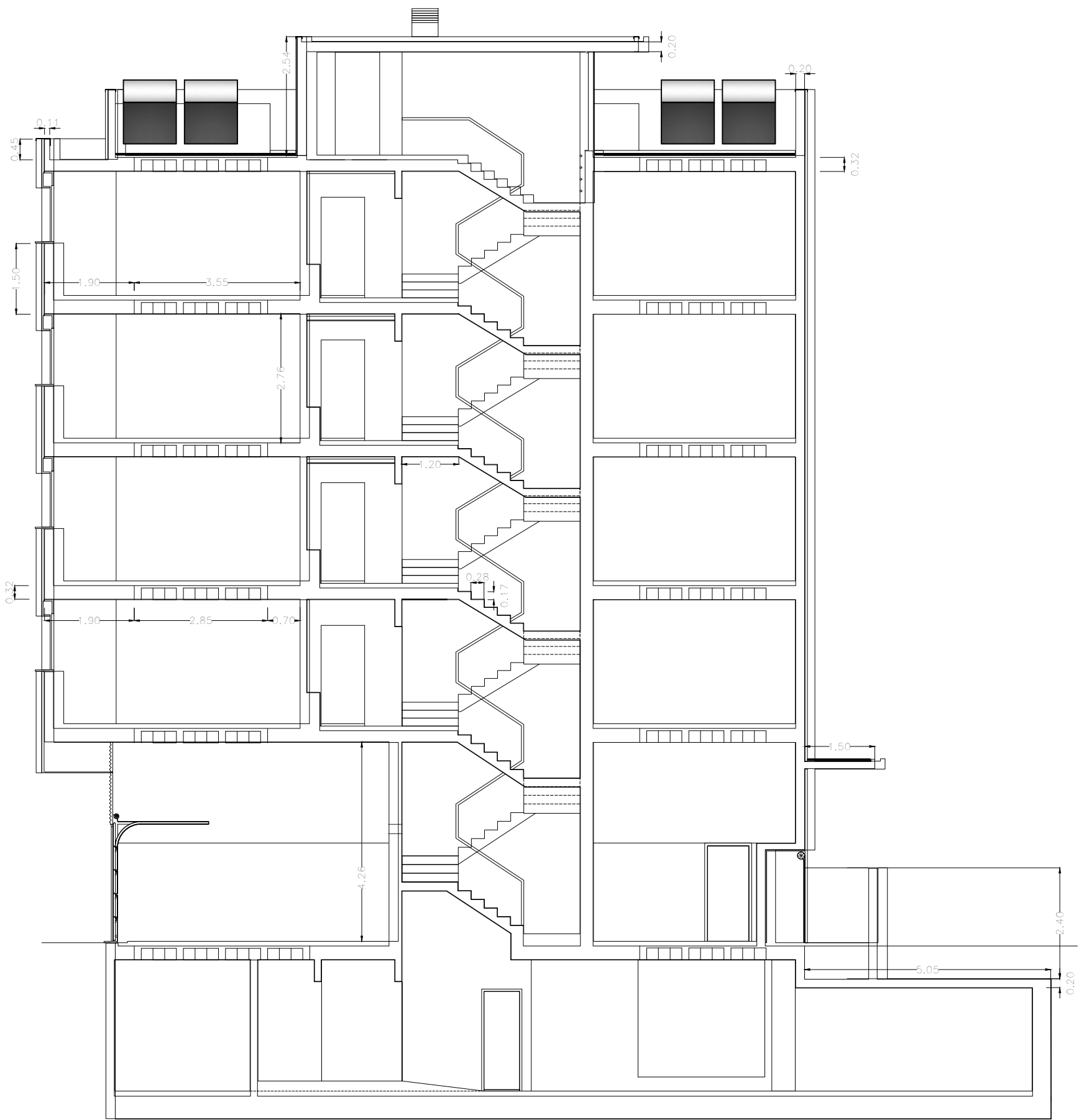
ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO, SIMBOLÓGICA E TIPOLOGIA			Eixo de Identificação
Simbologia: A1 (XX x YY)	Tipologia		
A – Tipo de Elemento Estrutural	S – Sapato	P – Pilar	
B – Número ou Identificação de Elemento	F – Lintel de Fundação	LM – Loja Máscia	
XX – Dimensão segundo o Eixo X em cm	Pa – Parede Estrutural	E – Escada	
YY – Dimensão segundo o Eixo Y em cm	Mu – Muro de Contenção	EL – Elevador	
Outras Abreviações:			
h – Altura do Elemento			CT – Cota de Topo

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO DAS LAJES	
Tipo de Laje	
Cota de Tecto	
Cota de Acabado	
Espessura	

Notas:
- O símbolo S pode referir o número do elemento que corresponde ao seu desenho no e um tipo que se encontra caracterizado no quadro correspondente.
- Este desenho só é válido quando visto em conjunto com o projecto de Arquitectura e os Projectos de Especialidades.
- A localização e dimensão de todos os Correios e Funções de Lojas, Vigas, Muros e Paredes, devem ser confirmados pelo Projecto de Arquitectura, pelos Projectos das Especialidades e pelos Engenheiros das Especialidades.



Corte EF'



Corte CD'

MATERIAIS ESTRUTURAIS – BETÃO					
Elementos	Classe de Resistência	Classe de Exatidão Ambiental	Classe de Tensão de Clivagem	Dimensão Máxima de Agregados	Classe de Consistência
Rebordo de Laje	C12/15	XI(PT)	C1 1,00	D20	S3
União e Vigas de Fundação	C30/37	XC2(PT)	C1 0,40		
Pilares		XC3(PT)			
Sopostos					
Vigas					
Laje Maciça					

MATERIAIS ESTRUTURAIS – AÇO	
Elementos	Classe de Resistência à Tração
Armaduras em Lajes	S500
Releu Estribado	A500 NR

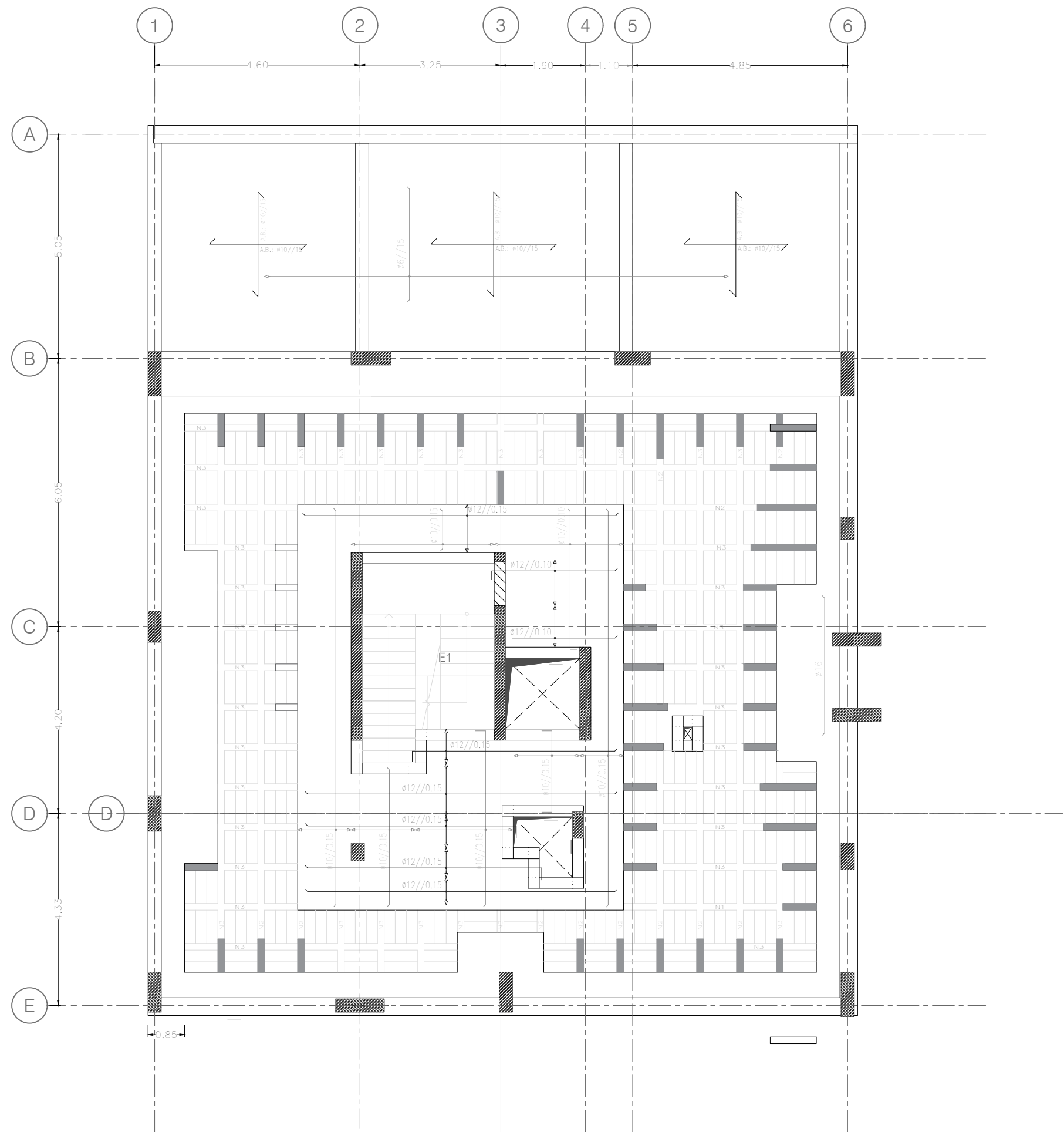
ELEMENTOS ESTRUTURAIS – RECORRIMENTO NOMINAL	
Elementos	Espessura
Fundações e Muros de Suporte	40 mm
Pilares e Vigas	35 mm
Paredes Estruturais e Lajes	30 mm

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO, SUBTIPOLOGIA E TIPOLOGIA			
Símbolo: A (XX x YY)		Tipologia	
A – Tipo de Elemento Estrutural	S – Soposto	P – Pilar	
B – Número ou Prestação de Elemento	F – Lintel de Fundação	LM – Laje Maciça	
XX – Dimensão segundo o Eixo X em cm	Pa – Parede Estrutural	E – Escada	
YY – Dimensão segundo o Eixo Y em cm	Mu – Muro de Contenção	EL – Elevador	
Outras Abreviações:			
h – Altura do Elemento		CT – Cota de Topo	

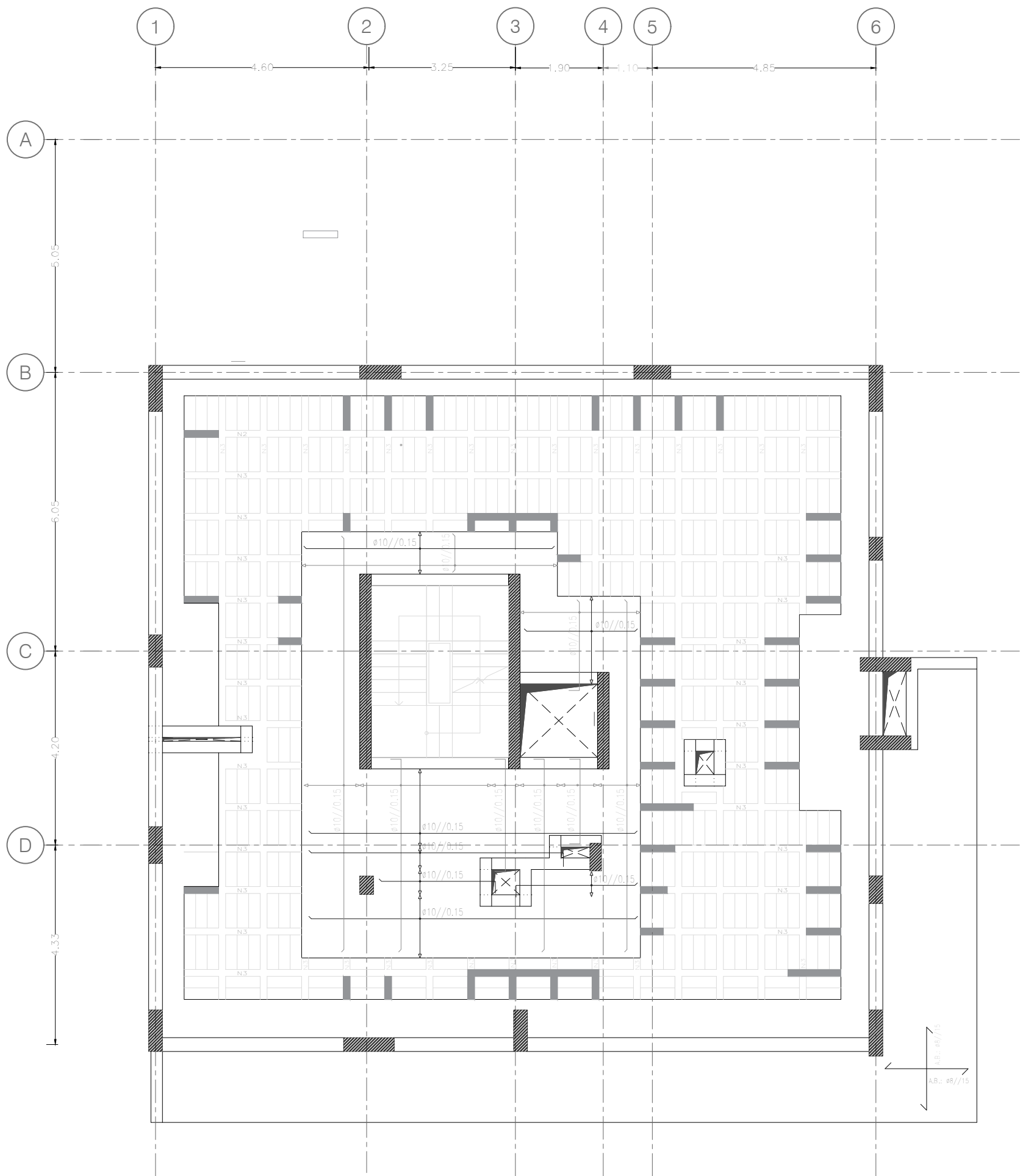
ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO DAS LAJES	
Tipo de Laje	
Cota de Tecto	
Cota de Acabado	
Espessura	

Notas:

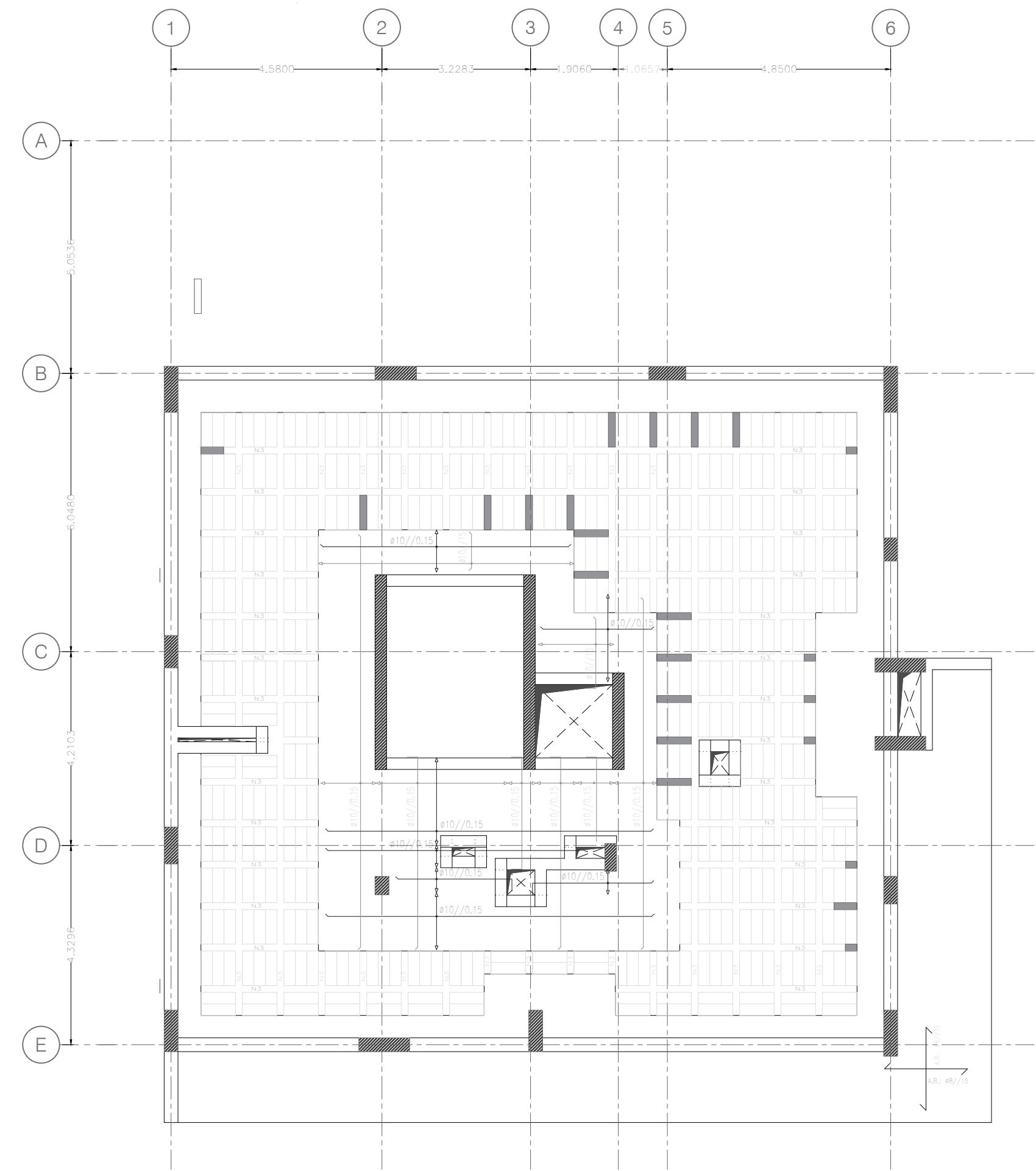
- O símbolo 0 pode referir a número de elemento que corresponde ao seu desenho ou a um tipo que se encontra caracterizado no quadro correspondente.
- Este desenho só é válido quando visto em conjunto com o projecto de Arquitectura e os Projectos de Especialidades.
- A localização e dimensão de todos os Corredores e Funções de Lajes, Vigas, Muros e Paredes, devem ser confirmados pelo Projecto de Arquitectura, pelos Projectos das Especialidades e pelos Empreiteiros das Especialidades.



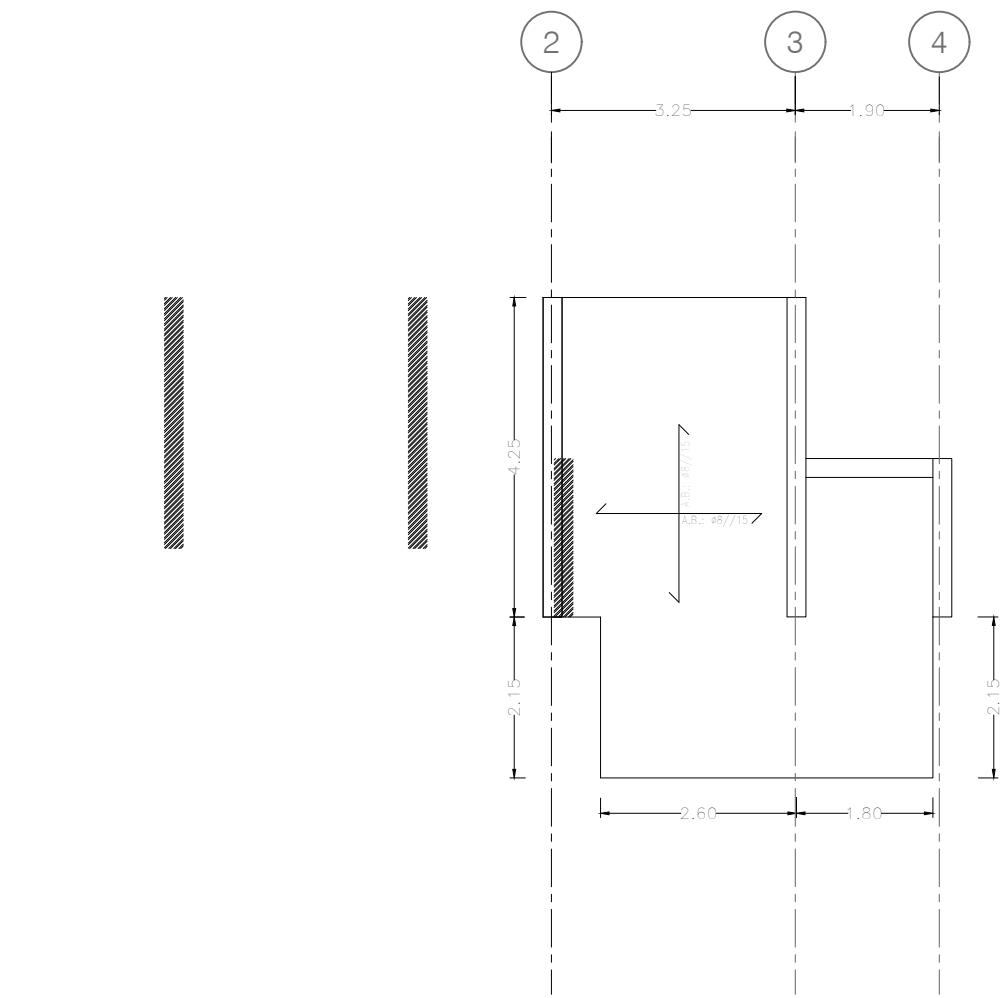
Armaduras Inferiores – Planta Rés do Chão



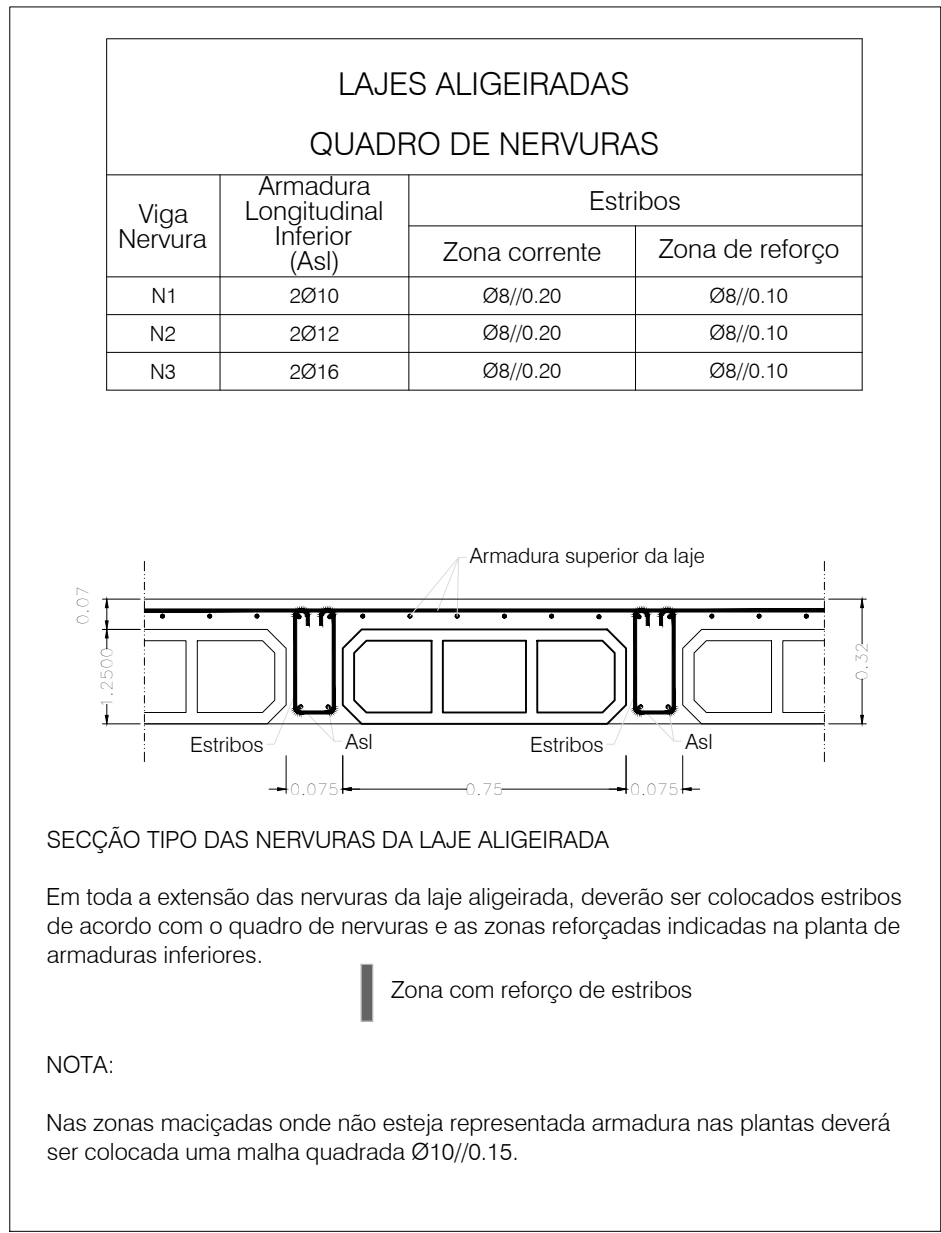
Armaduras Inferiores – Planta Piso Tipo



Armaduras Inferiores – Planta Cobertura



Armaduras Inferiores – Cobertura CM e CE



IDENTIFICAÇÃO DE ARMADURAS	
Tipo de Armadura	Cor
Armadura longitudinal superior	Preto
Armadura transversal superior	Laranja
Armadura longitudinal inferior	Branco
Armadura transversal inferior	Azul

MATERIAIS ESTRUTURAIS – BETÃO					
Elementos	Classe de Resistência	Classe de Exposição Ambiental	Classe de Teor de Cimentos	Dimensão Máxima de Agregados	Classe de Consistência
Balão de Limpeza	C12/15	X0(PT)	CI 1.00	D20	S3
Limites e Vigas de Fundação	C30/37	XC2(PT)	CI 0.40		
Pilares		XC3(PT)			
Superfícies					
Vigas					
Laje Maciça					

MATERIAIS ESTRUTURAIS – AÇO	
Elementos	Classe de Resistência à Tração
Armaduras em Lajes	S500
Rede Enfiada	A500 NR

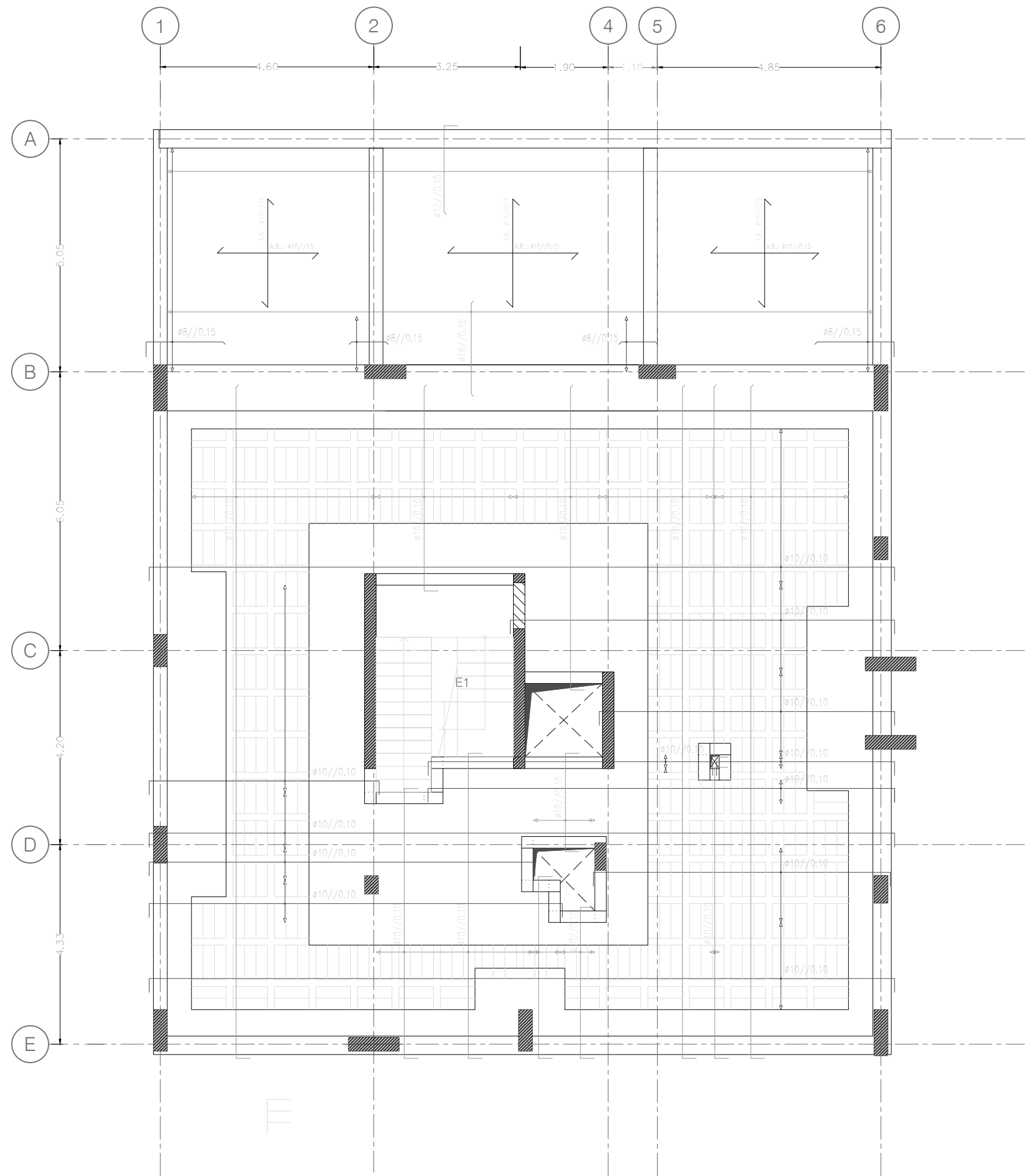
ELEMENTOS ESTRUTURAIS – RECORRIMENTO NOMINAL	
Elementos	Espessura
Fundações e Muros de Suporte	40 mm
Pilares e Vigas	35 mm
Paredes Estruturais e Lajes	30 mm

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO, SIMBOLÓGICA E TIPOLOGIA			
Simbologia (X e Y)	Tipologia		Eixo de Identificação
A – Tipo de Elemento Estrutural	S – Sapata	P – Pilar	
B – Número ou Posição de Elemento	F – Limites de Fundação	LM – Laje Maciça	
XX – Dimensão segundo o Eixo X em cm	Pa – Parede Estrutural	E – Escada	
YY – Dimensão segundo o Eixo Y em cm	Mu – Muro de Contenção	SL – Elevador	
Outras Abreviações:	h – Altura do Elemento	CT – Cota de Topo	

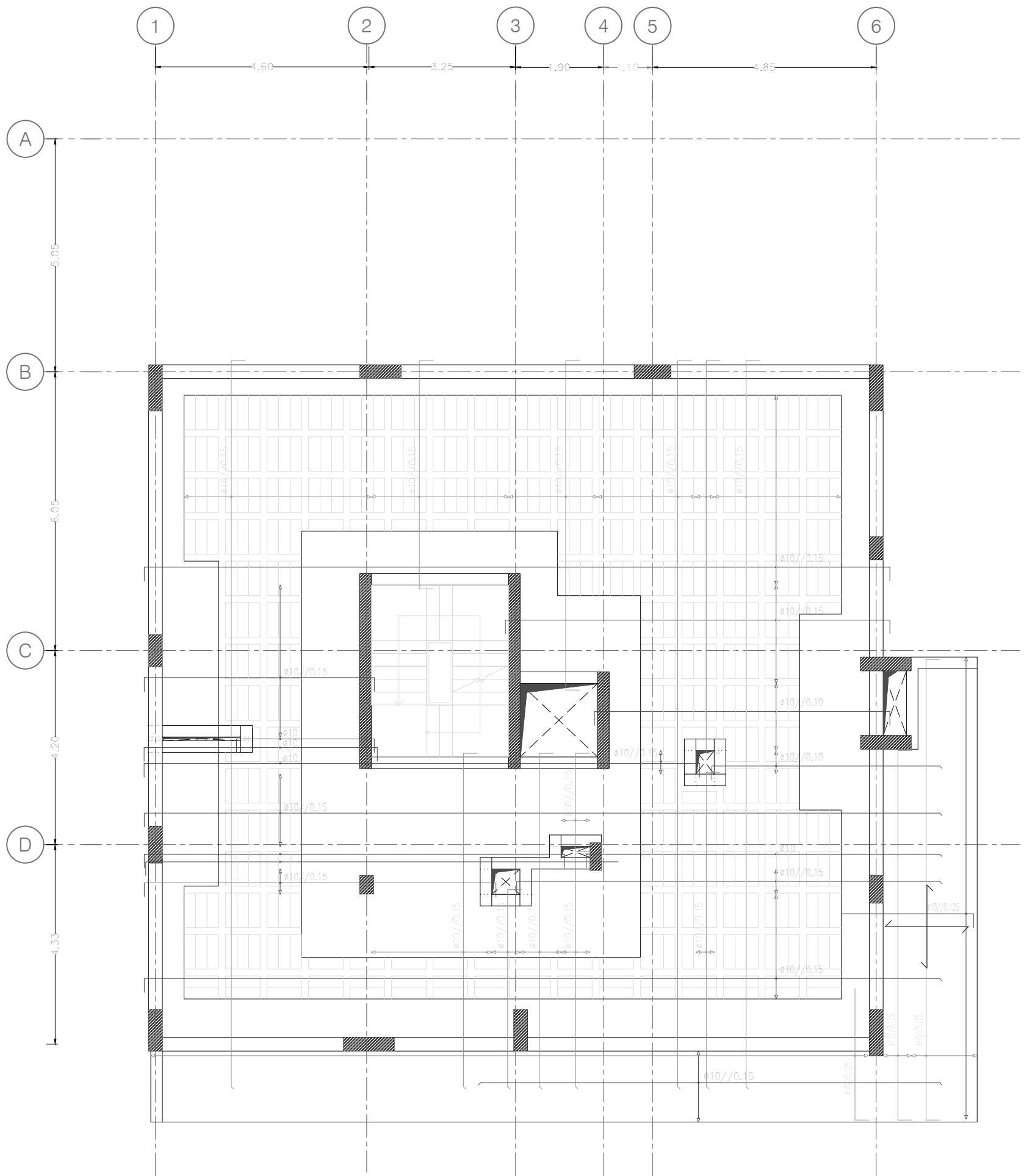
ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO DAS LAJES	
Tipo de Laje	
Cota de Tecto	
Cota de Acabado	
Espessura	

Notas:

- O símbolo B pode referir o número do elemento que corresponde ao seu desenho ou o tipo que se encontra caracterizado no quadro correspondente.
- Este desenho só é válido quando visto em conjunto com o projecto de Arquitectura e os Projectos de Especialidades.
- A localização e dimensão de todos os Correses e Furações de Lajes, Vigas, Muros e Paredes, devem ser confirmados pelo Projecto de Arquitectura, pelos Projectos das Especialidades e pelos Empreiteiros das Especialidades.

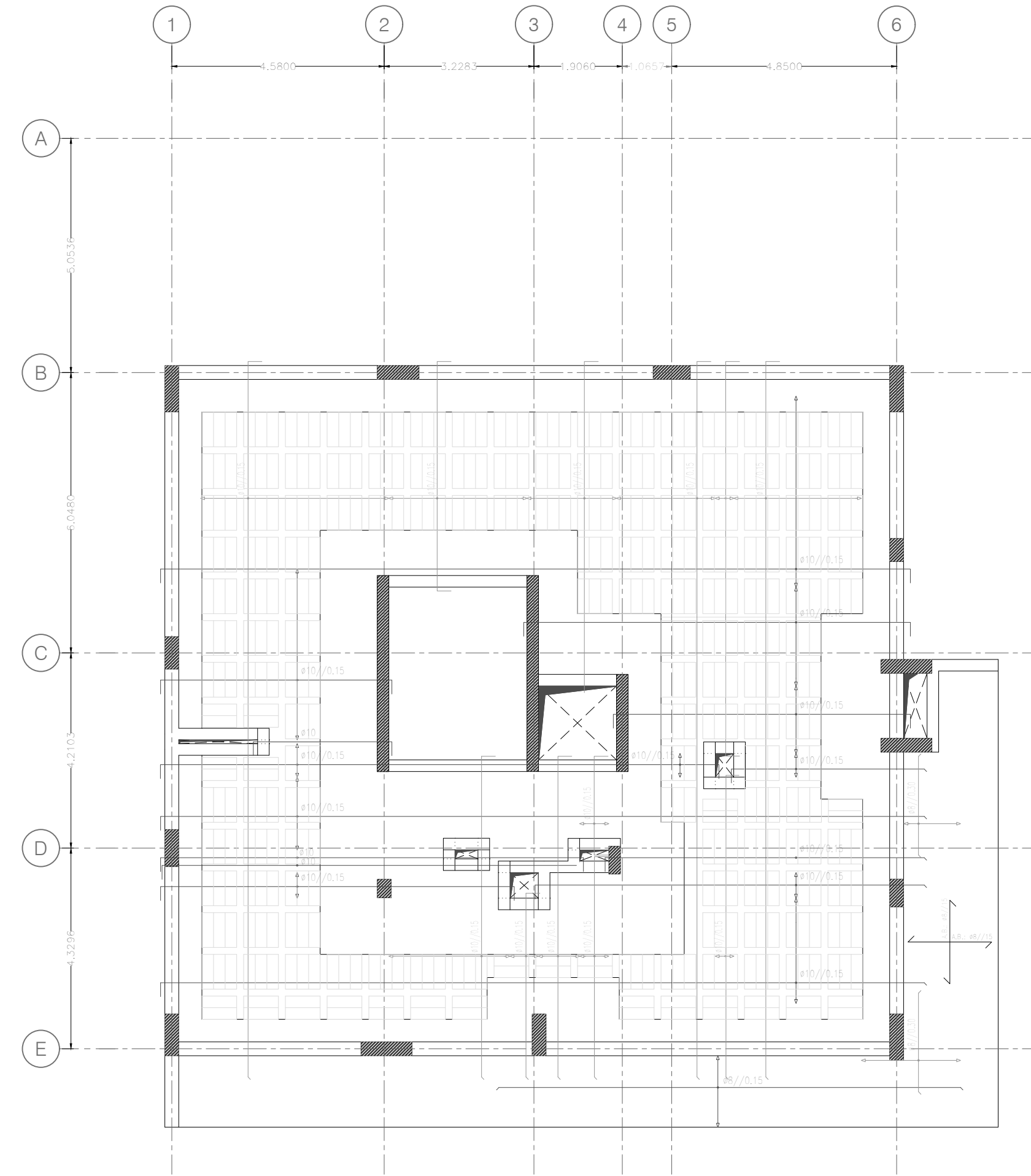


Armaduras Superiores – Planta Rés do Chão

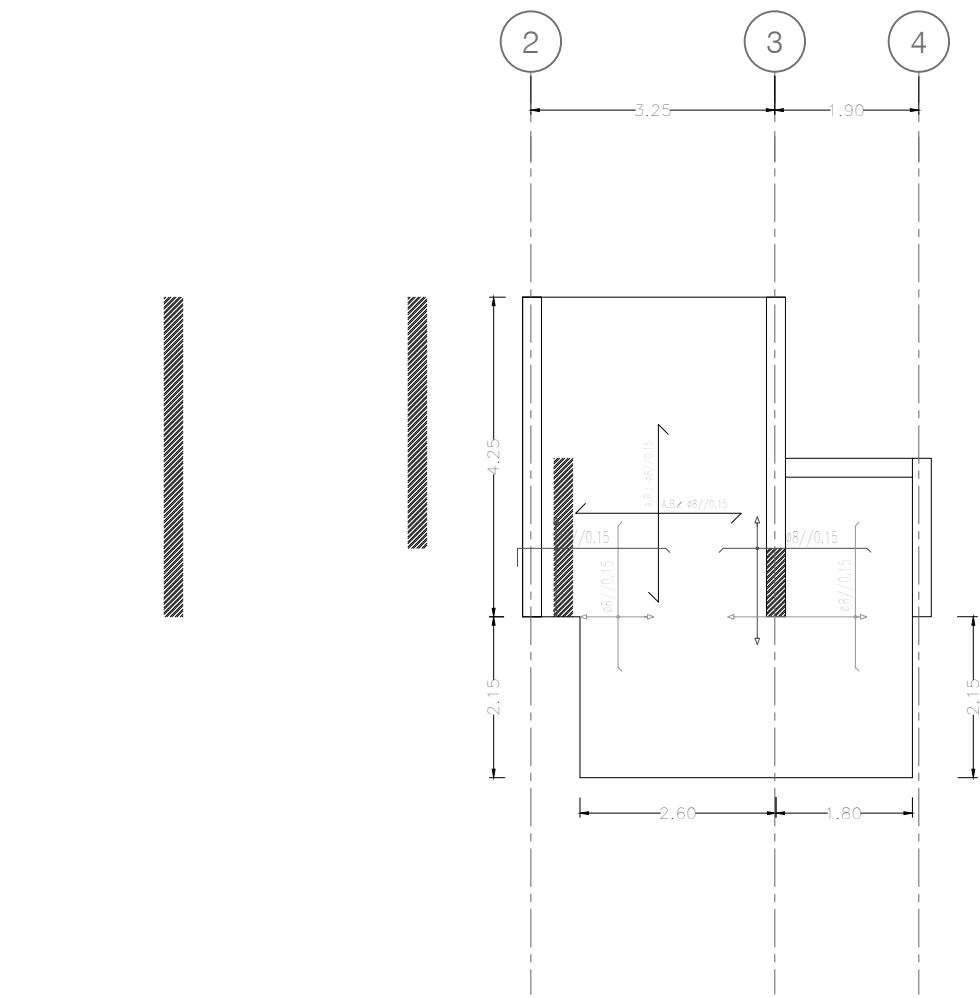


Armaduras Superiores – Planta Piso Tipo

IDENTIFICAÇÃO DE ARMADURAS	
Tipos de Armaduras	Cor
Armadura longitudinal superior	Preto
Armadura transversal superior	Laranja
Armadura longitudinal inferior	Branco
Armadura transversal inferior	Azul



Armaduras Superiores – Planta Cobertura



Armaduras Superiores – Cobertura CM e CE

MATERIAIS ESTRUTURAIS – BETÃO					
Elementos	Classe de Resistência	Classe de Espaço Armado	Classe de Tensão de Cimentos	Dimensão Máxima de Agregados	Classe de Consistência
Betão de Limpeza	C12/15	X0(PT)	C1.100		—
Limites e Vigas de Fundação	C30/37	XG2(PT)	C1.040	D20	S3
Pilares		XC3(PT)			
Sopostos					
Vigas					
Laje Maciça					

MATERIAIS ESTRUTURAIS – AÇO	
Elementos	Classe de Resistência à Tração
Armaduras em Lajes	S500
Rede Eletrosoldada	A500 NR

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – RECORRIMENTO NOMINAL	
Elementos	Espessura
Fundações e Muros de Suporte	40 mm
Pilares e Vigas	35 mm
Paradas Estruturais e Lajes	30 mm

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO, SIMBOLOGIA E TIPOLOGIA			
Simbologia: Al (XX x YY)	Tipologia	Eixos de Identificação	
A – Tipo de Elemento Estrutural	S – Sapata	P – Pilar	
X – Número ou Identificação de Elemento	F – Unidade de Fundação	LM – Laje Maciça	
YY – Dimensão segundo o Eixo Y em cm	Pa – Parede Estrutural	E – Escada	
YY – Dimensão segundo o Eixo Y em cm	Mu – Muro de Contenção	SL – Elevação	
Outras Abreviaturas:	h – Altura do Elemento	CT – Cota de Topo	

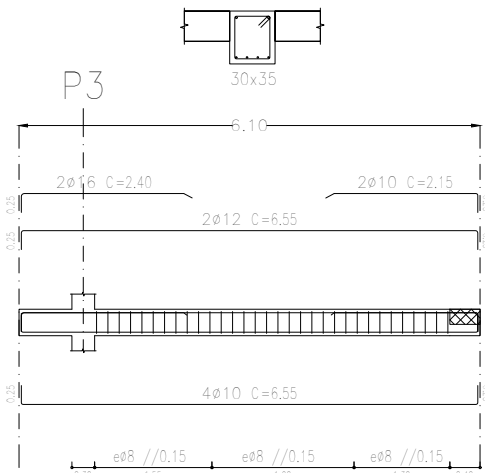
ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO DAS LAJES	
Tipo de Laje	
Cota de Tecto	
Cota de Acabado	
Espessura	

Notas:

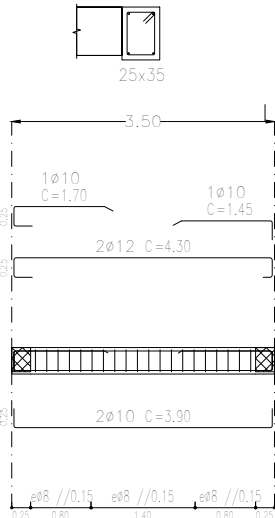
- O símbolo E pode referir o número de elemento que corresponde ao seu desenho ou a um tipo que se encontra caracterizado no quadro correspondente.
- Este desenho só é válido quando visto em conjunto com o projecto de Arquitectura e os Projectos de Especialidades.
- A localização e dimensão de todos os Corredores e Furações de Lajes, Vigas, Muros e Paradas, devem ser confirmados pelo Projecto de Arquitectura, pelos Projectos das Especialidades e pelos Empreiteiros das Especialidades.

VIGAS

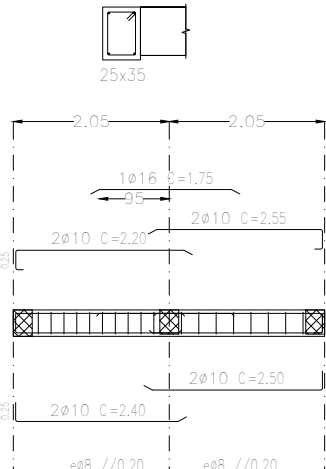
R/C V6



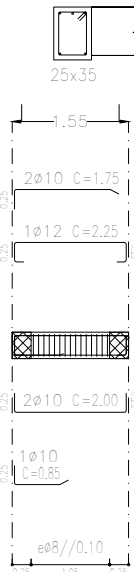
V7



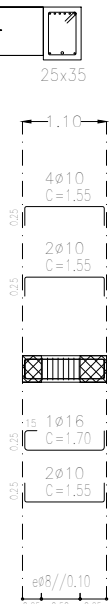
V9



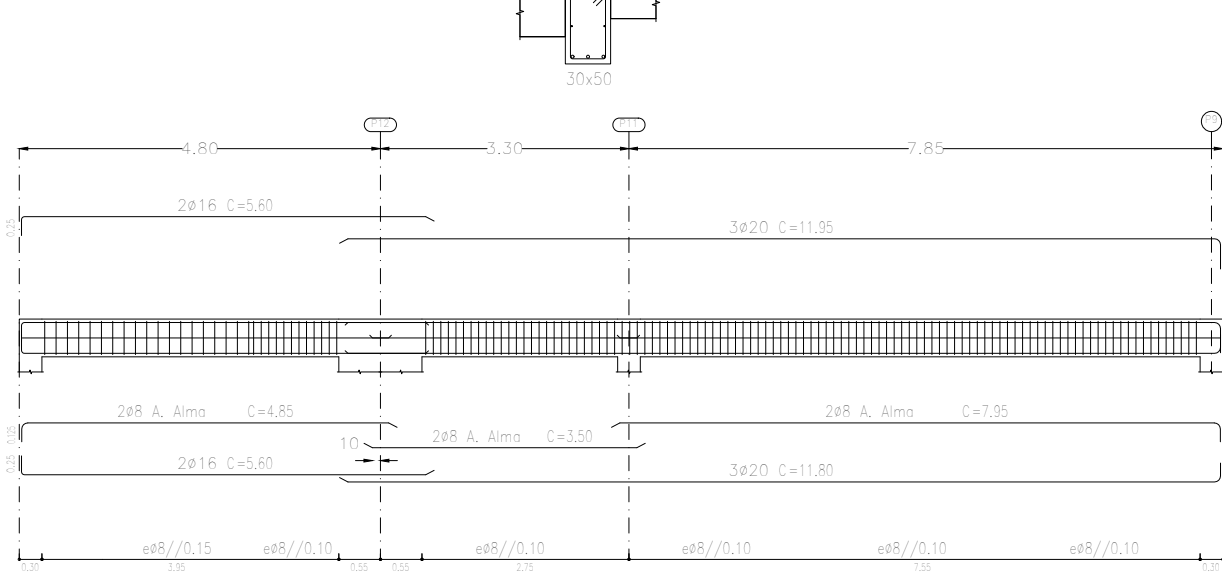
V10



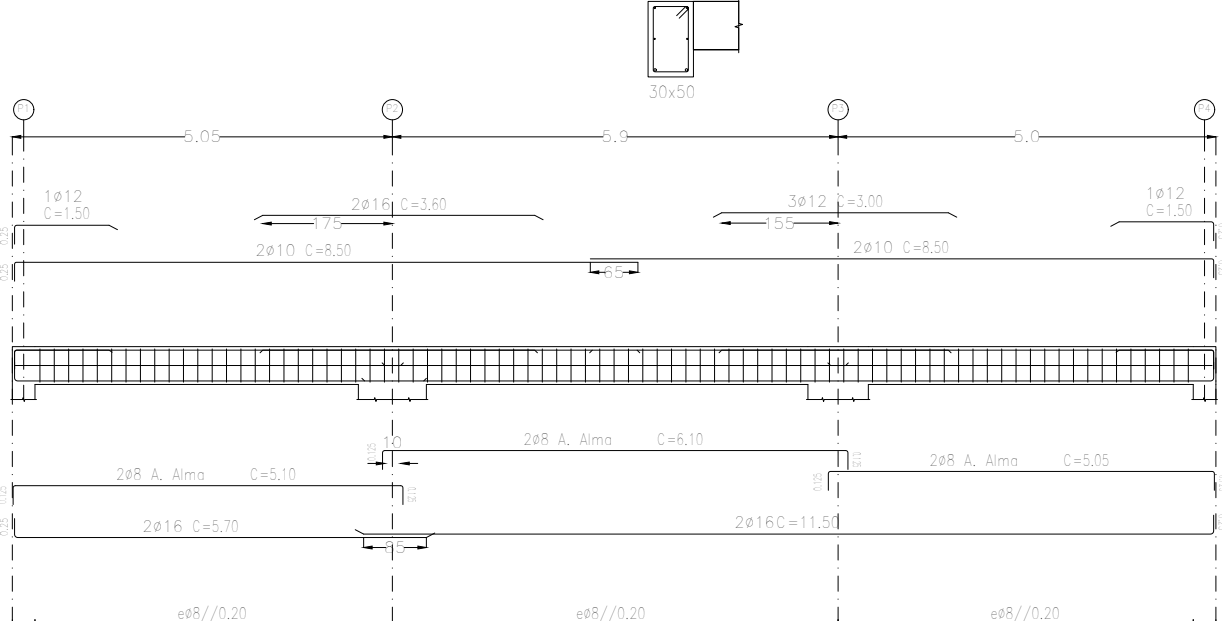
V11



COBERTURA V19

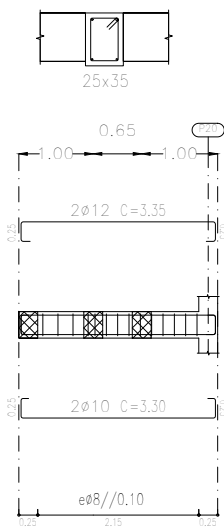


V20

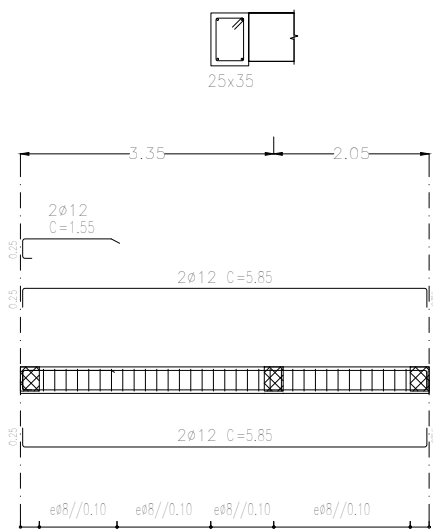


PISOS

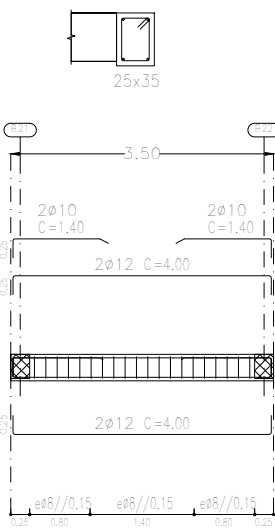
V12



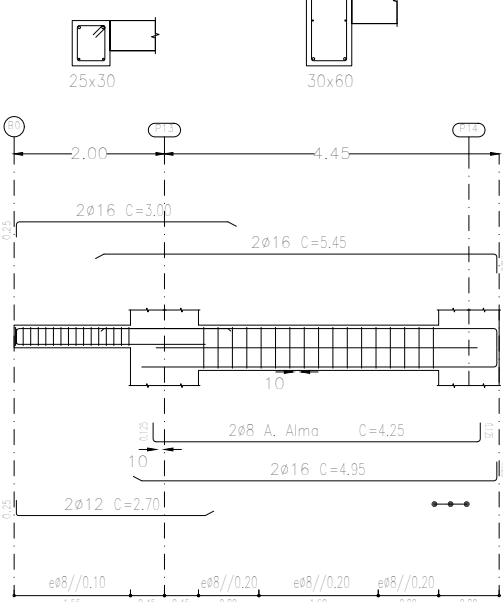
V13



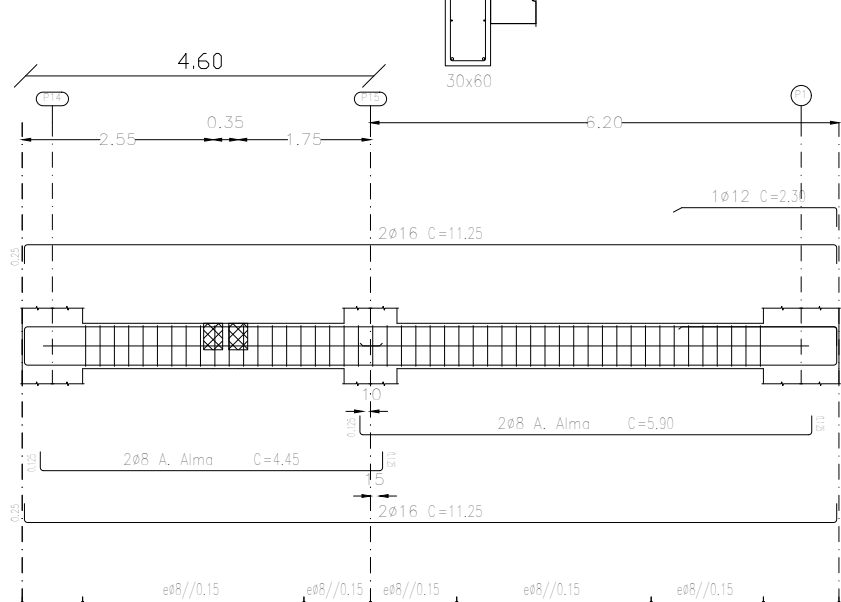
V15



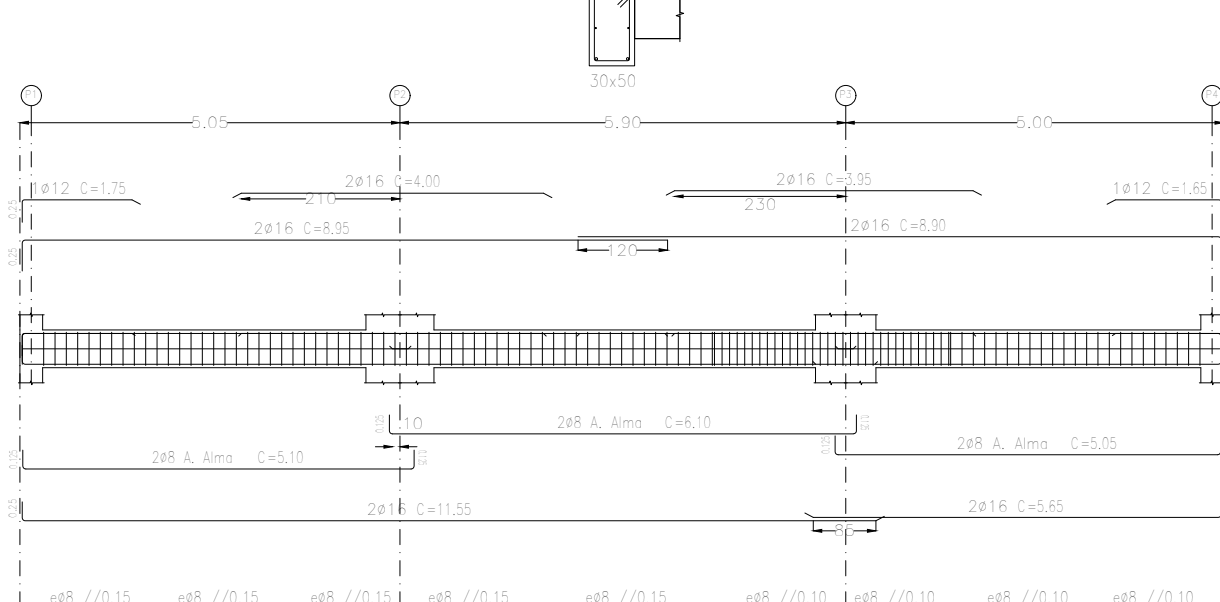
V16



V17



V18



MATERIAIS ESTRUTURAIS – BETÃO					
Elementos	Classe de Resistência	Classe de Exposição Ambiental	Classe de Teor de Cimento	Dimensão Máxima de Agregados	Classe de Consistência
Batido de Limpeza	C12/15	X0(PT)	Ci 1,00	D20	— S3
Limbo e Vigas de Fundação	C30/37	XG2(PT)	Ci 0,40		
Pilares		XC3(PT)			
Sopotas					
Vigas					
Lajes Maciças					

MATERIAIS ESTRUTURAIS – AÇO	
Elementos	Classe de Resistência à Tração
Armaduras em Lajes	S500
Rele Estruturada	A500 NR

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – RECORRIMENTO NOMINAL	
Elementos	Espessura
Fundações e Muros de Suporte	40 mm
Pilares e Vigas	35 mm
Paredes Estruturais e Lajes	30 mm

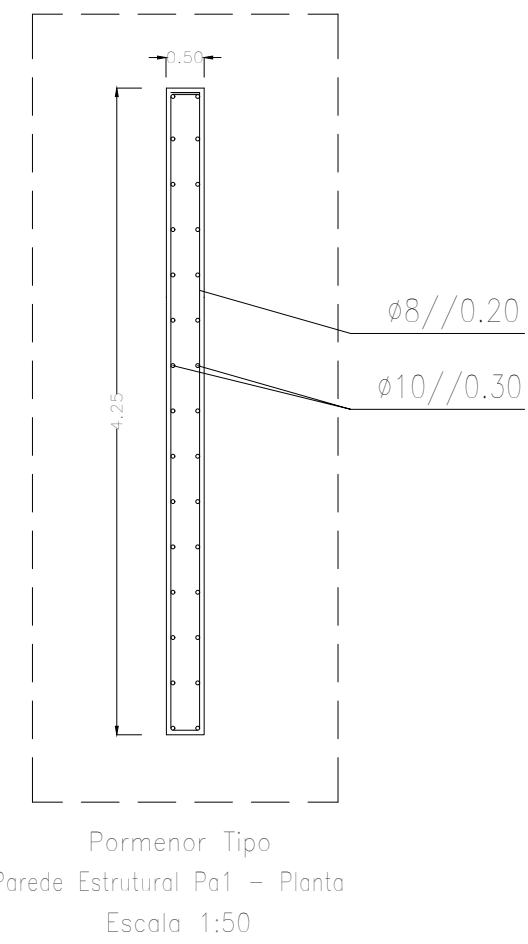
ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO, SIMBOLÓGIA E TIPOLOGIA			Eixos de Identificação
Simbologia: AS (XX x YY)	Tipologia		
A – Tipo de Elemento Estrutural	S – Sopota	P – Pilar	
X – Número ou Identificação de Elemento	F – Unidade de Fundação	LM – Laje Maciça	
XX – Dimensão segundo o Eixo X em cm	Pa – Parede Estrutural	E – Escada	
YY – Dimensão segundo o Eixo Y em cm	Mu – Muro de Contenção	EL – Elevação	
Outras Abreviações:	h – Altura do Elemento	CT – Cota de Topo	

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO DAS LAJES	
Tipo de Laje	

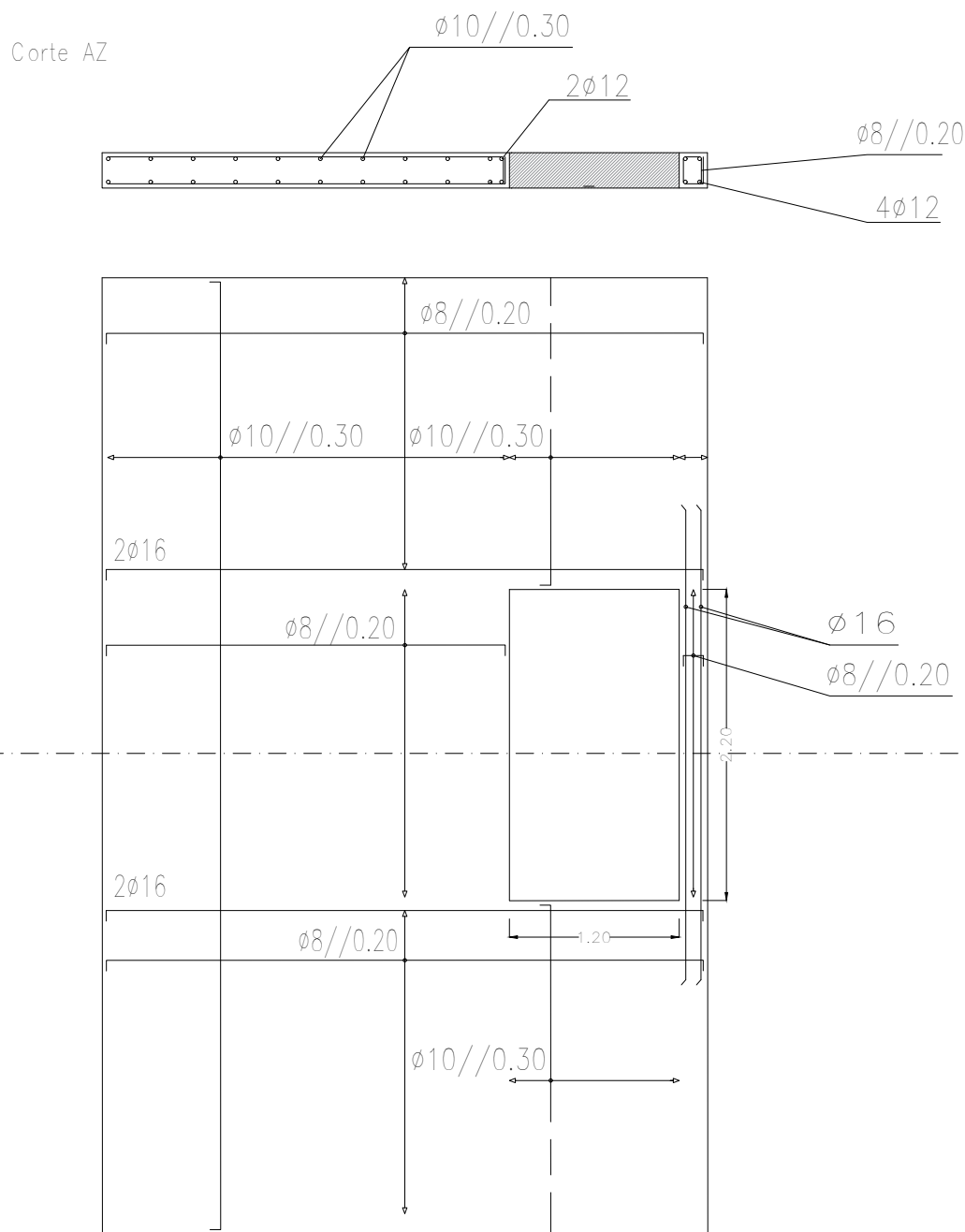
Notas:
- O símbolo à pode referir o número de elemento que corresponde ao seu desenho ou a um tipo que se encontra caracterizado no quadro correspondente.
- Este desenho só é válido quando visto em conjunto com o projeto de Arquitetura e os Projetos de Especialidades.
- A localização e dimensão de todas as Coures e Furações de Lajes, Vigas, Muros e Paredes, devem ser confirmados pelo Projeto de Arquitetura, pelos Projetos das Especialidades e pelos Empreiteiros das Especialidades.

PAREDES E LAJES MACIÇAS

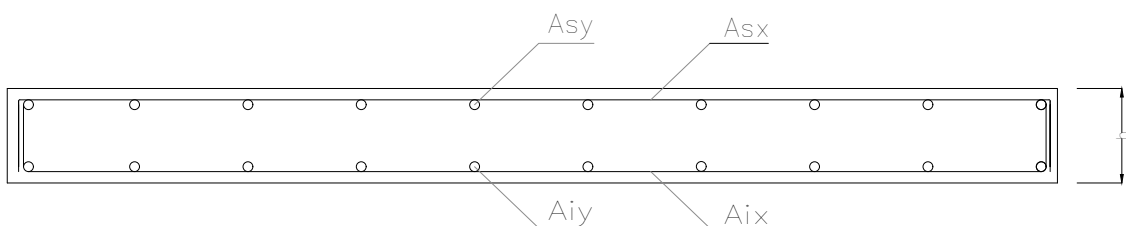
QUADRO DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE CONTENÇÃO E PAREDES ESTRUTURAIS					
ARMADURAS BASE					
Muros/Paredes	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Armadura vert.	Armadura horiz.	Arranques
Mu1	1590x40	320	ø12//25	ø12//25	ø12//25(30+95)
Mu2	525x40				
Mu3	1542x40				
Mu4	1605x40				
Pa1	425x25	1932	ø10//30	ø8//20	ø10//30(30+115)
Pa2			ø10//30	ø8//20	ø10//30(30+115)
Pa3	210x25		ø10//30	ø8//20	ø12//25(30+85)



Pormenor Tipo
Parede Estrutural Pa1 – Planta
Escala 1:50



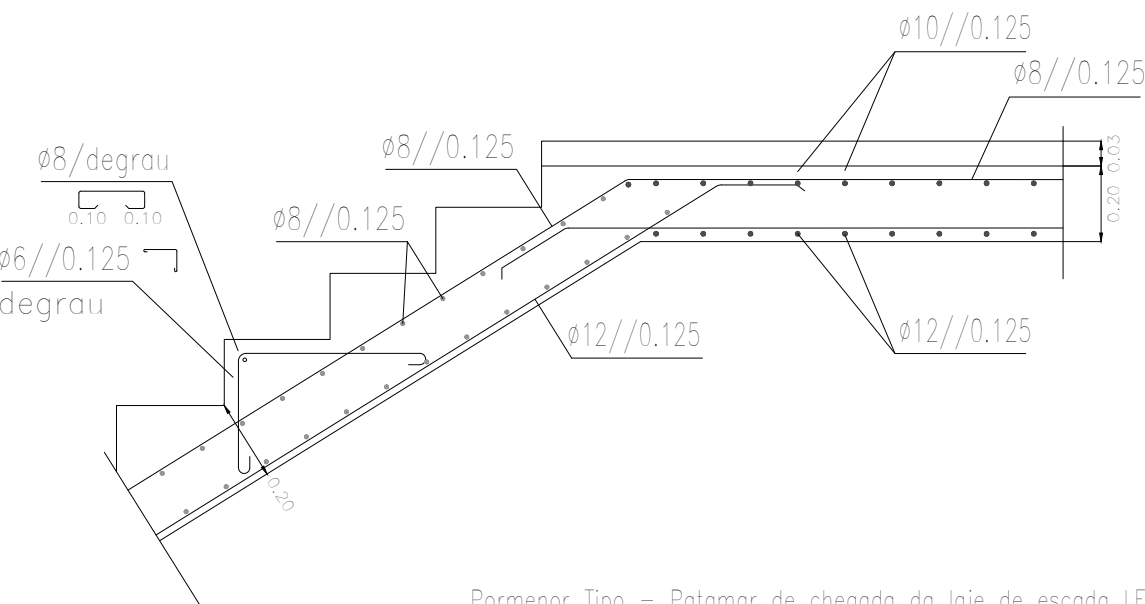
Pormenor Tipo
Parede Estrutural Pa1 – Corte na zona de reforço da abertura
Escala 1:50



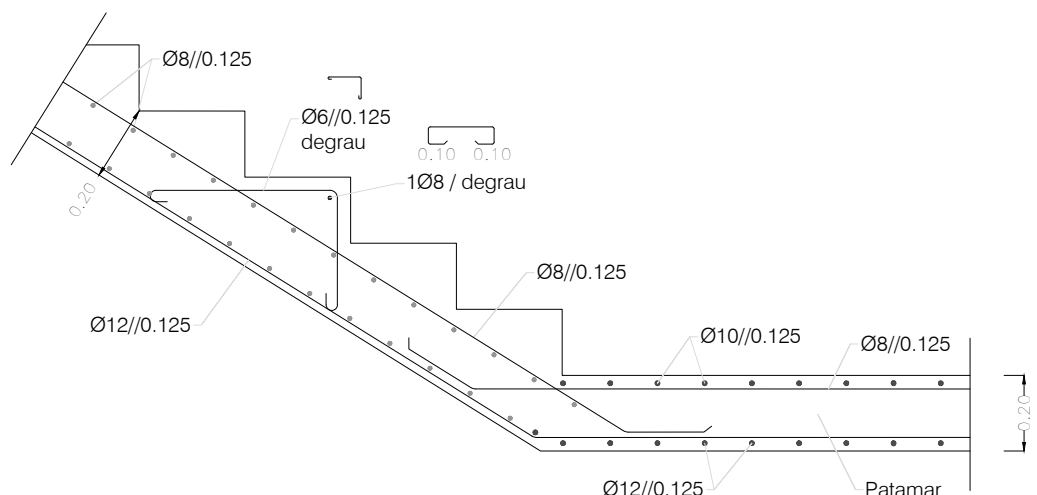
Pormenor Tipo
Laje Maciça – Corte Longitudinal
Escala 1:50

QUADRO DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS						
ARMADURAS BASE						
Muros/Paredes	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Armadura sup. X (Asx)	Armadura sup. Y (Asy)	Armadura inf. X (Aix)	Armadura inf. Y (Aiy)
LM1	470x505	20	ø10//15	ø10//15	ø12//15	ø12//15
LM2	595x505					
LM3	500x505					
LMCM	VAR.					
LMCOB						
LMVAR	Sem Armadura Base					

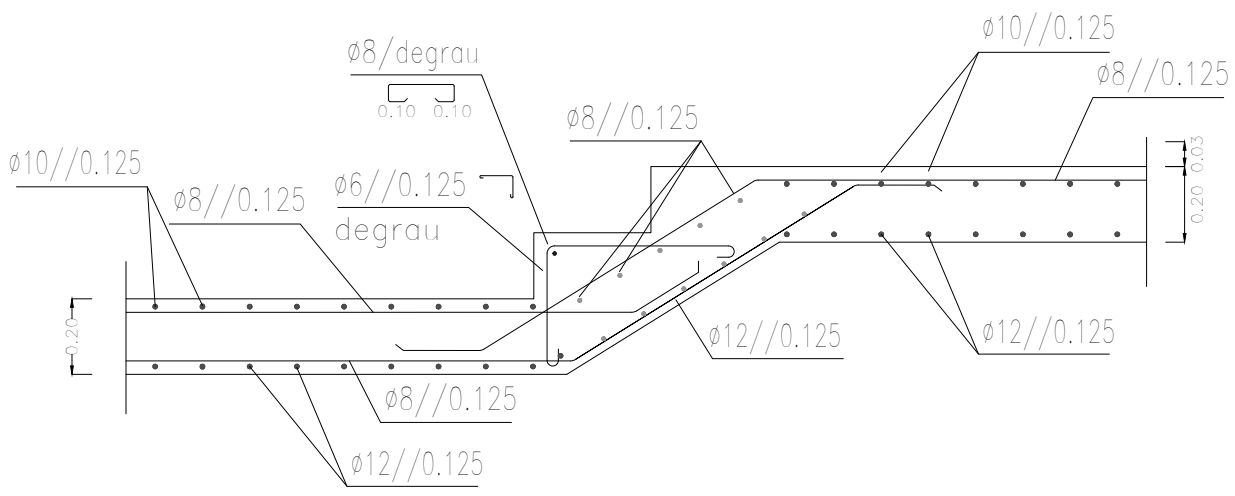
ESCADAS



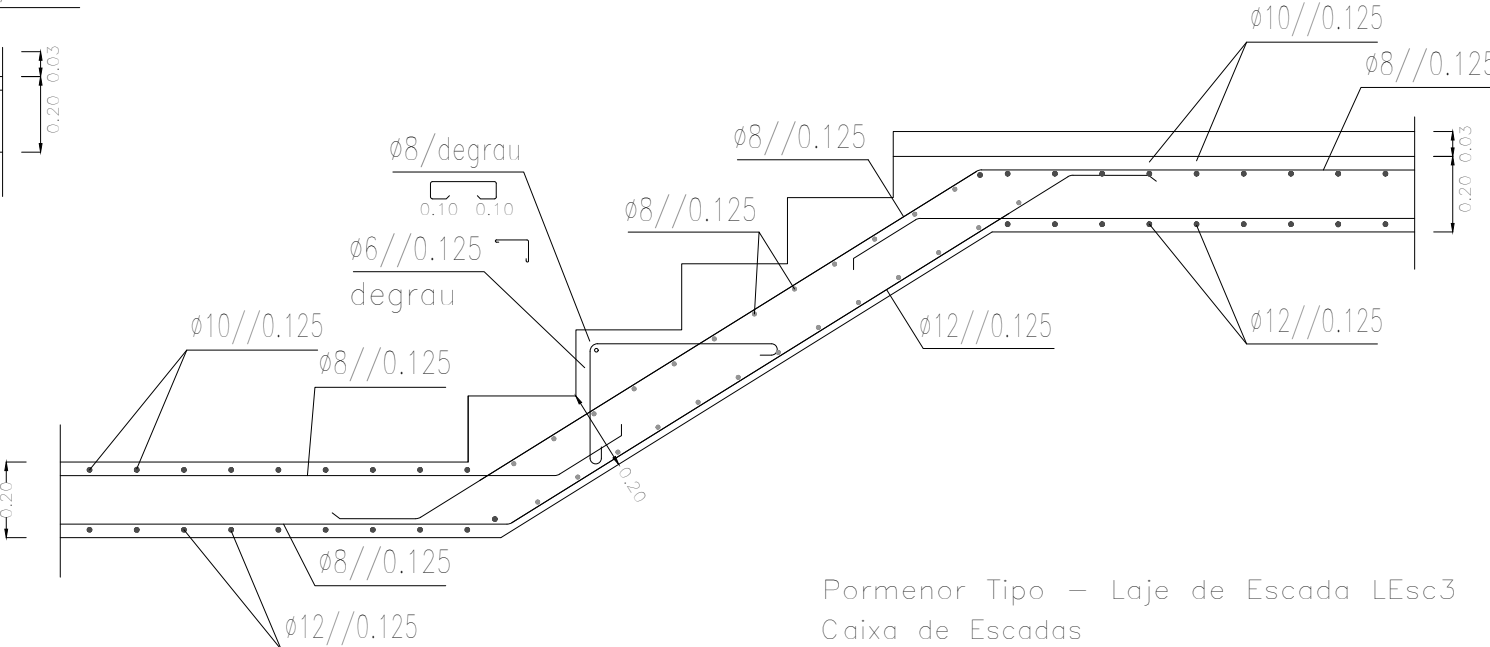
Pormenor Tipo – Patamar de chegada da laje de escada LEsc1
Caixa de Escadas
Escala 1:20



Pormenor Tipo – Patamar de partida da laje de escada LEsc1
Caixa de Escadas
Escala 1:20



Pormenor Tipo – Laje de Escada LEsc2
Caixa de Escadas
Escala 1:20



Pormenor Tipo – Laje de Escada LEsc3
Caixa de Escadas
Escala 1:20

Projeto Estrutural – Pormenores de Batido Armado		
Nome: Loteamento Paço do Aqueduto	Morada: Paço do Aqueduto, Bloco 6	FOLHA
Tipo de Edificação: Habitacional e Comercial	Av. General Humberto Delgado	05
Plantas: Fundações, Rés-do-chão, Piso-Tipo e Coberturas	Lugar de Casal do Monte	
Escala: 1:100	Vila da Conde	

QUADRO DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DE PILARES							
ARMADURAS BASE							
Sopatas	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Armadura inf. X (Aix)	Armadura inf. Y (Aiy)	Armadura sup. X (Asx)	Armadura sup. Y (Asy)	Armadura perimetral
S1	190x260	45	ø12//10	ø16//15	ø10//30	ø12//30	2ø10
S2	290x230	55	ø20//25	ø16//15	ø16//25	ø12//30	2ø10
S3	290x240	55	ø20//20	ø20//25	ø16//20	ø16//25	2ø10
S4	705x200	75	ø16//15	ø16//15	ø16//15	ø20//25	2ø10
S5	200x230	60	ø16//20	ø20//25	ø16//15	ø20//25	2ø10
S6							

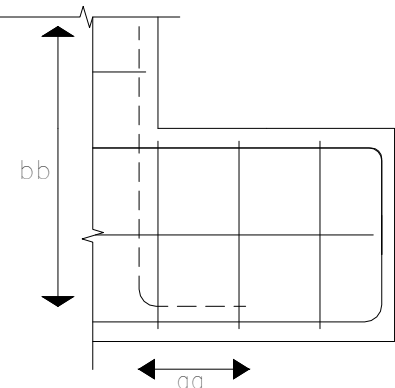
QUADRO DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DE MUROS DE CONTENÇÃO E PAREDES ESTRUTURAIS										
ARMADURAS BASE										
Sopotas	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Armadura inf. X	Patilhas inf. X (cm)	Armadura inf. Y	Patilhas inf. Y (cm)	Armadura sup. X	Patilhas sup. X (cm)	Armadura sup. Y	Patilhas sup. Y (cm)
S7	1310x220	60	ø16//15	30	ø16//15	30	ø12//15	40	ø12//15	40
S8	460x435	100	ø16//15	50	ø16//15	50	ø12//15	60	ø12//15	60
S9	1715x210	60	ø16//15	15	ø16//15	15	ø12//15	50	ø12//15	50
S10	1715x210	60	ø16//15	30	ø16//15	30	ø12//15	40	ø12//15	40
S11	260x550	60	ø16//20	15	ø16//20	15	ø12//20	50	ø12//20	50

Nota: A laje S8 possui armaduras de reforço que se encontram desenhadas na folha de armaduras de reforço de vigas, sopatas e lajes maciças.

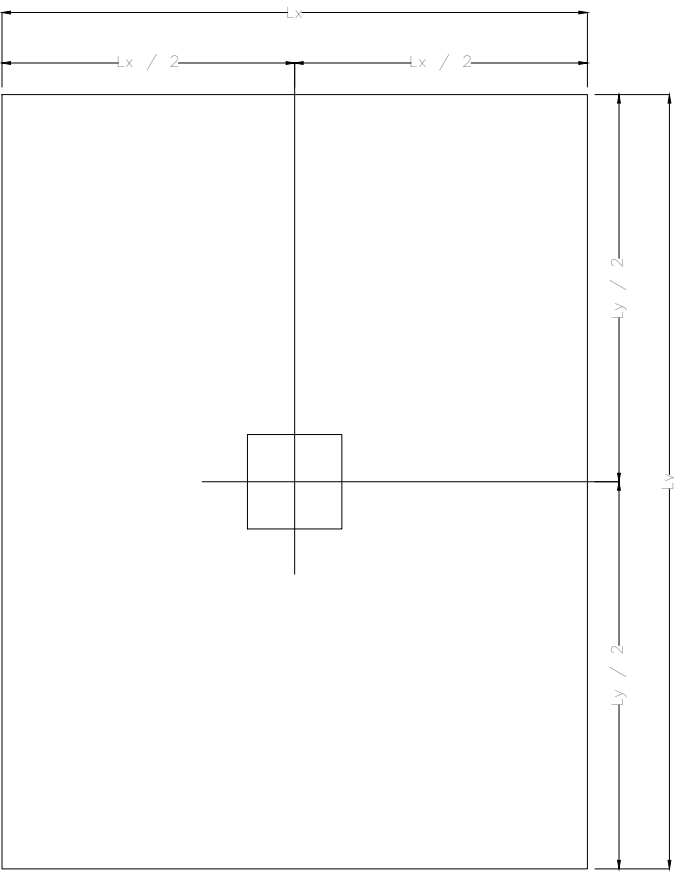
VIGAS TIPO															LINTÉIS TIPO	
Propriedades	Va	Vb	Vc	Vd	Ve	Vf	Vg	Vh	Vi	Vj	Vk	Vi	Vm	Vn	C 1	C 2
Armadura Superior (As)	2ø10	16ø16	3ø16	3ø16	3ø12	4ø20	2ø12	3ø12	3ø16	2ø12	3ø12	3ø12	2ø12	3ø10	2ø16	2ø20
Armadura de Alma (Al)						2ø8			2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8			
Armadura Inferior (Ai)	2ø10	16ø16	3ø16	2ø16	3ø10	4ø16	2ø10	3ø16	2ø16	2ø12	3ø12	2ø12	2ø10	3ø10	2ø16	2ø20
Estribos (Ast)	ø8//10	ø8//10	ø8+1ø8//10	ø8//10	ø8//10	ø8//10	ø8//15	ø8//15	ø8//15	ø8//15	ø8//15	ø8//15	ø8//15	ø8+1ø8//10	ø8//25	ø8//25
Secção (bxh)	25x35	100x35	30x35	30x35	25x35	25x35	25x35	25x35	30x50	30x50	30x50	30x50	30x50	25x25	40x40	40x40

QUADRO DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES												
Propriedades	P1=P4=P9	P2	P3	P5	P6=P7=P12	P8	P10	P11	P13	P14	P15	P16
Armadura Longitudinal	10ø12	8ø12	8ø12	6ø12	10ø12	6ø12	10ø12	8ø12	8ø12	8ø12	6ø12	6ø12
Armadura Transversal	ø6//15											
Secção	30X100	80X30	80X30	30X50	110X30	30X60	30X90	30X90	30X60	30X70	30X40	25X60
Altura (m)	16,80											
Arranques de Pilares	10ø12(30+105)	8ø12(30+115)	8ø12(30+115)	6ø12(30+120)	10ø12(30+120)	6ø12(30+120)	10ø12(30+120)	8ø12(30+120)	8ø12(30+135)	8ø12(30+135)	6ø12(30+120)	6ø12(30+120)

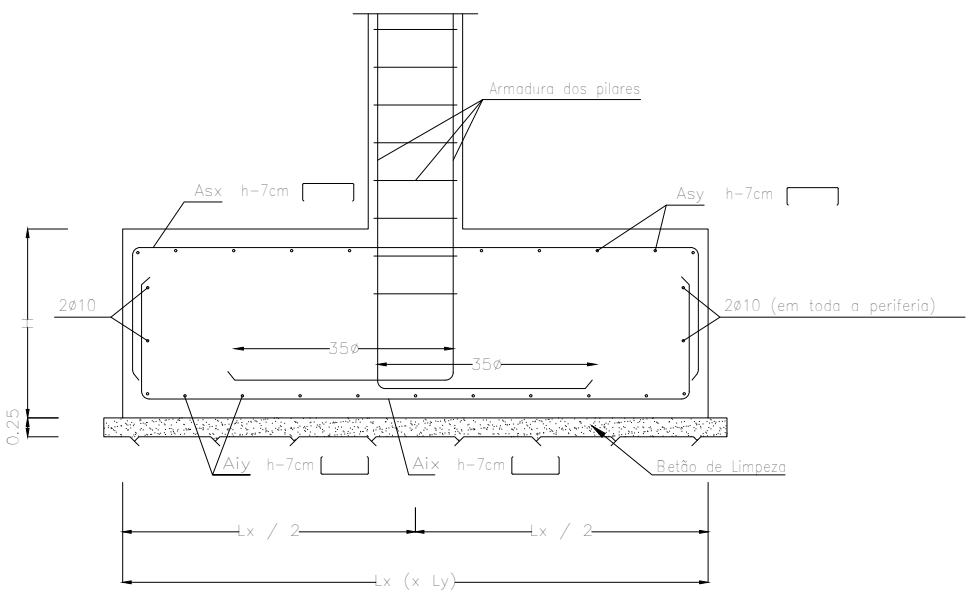
Nota: Arranques ø(a+bb)



QUADRO DE DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS DE PILARES												
P1=P4=P9	P2	P3	P5	P6=P7=P12	P8	P10	P11	P13	P14	P15	P16	
COBERTURA												
PISO 3												
PISO 2												
PISO 1												
Rês-do-Chão												
Fundação												

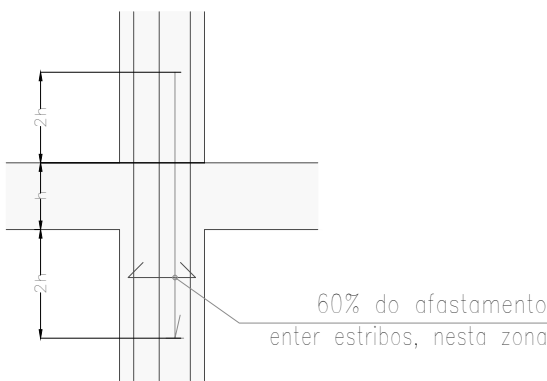
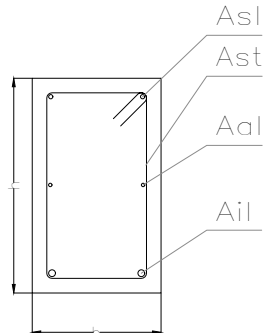
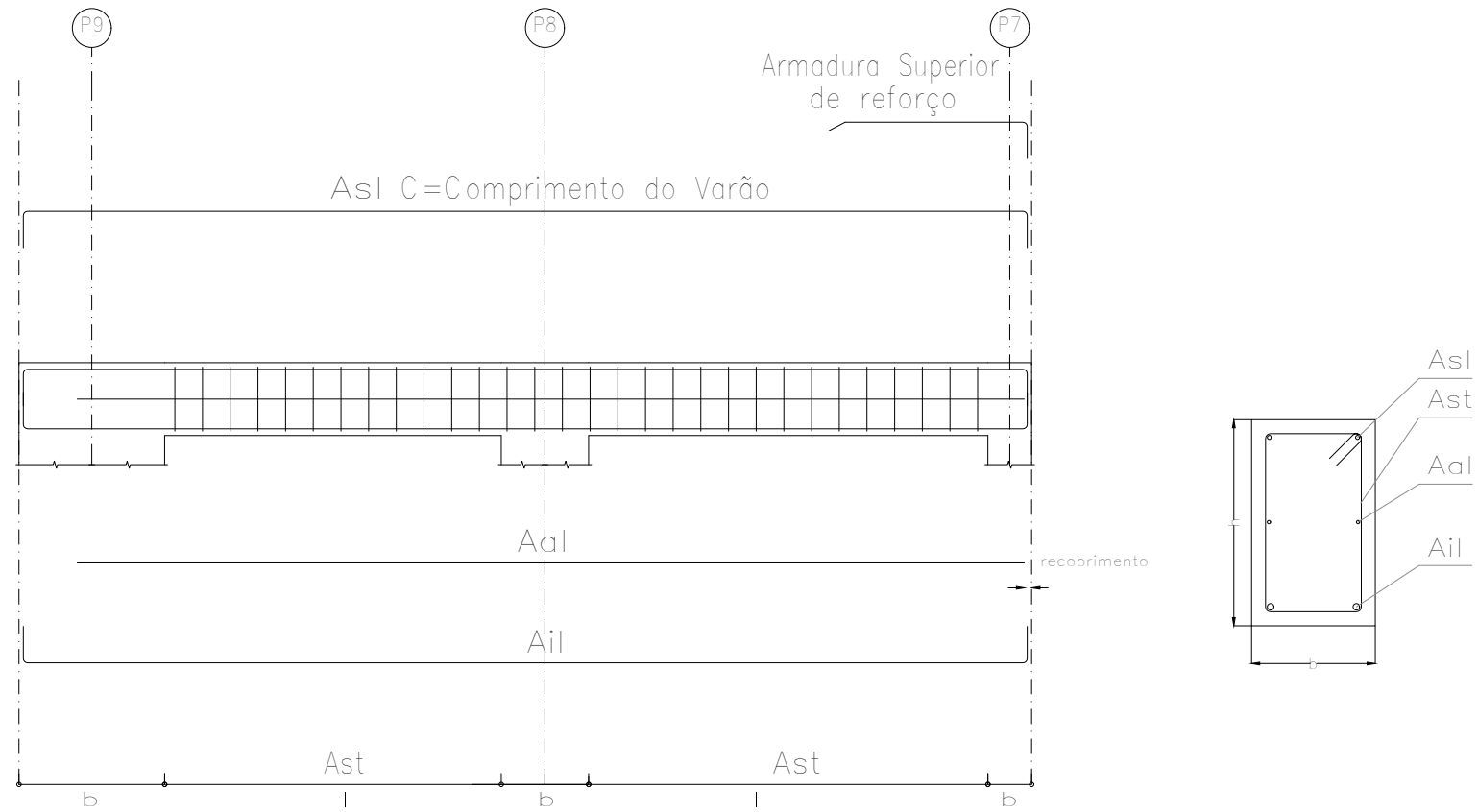


SAPATAS – PLANTA
Escala 1:20

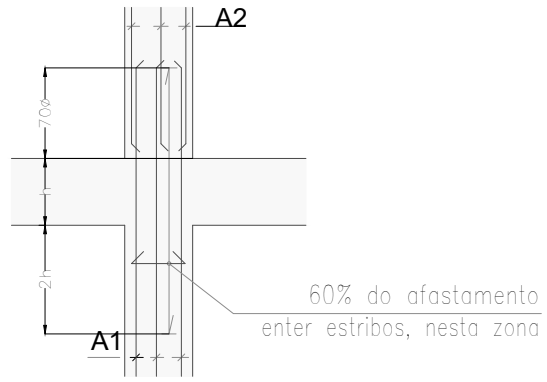


SAPATAS – CORTE TIPO
Escala 1:20

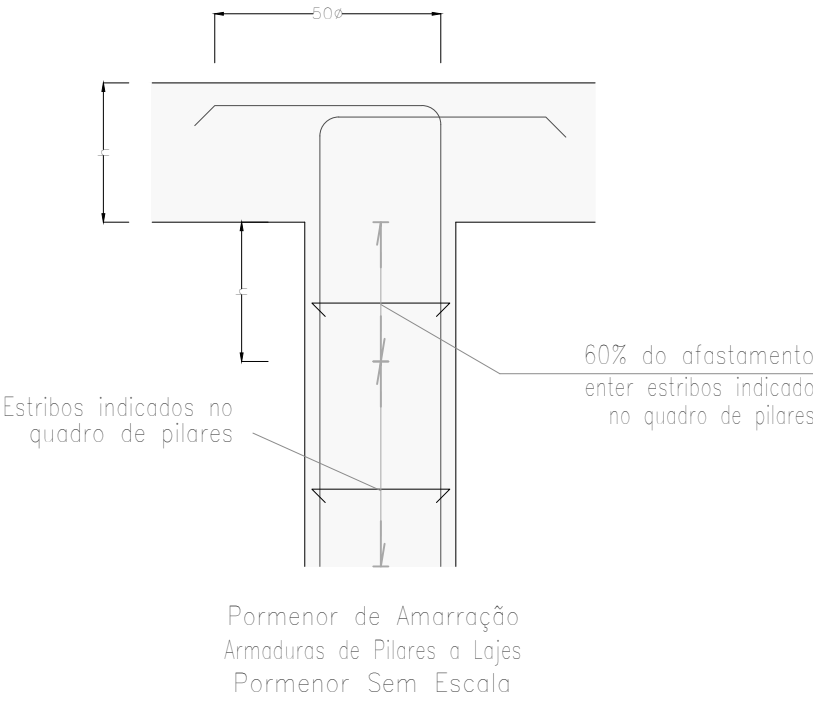
Viga tipo (Vi)



EMENDA – VARÕES LONGITUDINAIS
Pormenor Sem Escala



EMENDA – VARÕES LONGITUDINAIS
A1>A2
Pormenor Sem Escala



Pormenor de Amarração
Armaduras de Pilares a Lajes
Pormenor Sem Escala

MATERIAIS ESTRUTURAIS – BETÃO					
Elementos	Classe de Resistência	Classe de Espessura Armadura	Classe de Teor de Cimento	Dimensão Máxima de Agregados	Classe de Consolidação
Balão de Limpeza	C12/15	X0(P1)	C1 1,00	D20	S3
Linha e Viga de Fundação	C30/37	XC2(P1)	C1 0,40		
Pilares		XC3(P1)			
Sopotas					
Vigas					
Laje Maciça					

MATERIAIS ESTRUTURAIS – AÇO	
Elementos	Classe de Resistência à Tração
Armaduras em Lajes	S500
Rede Eletrosoldada	A500 NR

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – RECORRIMENTO NOMINAL	
Elementos	Espessura
Fundações e Muros de Suporte	40 mm
Pilares e Vigas	35 mm
Paredes Estruturais e Lajes	30 mm

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO, SIMBOLÓGICA E TIPOLOGIA			Eixo de Identificação
Simbologia do (XX e YY)	Tipologia		
A – Tipo de Elemento Estrutural	S – Sapata	P – Pilar	
X – Número ou Posição do Elemento	F – União de Fundação	LM – Laje Maciça	
XX – Dimensão segundo o Eixo X em cm	Pa – Parede Estrutural	E – Escada	
YY – Dimensão segundo o Eixo Y em cm	Mu – Muro de Contenção	EL – Elevador	
Outras Abreviações:	h – Altura do Elemento	CT – Cota de Topo	

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – IDENTIFICAÇÃO DAS LAJES	
Tipo de Laje	
Cota de Tosco	
Cota de Acabado	
Espessura	

Notas:
- O símbolo é usado para referir o número de elemento que corresponde ao seu desenho ou a um tipo que se encontra caracterizado no quadro correspondente.
- Este desenho só é válido quando visto em conjunto com o projecto de Arquitectura e os Projectos de Especialidades.
- A localização e dimensão de todos os Corretos e Funções de Lajes, Vigas, Muros e Paredes, devem ser confirmados pelo Projecto de Arquitectura, pelos Projectos das Especialidades e pelos Empreiteiros das Especialidades.

ANEXO III – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA VIGA 40

ÍNDICE

1. DESCRIÇÃO.....	2
2. RESUMO DAS VERIFICAÇÕES.....	2
3. VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA.....	3
4. VERIFICAÇÃO DA FENDILHAÇÃO.....	63
5. VERIFICAÇÕES DE FLECHA.....	80

Viga 3

3. VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA

P11 - P9 (P11 - 1.390 m, Negativos)

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.3, 8.2 e 9.5)

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$82 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

ϕ_{max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Os varões longitudinais deverão ser dispostos uniformemente, com um espaçamento máximo de 350 mm (Artigo 9.2.3(4)):

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

$$202 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_b : Espaçamento entre varões longitudinais.

$$s_b : \underline{202} \text{ mm}$$

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$92 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

ϕ_{max} : Maior diâmetro dos varões transversais.

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 3

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2)

Flexão negativa em torno do eixo x:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 1.76 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} : \underline{1.76} \text{ cm}^2$$

Sendo:

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

As áreas de armadura de tracção ou de compressão não deveriam ser maiores que $A_{s,max}$, excluindo as zonas de sobreposição (Artigo 9.2.1.1(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$18.85 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{60.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Flexão negativa em torno do eixo x:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 2.04 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área total da armadura de tracção.

$$A_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} : \underline{2.04} \text{ cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Limite elástico da armadura passiva.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{ctm} : Resistência média à tracção.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.182} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{133.55} \text{ kN}$$

Viga 3

$V_{Rd,max,Vy}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{732.24} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.816} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{133.55} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{163.60} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.458 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(-Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{732.24} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-2.73} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{406.80} \text{ mm}$$

η_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.458 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(-Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção Y:

Viga 3

Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{163.60} \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.

$$z : \underline{40.68} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Produzido por uma versão educacional do QPE

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Transversal na direcção Y:

O espaçamento longitudinal máximo entre grupos de armaduras de esforço transversal não deverá ser superior a (Artigo 9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

O espaçamento transversal $s_{t,trans}$ entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

$$204 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transversal na direcção Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0034 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

A taxa de armaduras de esforço transversal ρ_w não deverá ser inferior a $\rho_{w,min}$ (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0034}$$

Sendo:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

Viga 3

s: Espaçamento entre armaduras transversais.

s : 100 mm

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$\rho_{w,min}$: 0.0009

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

f_{yk} : Resistência característica do aço.

f_{yk} : 500.00 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

η_1 : 0.113 ✓

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$: 82.99 kN

$V_{Rd,max,Vy}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd,max,Vy}$: 732.24 kN

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

η_2 : 0.507 ✓

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$: 82.99 kN

$V_{Rd,s,Vy}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$V_{Rd,s,Vy}$: 163.60 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.458 m', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$V_{Rd,max}$: 732.24 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.000

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : -2.73 MPa

Viga 3

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

n_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$A'_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1500.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

$$z : 406.80 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ graus}$$

$$q : 45.0 \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.458 m', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção Y:

Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 163.60 \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal.

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 100 \text{ mm}$$

$$z : 40.68 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ graus}$$

$$q : 45.0 \text{ graus}$$

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Transverso na direcção Y:

O espaçamento longitudinal máximo entre grupos de armaduras de esforço transversal não deverá ser superior a (Artigo 9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : 100 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 339 \text{ mm}$$

Viga 3

Sendo:

d: Altura útil da secção.

d : 452.00 mm

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

a : 90.0 graus

O espaçamento transversal $s_{t,trans}$ entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

$$204 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d: Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transverso na direcção Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0034 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

A taxa de armaduras de esforço transversal ρ_w não deverá ser inferior a $\rho_{w,min}$ (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0034}$$

Sendo:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

s: Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$a : \underline{90.0} \text{ graus}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'P11', para a combinação "Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais".

Deve satisfazer:

$$\eta_I = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.828} \quad \checkmark$$

Verificação de resistência da secção (h_I)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-141.95} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

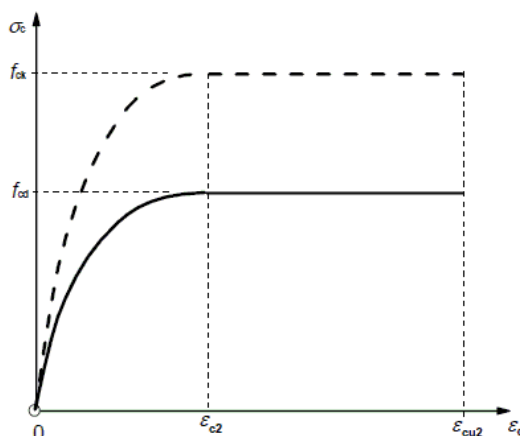
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-171.49} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{cu2} &: \underline{0.0035} \\ \epsilon_{c2} &: \underline{0.0020} \\ f_{cd} &: \underline{20.00} \text{ MPa} \end{aligned}$$

Viga 3

Sendo:

a_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

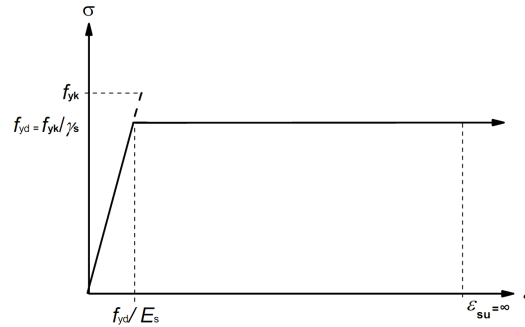
g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$g_c : \underline{1.5}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



e_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

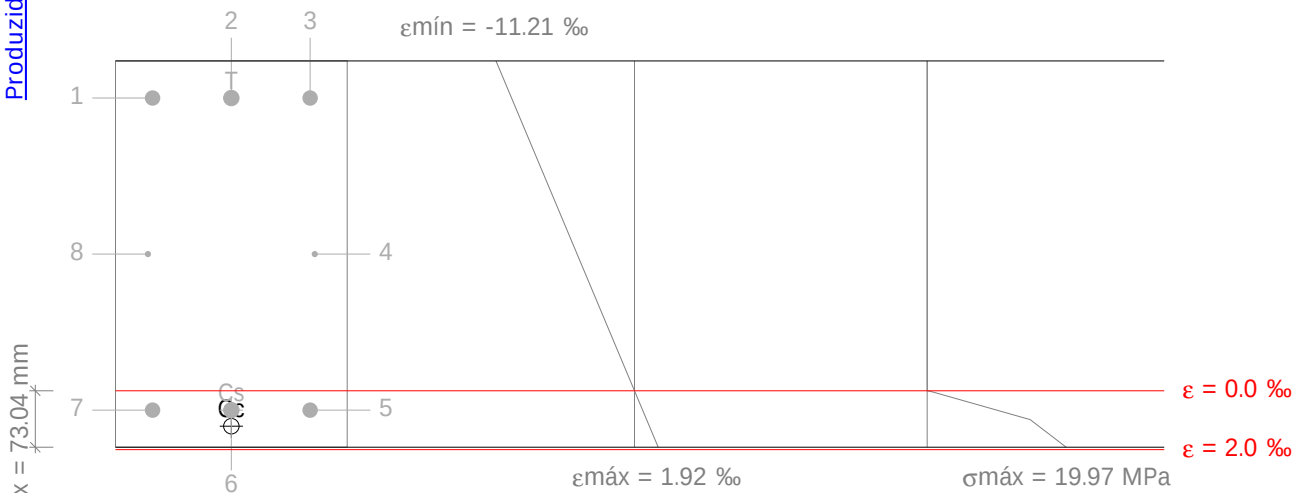
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$g_s : \underline{1.15}$$

-) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-434.78	-0.009950
2	Ø20	0.00	202.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	102.00	202.00	-434.78	-0.009950
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.004646

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
5	Ø20	102.00	-202.00	+131.46	+0.000657
6	Ø20	0.00	-202.00	+131.46	+0.000657
7	Ø20	-102.00	-202.00	+131.46	+0.000657
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.004646

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	285.87	0.00	-222.80
Cs	123.90	0.00	-202.00
T	409.77	0.00	202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-171.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{285.87} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{123.90} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-222.80} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0019}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

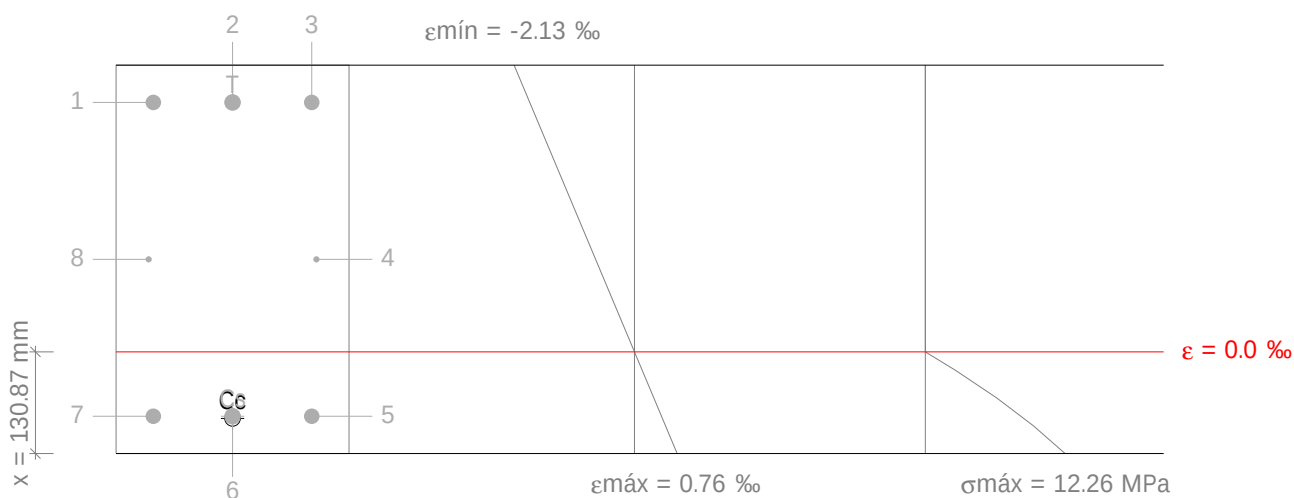
s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{19.97} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-370.89	-0.001854

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø20	0.00	202.00	-370.89	-0.001854
3	Ø20	102.00	202.00	-370.89	-0.001854
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000688
5	Ø20	102.00	-202.00	+95.71	+0.000479
6	Ø20	0.00	-202.00	+95.71	+0.000479
7	Ø20	-102.00	-202.00	+95.71	+0.000479
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000688

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	259.35	0.00	-204.80
Cs	90.21	0.00	-202.00
T	349.56	0.00	202.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-141.95} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{259.35} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{90.21} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{349.56} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-204.80} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0008}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0019}$$

s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{12.26} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{370.89} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'P11', para a combinação "Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais sísmicas".

Deve satisfazer:

$$\eta_I = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.509} \quad \checkmark$$

Verificação de resistência da secção (h_I)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-87.36} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

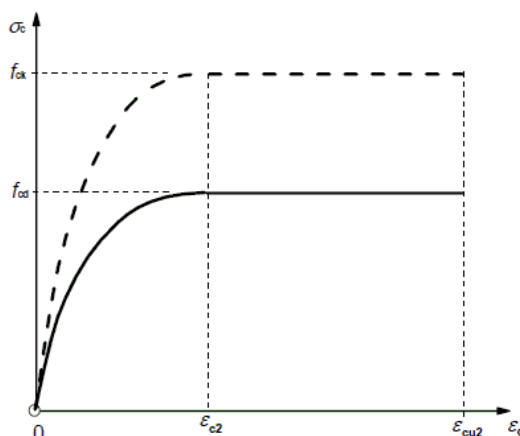
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-171.49} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{cu2} &: \underline{0.0035} \\ \epsilon_{c2} &: \underline{0.0020} \\ f_{cd} &: \underline{20.00} \text{ MPa} \end{aligned}$$

Viga 3

Sendo:

a_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

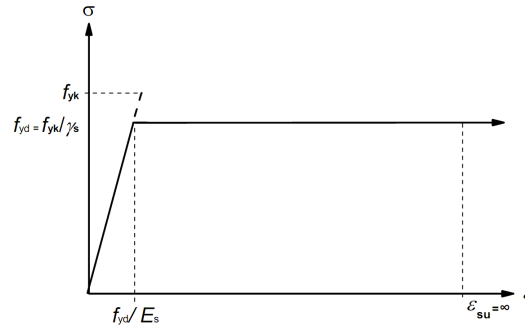
g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$g_c : \underline{1.5}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



e_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

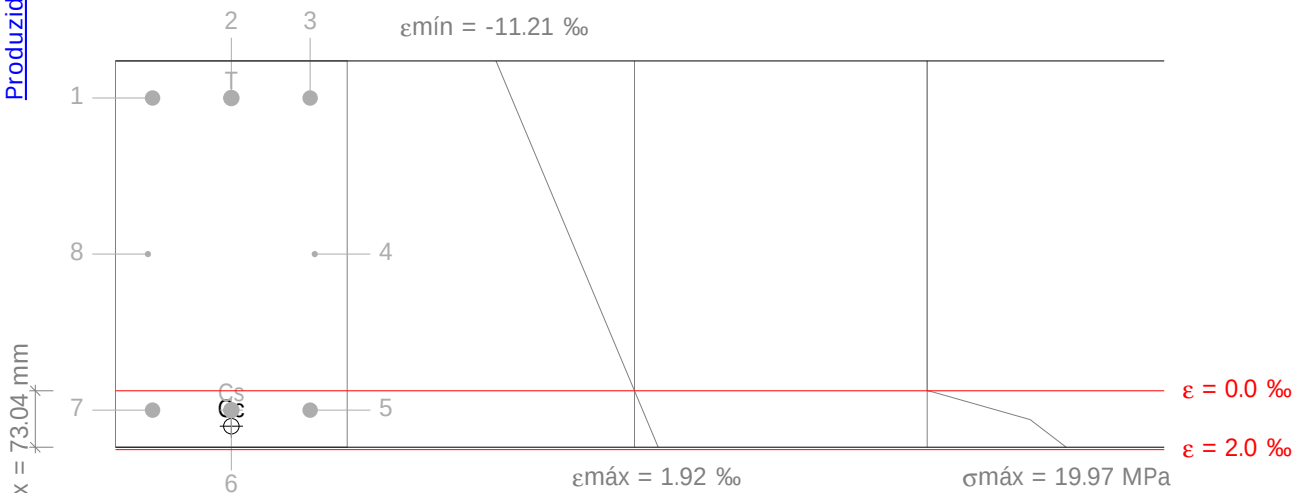
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$g_s : \underline{1.15}$$

-) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-434.78	-0.009950
2	Ø20	0.00	202.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	102.00	202.00	-434.78	-0.009950
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.004646

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
5	Ø20	102.00	-202.00	+131.46	+0.000657
6	Ø20	0.00	-202.00	+131.46	+0.000657
7	Ø20	-102.00	-202.00	+131.46	+0.000657
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.004646

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	285.87	0.00	-222.80
Cs	123.90	0.00	-202.00
T	409.77	0.00	202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-171.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{285.87} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{123.90} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-222.80} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0019}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

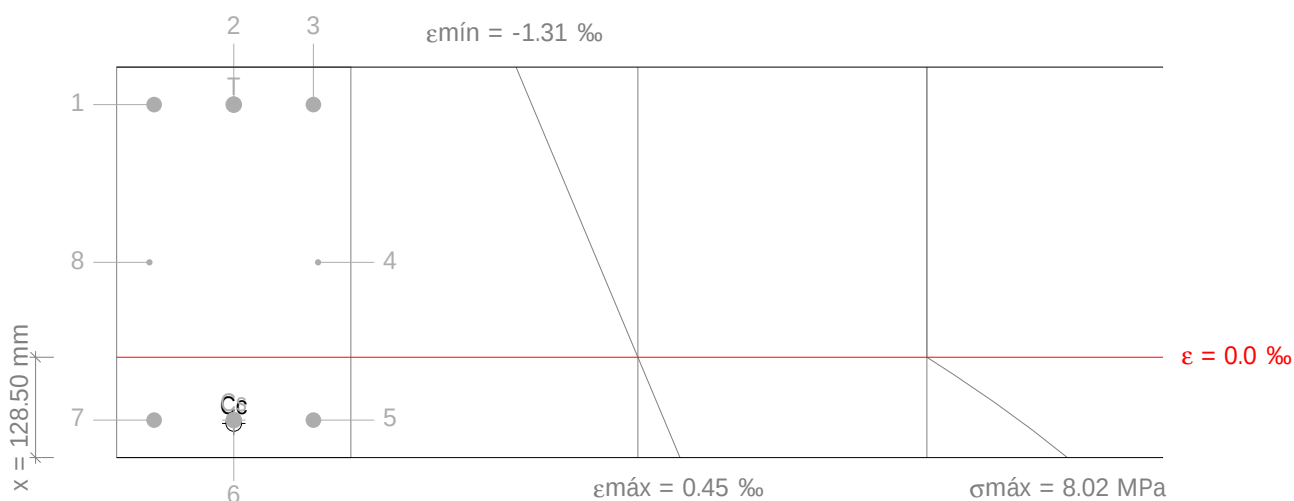
s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{19.97} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-227.62	-0.001138

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø20	0.00	202.00	-227.62	-0.001138
3	Ø20	102.00	202.00	-227.62	-0.001138
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000427
5	Ø20	102.00	-202.00	+56.64	+0.000283
6	Ø20	0.00	-202.00	+56.64	+0.000283
7	Ø20	-102.00	-202.00	+56.64	+0.000283
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000427

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	161.15	0.00	-206.29
Cs	53.38	0.00	-202.00
T	214.53	0.00	202.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-87.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{161.15} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{53.38} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{214.53} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-206.29} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0011}$$

s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{8.02} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{227.62} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Compressão oblíqua. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.000 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Yexc.+)".

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.157} \quad \checkmark$$

Em que:

T_{Ed} : Momento tórsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{14.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$T_{Rd,max}$: Máximo tórsor que podem resistir as bielas comprimidas.

$$T_{Rd,max} : \underline{94.94} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistência máxima à torção (Artigo 6.3.2(4)):

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

Em que:

n : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$n : \underline{0.60}$$

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.00}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20} \text{ MPa}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

$t_{ef,i}$: Espessura eficaz da parede, (Artigo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} : \underline{96.00} \text{ mm}$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A : É a área total da secção transversal definida pelo contorno exterior, incluindo as áreas interiores ocas.

$$A : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

u : É o perímetro do contorno exterior da secção.

$$u : \underline{1600.00} \text{ mm}$$

c : Distância entre a face exterior e o centro da armadura longitudinal.

$$c : \underline{48.00} \text{ mm}$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.244 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(-Xexc.-)".

Deve satisfazer:

$$\eta_s = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,s}} \leq 1$$

$$h_s : \underline{0.174} \quad \checkmark$$

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{6.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$T_{Rd,s}$: Máximo torsor que podem resistir as armaduras transversais.

$$T_{Rd,s} : \underline{36.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O esforço torsor que podem resistir as armaduras transversais é dado por:

$$T_{Rd,s} = \frac{2 \cdot A_k \cdot A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Em que:

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

A_{sw} : Área da armadura transversal colocada em forma de cintas fechadas.

$$A_{sw} : \underline{0.50} \text{ cm}^2$$

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{ywd} : Resistência de cálculo do aço da armadura A_{sw} .

$$f_{ywd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 11.5.3.8)

Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais.

Nos banzos comprimidos (A'_s), a armadura longitudinal poderá ser reduzida proporcionalmente à força de compressão instalada ($A'_{s,NM}$).

$$A'_s \geq \left| \frac{\sum A_{sl}}{2} - A'_{s,NM} \right|$$

$$989 \text{ mm}^2 \geq 23 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Nos banzos traccionados (A_{sl}), a armadura longitudinal de torção deverá adicionar-se às outras armaduras ($A_{s,NM}$).

$$A_{sl} \geq \frac{\sum A_{sl}}{2} + A_{s,NM}$$

$$989 \text{ mm}^2 \geq 776 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

em que

$\bar{A}_{sl}$: A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção.

$$\bar{A}_{sl} : \underline{45} \text{ mm}^2$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção $\sum A_{sl}$ poderá ser calculada a partir da expressão:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \text{ctg}\theta$$

em que

T_{Ed} : Valor de cálculo do momento torsor.

$$T_{Ed} : \underline{4.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas.

$$A_k : \underline{82416} \text{ mm}^2$$

f_{yd} : Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado.

$$f_{yd} : \underline{500} \text{ MPa}$$

u_k : Perímetro da área A_k .

$$u_k : \underline{1216} \text{ mm}$$

Viga 3

q: Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

q : 45 °

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo X. Compressão oblíqua (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Não há interacção entre torção e esforço transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo Y. Compressão oblíqua (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.000 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Yexc.-)".

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

h_1 : 0.443 ✓

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$T_{Rd,max}$: Máximo torsor que podem resistir as bielas comprimidas.

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

T_{Ed} : 14.88 kN·m

$T_{Rd,max}$: 94.94 kN·m

V_{Ed} : 209.77 kN·m

$V_{Rd,max}$: 732.24 kN·m

Resistência máxima à torção (Artigo 6.3.2(4)):

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Em que:

n: Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

q: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$t_{ef,i}$: Espessura eficaz da parede, (Artigo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: É a área total da secção transversal definida pelo contorno exterior, incluindo as áreas interiores ocas.

u: É o perímetro do contorno exterior da secção.

c: Distância entre a face exterior e o centro da armadura longitudinal.

n : 0.60

α_{cw} : 1.00

f_{cd} : 20 MPa

q : 45.0 graus

A_k : 824.16 cm²

$t_{ef,i}$: 96.00 mm

A : 1500.00 cm²

u : 1600.00 mm

c : 452.00 mm

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo X. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Não há interacção entre torção e esforço transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo Y. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.458 m', para a combinação

"1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Yexc.-)".

Deve satisfazer:

$$A_{sw} \geq 2 \cdot A_{sw,T} + A_{sw,V}$$

$$10.05 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 9.53 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Em que:

A_{sw} : Área por unidade de comprimento da armadura transversal.

$$A_{sw} : \underline{10.05} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,V}$: Área por unidade de comprimento da armadura transversal necessária por esforço transversal.

$$A_{sw,V} : \underline{8.20} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,T}$: Área por unidade de comprimento da armadura transversal necessária por torção em forma de cintas fechadas.

$$A_{sw,T} : \underline{0.67} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{T0,nec} = \frac{T_{Ed}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_k} \cdot \tan \theta$$

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{4.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

f_{ywd} : Resistência de cálculo da armadura A_{sw} .

$$f_{ywd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura longitudinal. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2.3(4))

Os varões longitudinais deverão ser dispostos com um espaçamento máximo de 350 mm.

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

$$188 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura transversal.
(NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2.3(3))

O espaçamento longitudinal das cintas de torção não deverá exceder:

$$s \leq s_{\max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$s_{\max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\max} : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_1 = \frac{u}{8}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 = a$$

$$s_2 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_3 = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \operatorname{ctg} \alpha)$$

$$s_3 : \underline{679} \text{ mm}$$

Sendo:

u: É o perímetro do contorno exterior da secção.

$$u : \underline{1600} \text{ mm}$$

a: A menor dimensão da secção transversal da viga.

$$a : \underline{300} \text{ mm}$$

d: Altura útil da secção.

$$d : \underline{452} \text{ mm}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Esforços de cálculo. Vigas (5.4.2.2) (EN 1998-1:2004)

Nesta zona não são aplicáveis as verificações de dimensionamento por capacidade.



Viga 3

P11 - P9 (0.515 m - 7.130 m, Positivos)

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.3, 8.2 e 9.5)

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$82 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

ϕ_{max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Os varões longitudinais deverão ser dispostos uniformemente, com um espaçamento máximo de 350 mm (Artigo 9.2.3(4)):

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

$$202 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_b : Espaçamento entre varões longitudinais.

$$s_b : \underline{202} \text{ mm}$$

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$92 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

ϕ_{max} : Maior diâmetro dos varões transversais.

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 3

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2)

Flexão negativa em torno do eixo x:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 1.76 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} : \underline{1.76} \text{ cm}^2$$

Sendo:

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

As áreas de armadura de tracção ou de compressão não deveriam ser maiores que $A_{s,max}$, excluindo as zonas de sobreposição (Artigo 9.2.1.1(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$18.85 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{60.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Flexão negativa em torno do eixo x:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 2.04 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área total da armadura de tracção.

$$A_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} : \underline{2.04} \text{ cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Limite elástico da armadura passiva.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{ctm} : Resistência média à tracção.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.176} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{128.95} \text{ kN}$$

Viga 3

$V_{Rd,max,Vy}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{732.24} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.788} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{128.95} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{163.60} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.515 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(-Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{732.24} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-2.73} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{406.80} \text{ mm}$$

η_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.515 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(-Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção Y:

Viga 3

Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{163.60} \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.

$$z : \underline{40.68} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Produzido por uma versão educacional do CYPE

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Transversal na direcção Y:

O espaçamento longitudinal máximo entre grupos de armaduras de esforço transversal não deverá ser superior a (Artigo 9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

O espaçamento transversal $s_{t,trans}$ entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

$$204 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transversal na direcção Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0034 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

A taxa de armaduras de esforço transversal ρ_w não deverá ser inferior a $\rho_{w,min}$ (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0034}$$

Sendo:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

Viga 3

s: Espaçamento entre armaduras transversais.

s : 100 mm

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$\rho_{w,min}$: 0.0009

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

f_{yk} : Resistência característica do aço.

f_{yk} : 500.00 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

η_1 : 0.109 ✓

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$: 80.01 kN

$V_{Rd,max,Vy}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd,max,Vy}$: 732.24 kN

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

η_2 : 0.489 ✓

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$: 80.01 kN

$V_{Rd,s,Vy}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$V_{Rd,s,Vy}$: 163.60 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.515 m', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$V_{Rd,max}$: 732.24 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.000

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : -2.73 MPa

Viga 3

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

n_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$A'_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1500.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

$$z : 406.80 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ graus}$$

$$q : 45.0 \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.515 m', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção Y:

Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 163.60 \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transverso.

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 100 \text{ mm}$$

$$z : 40.68 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ graus}$$

$$q : 45.0 \text{ graus}$$

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Transverso na direcção Y:

O espaçamento longitudinal máximo entre grupos de armaduras de esforço transverso não deverá ser superior a (Artigo 9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : 100 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 339 \text{ mm}$$

Viga 3

Sendo:

d: Altura útil da secção.

d : 452.00 mm

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

a : 90.0 graus

O espaçamento transversal $s_{t,trans}$ entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

$$204 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d: Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transverso na direcção Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0034 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

A taxa de armaduras de esforço transversal ρ_w não deverá ser inferior a $\rho_{w,min}$ (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0034}$$

Sendo:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

s: Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$a : \underline{90.0} \text{ graus}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '3.430 m', para a combinação "Envoltor de momentos máximos em combinações fundamentais".

Deve satisfazer:

$$\eta_I = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.675} \quad \checkmark$$

Verificação de resistência da secção (h_I)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{115.75} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{171.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

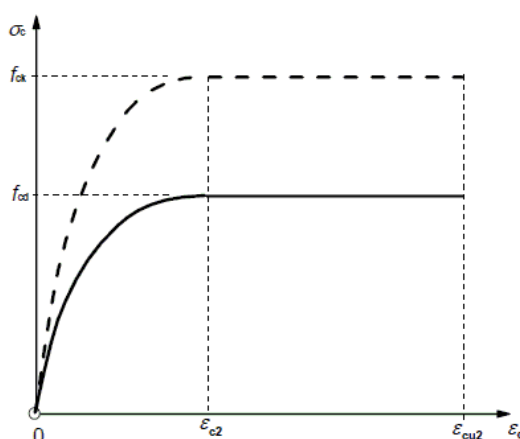
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Viga 3

Sendo:

a_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

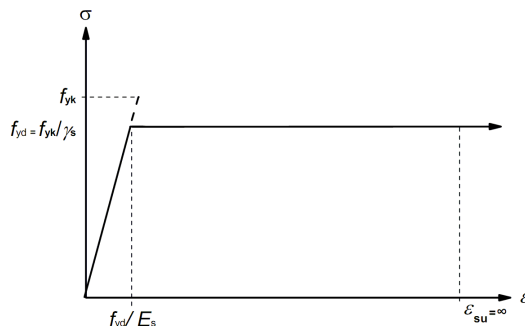
g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$g_c : \underline{1.5}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yk} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yk} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

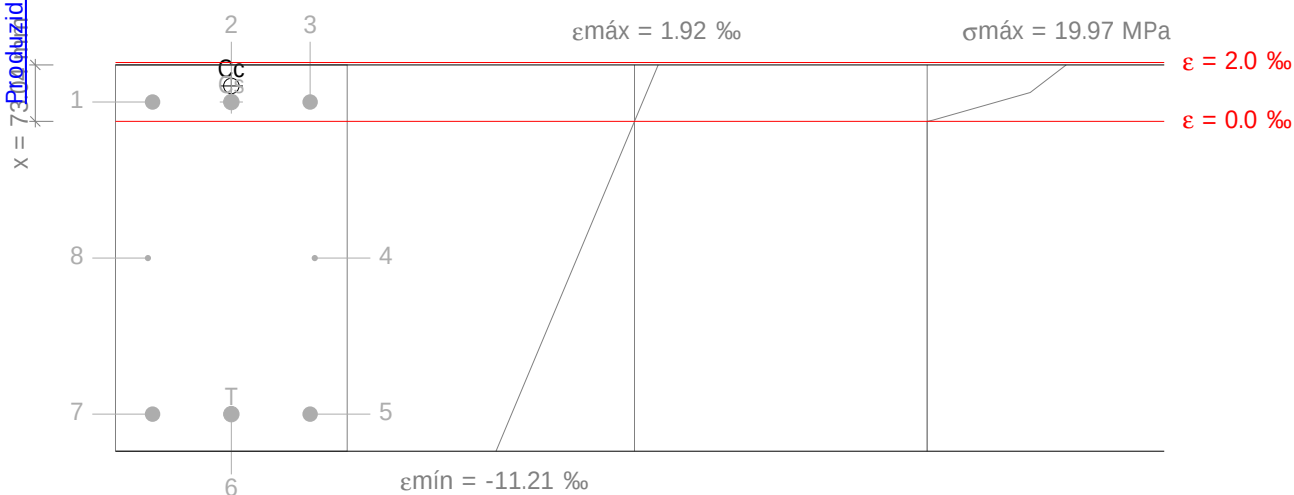
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$g_s : \underline{1.15}$$

- f) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	+131.46	+0.000657
2	Ø20	0.00	202.00	+131.46	+0.000657
3	Ø20	102.00	202.00	+131.46	+0.000657
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.004646

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
5	Ø20	102.00	-202.00	-434.78	-0.009950
6	Ø20	0.00	-202.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	-102.00	-202.00	-434.78	-0.009950
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.004646

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	285.87	0.00	222.80
Cs	123.90	0.00	202.00
T	409.77	0.00	-202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{171.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{285.87} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{123.90} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{222.80} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0019}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

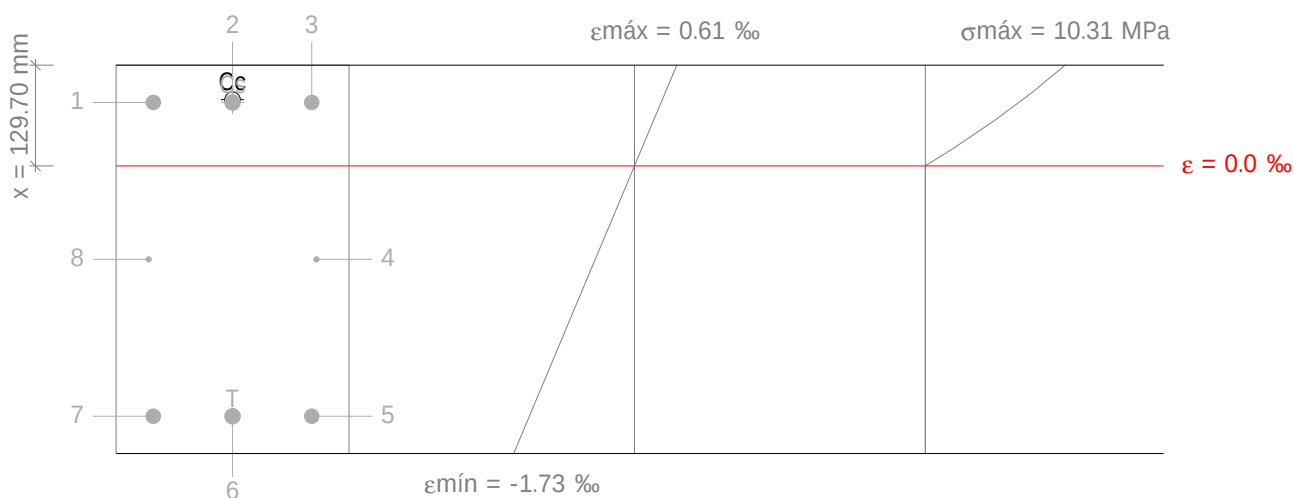
s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{19.97} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	+76.55	+0.000383

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø20	0.00	202.00	+76.55	+0.000383
3	Ø20	102.00	202.00	+76.55	+0.000383
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000564
5	Ø20	102.00	-202.00	-302.00	-0.001510
6	Ø20	0.00	-202.00	-302.00	-0.001510
7	Ø20	-102.00	-202.00	-302.00	-0.001510
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000564

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	212.48	0.00	205.55
Cs	72.15	0.00	202.00
T	284.63	0.00	-202.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{115.75} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{212.48} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{72.15} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{284.63} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{205.55} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0015}$$

s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{10.31} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{302.00} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '3.430 m', para a combinação "Envolvente de momentos máximos em combinações fundamentais sísmicas".

Deve satisfazer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.416} \quad \checkmark$$

Verificação de resistência da secção (h_i)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{71.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{171.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

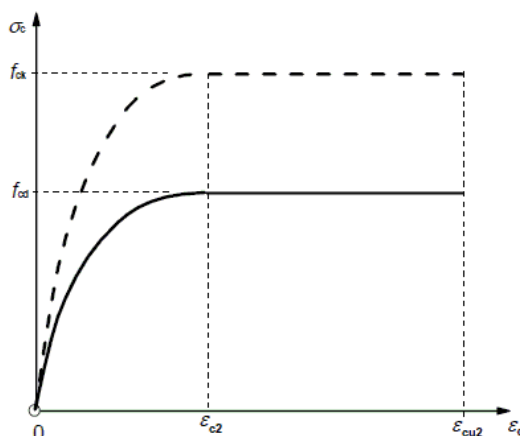
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Viga 3

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

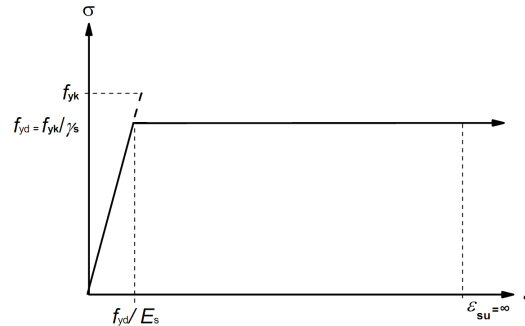
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

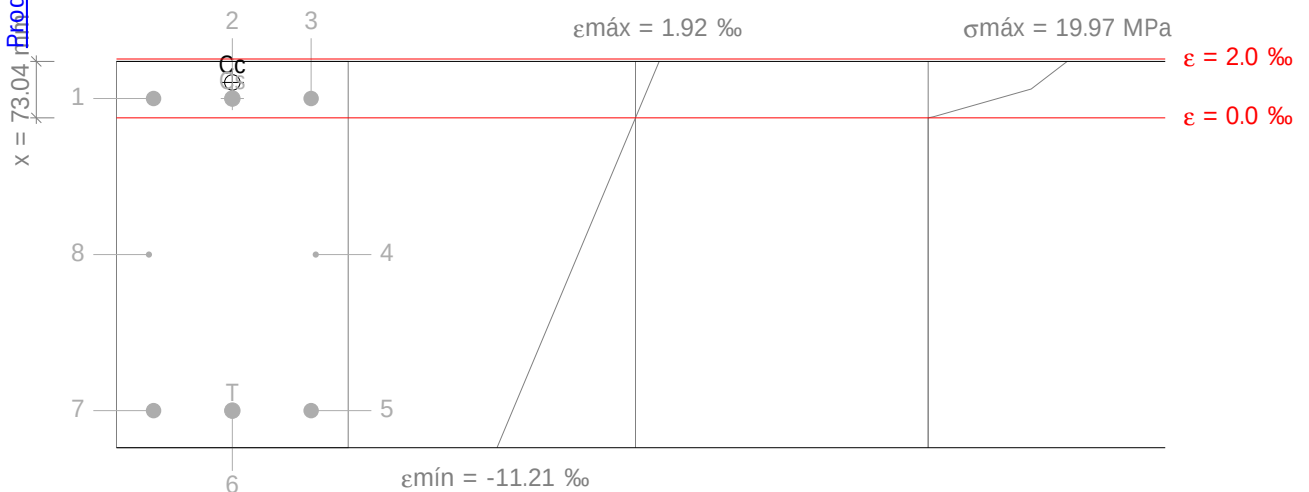
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades e os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	+131.46	+0.000657
2	Ø20	0.00	202.00	+131.46	+0.000657
3	Ø20	102.00	202.00	+131.46	+0.000657

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.004646
5	Ø20	102.00	-202.00	-434.78	-0.009950
6	Ø20	0.00	-202.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	-102.00	-202.00	-434.78	-0.009950
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.004646

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	285.87	0.00	222.80
Cs	123.90	0.00	202.00
T	409.77	0.00	-202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{171.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{285.87} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{123.90} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{222.80} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0019}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

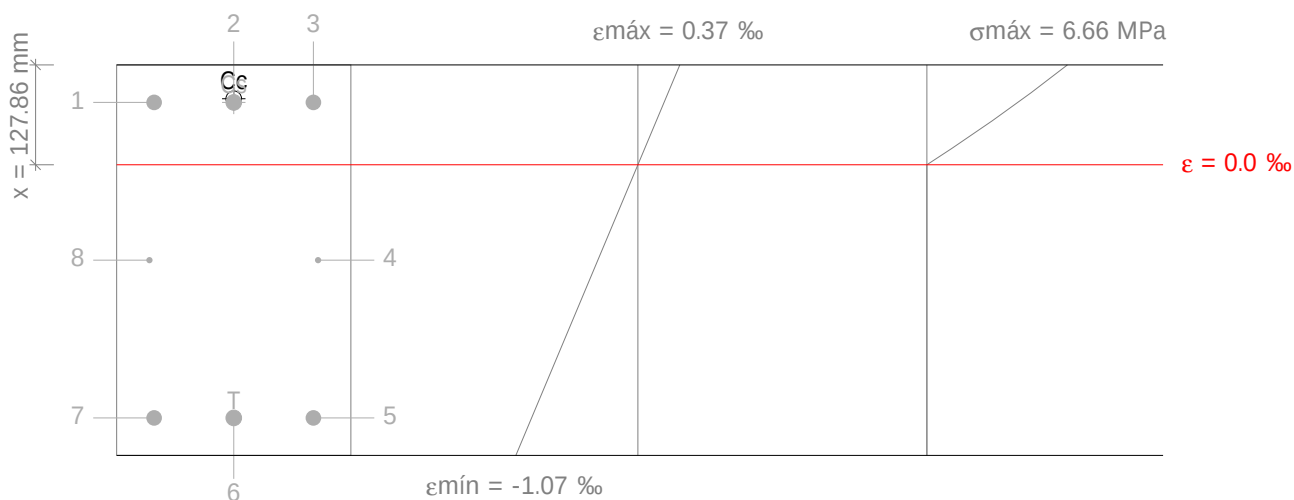
s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{19.97} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	+45.80	+0.000229
2	Ø20	0.00	202.00	+45.80	+0.000229
3	Ø20	102.00	202.00	+45.80	+0.000229
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000350
5	Ø20	102.00	-202.00	-185.90	-0.000930
6	Ø20	0.00	-202.00	-185.90	-0.000930
7	Ø20	-102.00	-202.00	-185.90	-0.000930
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000350

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	132.04	0.00	206.69
Cs	43.17	0.00	202.00
T	175.21	0.00	-202.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{71.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{132.04} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{43.17} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{175.21} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{206.69} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

e_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0009}$$

s_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{6.66} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{185.90} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Compressão oblíqua. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.244 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(-Xexc.-)".

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.066} \quad \checkmark$$

Em que:

T_{Ed} : Momento tórsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{6.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$T_{Rd,max}$: Máximo tórsor que podem resistir as bielas comprimidas.

$$T_{Rd,max} : \underline{94.94} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistência máxima à torção (Artigo 6.3.2(4)):

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

Em que:

n : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$n : \underline{0.60}$$

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.00}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20} \text{ MPa}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

$t_{ef,i}$: Espessura eficaz da parede, (Artigo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} : \underline{96.00} \text{ mm}$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A : É a área total da secção transversal definida pelo contorno exterior, incluindo as áreas interiores ocas.

$$A : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

u : É o perímetro do contorno exterior da secção.

$$u : \underline{1600.00} \text{ mm}$$

c : Distância entre a face exterior e o centro da armadura longitudinal.

$$c : \underline{48.00} \text{ mm}$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.244 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(-Xexc.-)".

Deve satisfazer:

$$\eta_s = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,s}} \leq 1$$

$$h_s : \underline{0.174} \quad \checkmark$$

Em que:

T_{Ed} : Momento tórsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{6.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$T_{Rd,s}$: Máximo tórsor que podem resistir as armaduras transversais.

$$T_{Rd,s} : \underline{36.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O esforço tórsor que podem resistir as armaduras transversais é dado por:

$$T_{Rd,s} = \frac{2 \cdot A_k \cdot A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Em que:

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

A_{sw} : Área da armadura transversal colocada em forma de cintas fechadas.

$$A_{sw} : \underline{0.50} \text{ cm}^2$$

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{ywd} : Resistência de cálculo do aço da armadura A_{sw} .

$$f_{ywd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 11.5.3.8)

Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais.

Nos banzos comprimidos (A'_s), a armadura longitudinal poderá ser reduzida proporcionalmente à força de compressão instalada ($A'_{s,NM}$).

$$A'_s \geq \left| \frac{\sum A_{sl}}{2} - A'_{s,NM} \right|$$

$$993 \text{ mm}^2 \geq 23 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Nos banzos traccionados (A_{sl}), a armadura longitudinal de torção deverá adicionar-se às outras armaduras ($A_{s,NM}$).

$$A_{sl} \geq \frac{\sum A_{sl}}{2} + A_{s,NM}$$

$$993 \text{ mm}^2 \geq 590 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

em que

$\bar{A}_{sl}$: A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção.

$$\bar{A}_{sl} : \underline{45} \text{ mm}^2$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção $\sum A_{sl}$ poderá ser calculada a partir da expressão:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \text{ctg}\theta$$

em que

T_{Ed} : Valor de cálculo do momento tórsor.

$$T_{Ed} : \underline{4.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas.

$$A_k : \underline{82416} \text{ mm}^2$$

f_{yd} : Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado.

$$f_{yd} : \underline{500} \text{ MPa}$$

u_k : Perímetro da área A_k .

$$u_k : \underline{1216} \text{ mm}$$

Viga 3

q: Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

q : 45 °

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo X. Compressão oblíqua (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Não há interacção entre torção e esforço transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo Y. Compressão oblíqua (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.515 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Yexc.-)".

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

η_1 : 0.226 ✓

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$T_{Rd,max}$: Máximo torsor que podem resistir as bielas comprimidas.

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

T_{Ed} : 4.77 kN·m

$T_{Rd,max}$: 94.94 kN·m

V_{Ed} : 128.65 kN·m

$V_{Rd,max}$: 732.24 kN·m

Resistência máxima à torção (Artigo 6.3.2(4)):

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Em que:

n: Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

q: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$t_{ef,i}$: Espessura eficaz da parede, (Artigo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: É a área total da secção transversal definida pelo contorno exterior, incluindo as áreas interiores ocas.

u: É o perímetro do contorno exterior da secção.

c: Distância entre a face exterior e o centro da armadura longitudinal.

n : 0.60

α_{cw} : 1.00

f_{cd} : 20 MPa

q : 45.0 graus

A_k : 824.16 cm²

$t_{ef,i}$: 96.00 mm

A : 1500.00 cm²

u : 1600.00 mm

c : 452.00 mm

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo X. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Não há interacção entre torção e esforço transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo Y. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.515 m', para a combinação

"1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Yexc.-)".

Deve satisfazer:

$$A_{sw} \geq 2 \cdot A_{sw,T} + A_{sw,V}$$

$$10.05 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 9.24 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Em que:

A_{sw} : Área por unidade de comprimento da armadura transversal.

$$A_{sw} : \underline{10.05} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,V}$: Área por unidade de comprimento da armadura transversal necessária por esforço transversal.

$$A_{sw,V} : \underline{7.91} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,T}$: Área por unidade de comprimento da armadura transversal necessária por torção em forma de cintas fechadas.

$$A_{sw,T} : \underline{0.67} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{T0,nec} = \frac{T_{Ed}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_k} \cdot \tan \theta$$

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{4.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

f_{ywd} : Resistência de cálculo da armadura A_{sw} .

$$f_{ywd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura longitudinal. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2.3(4))

Os varões longitudinais deverão ser dispostos com um espaçamento máximo de 350 mm.

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

$$188 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura transversal.
(NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2.3(3))

O espaçamento longitudinal das cintas de torção não deverá exceder:

$$s \leq s_{\max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$s_{\max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\max} : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_1 = \frac{u}{8}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 = a$$

$$s_2 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_3 = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \operatorname{ctg} \alpha)$$

$$s_3 : \underline{679} \text{ mm}$$

Sendo:

u: É o perímetro do contorno exterior da secção.

$$u : \underline{1600} \text{ mm}$$

a: A menor dimensão da secção transversal da viga.

$$a : \underline{300} \text{ mm}$$

d: Altura útil da secção.

$$d : \underline{452} \text{ mm}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Esforços de cálculo. Vigas (5.4.2.2) (EN 1998-1:2004)

Nesta zona não são aplicáveis as verificações de dimensionamento por capacidade.



Viga 3

P11 - P9 (6.155 m - P9, Negativos)

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.3, 8.2 e 9.5)

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$82 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

ϕ_{max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$92 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

ϕ_{max} : Maior diâmetro dos varões transversais.

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 3

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2)

Flexão positiva em torno do eixo x:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 1.76 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} : \underline{1.76} \text{ cm}^2$$

Sendo:

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

As áreas de armadura de tracção ou de compressão não deveriam ser maiores que $A_{s,max}$, excluindo as zonas de sobreposição (Artigo 9.2.1.1(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$18.85 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{60.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Flexão positiva em torno do eixo x:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 2.04 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área total da armadura de tracção.

$$A_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} : \underline{2.04} \text{ cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Limite elástico da armadura passiva.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{ctm} : Resistência média à tracção.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.152} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{111.14} \text{ kN}$$

Viga 3

$V_{Rd,max,Vy}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{732.24} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.679} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,y}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{111.14} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{163.60} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.952 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{732.24} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-2.73} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{406.80} \text{ mm}$$

η_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.952 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção Y:

Viga 3

Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{163.60} \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.

$$z : \underline{40.68} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Produzido por uma versão educacional do QPE

Es espaçamento das armaduras transversais

Esforço Transversal na direcção Y:

O espaçamento longitudinal máximo entre grupos de armaduras de esforço transversal não deverá ser superior a (Artigo 9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

O espaçamento transversal $s_{t,trans}$ entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

$$204 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d : Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transversal na direcção Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0034 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

A taxa de armaduras de esforço transversal ρ_w não deverá ser inferior a $\rho_{w,min}$ (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0034}$$

Sendo:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

Viga 3

s: Espaçamento entre armaduras transversais.

s : 100 mm

b_w: Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

a : 90.0 graus

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

r_{w,min} : 0.0009

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

f_{yk}: Resistência característica do aço.

f_{yk} : 500.00 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

h : 0.094 ✓

Em que:

V_{Ed,y}: Esforço transversal efectivo de cálculo.

V_{Ed,y} : 68.99 kN

V_{Rd,max,Vy}: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd,max,Vy} : 732.24 kN

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

h : 0.422 ✓

Em que:

V_{Ed,y}: Esforço transversal efectivo de cálculo.

V_{Ed,y} : 68.99 kN

V_{Rd,s,Vy}: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

V_{Rd,s,Vy} : 163.60 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.952 m', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+SisX2+0.3·SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

V_{Rd,max} : 732.24 kN

Em que:

α_{cw}: Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.000

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Sendo:

σ_{cp}: Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : -2.73 MPa

Viga 3

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

n_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$A'_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1500.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

$$z : 406.80 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ graus}$$

$$q : 45.0 \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.952 m', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+SisX2+0.3·SisY2".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção Y:

Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 163.60 \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transverso.

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 100 \text{ mm}$$

$$z : 40.68 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ graus}$$

$$q : 45.0 \text{ graus}$$

Espaçamento das armaduras transversais

Esforço Transverso na direcção Y:

O espaçamento longitudinal máximo entre grupos de armaduras de esforço transverso não deverá ser superior a (Artigo 9.2.2(6)):

$$s \leq S_{l,max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$S_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : 100 \text{ mm}$$

$$S_{l,max} : 339 \text{ mm}$$

Viga 3

Sendo:

d: Altura útil da secção.

d : 452.00 mm

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

a : 90.0 graus

O espaçamento transversal $s_{t,trans}$ entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

$$204 \text{ mm} \leq 339 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{339} \text{ mm}$$

Sendo:

d: Altura útil da secção.

$$d : \underline{452.00} \text{ mm}$$

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transverso na direcção Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0034 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

A taxa de armaduras de esforço transversal ρ_w não deverá ser inferior a $\rho_{w,min}$ (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0034}$$

Sendo:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

s: Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$a : \underline{90.0} \text{ graus}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '7.410 m', para a combinação "Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais".

Deve satisfazer:

$$\eta_I = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.678} \quad \checkmark$$

Verificação de resistência da secção (h_I)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-96.93} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

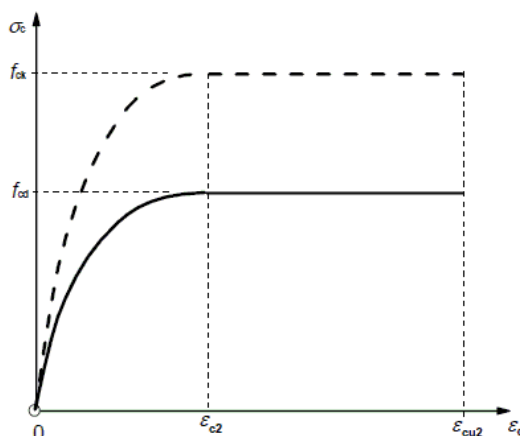
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-142.97} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{cu2} &: \underline{0.0035} \\ \epsilon_{c2} &: \underline{0.0020} \\ f_{cd} &: \underline{20.00} \text{ MPa} \end{aligned}$$

Viga 3

Sendo:

a_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

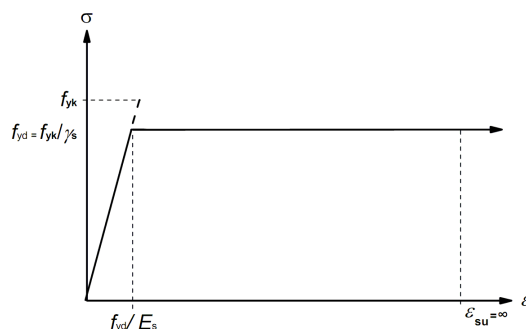
g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$g_c : \underline{1.5}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



e_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

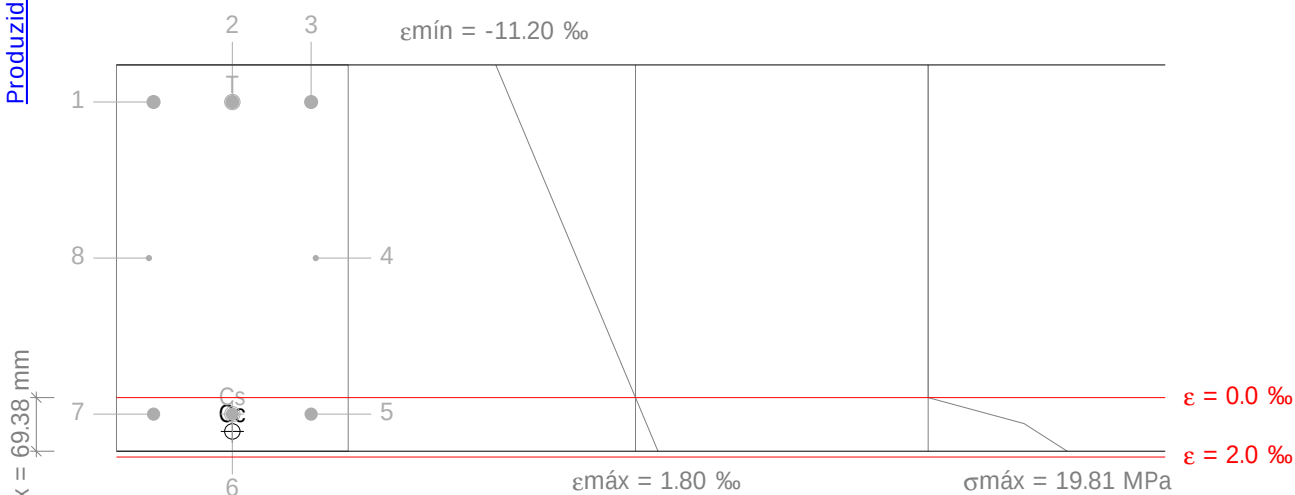
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$g_s : \underline{1.15}$$

-) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-434.78	-0.009950
2	Ø20	0.00	202.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	102.00	202.00	-434.78	-0.009950
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.004697

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
5	Ø20	102.00	-202.00	+111.18	+0.000556
6	Ø20	0.00	-202.00	+111.18	+0.000556
7	Ø20	-102.00	-202.00	+111.18	+0.000556
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.004697

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	262.59	0.00	-224.39
Cs	76.74	0.00	-202.00
T	339.33	0.00	202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

N_{Rd} : 0.00 kN

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : -142.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{Rd,y}$: 0.00 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$C_c : 262.59 \text{ kN}$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : 76.74 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

T : 339.33 kN

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$e_{cc,x}$: 0.00 mm

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,y} : -224.39 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$e_{cs,x}$: 0.00 mm

e_r : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_{CS-V} : -202.00 mm

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

e_{т.к.} : 0.00 мм

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

e- 303.00 mm

s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$\theta = 0.0018$$

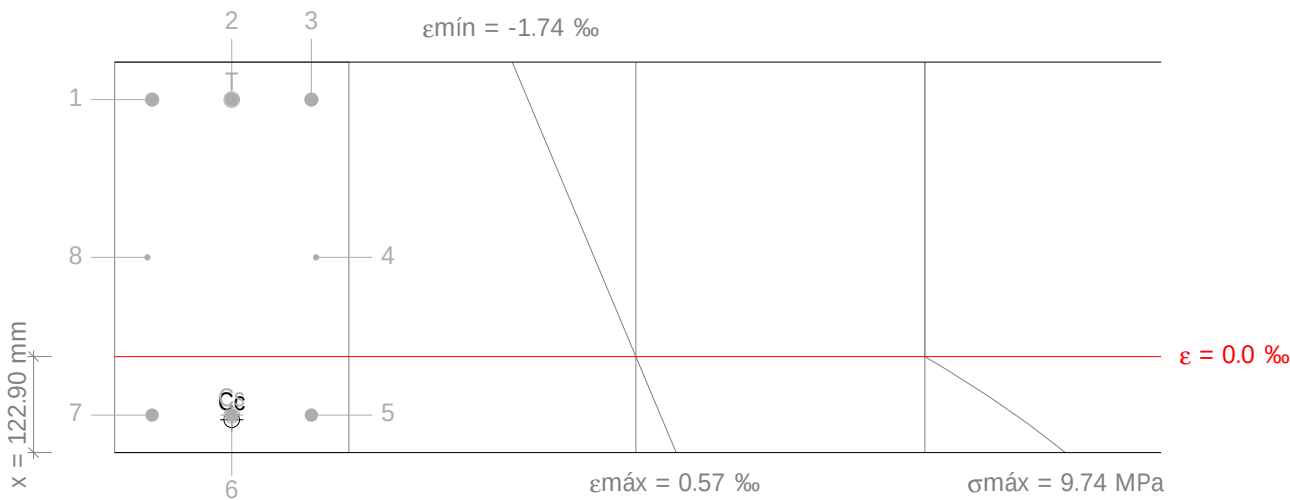
s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_{max} : 0.0018

$$e_{\text{smax}} = \frac{0.0099}{\text{MB}}$$

S_{cmax} : 19.81 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-303.82	-0.001519

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø20	0.00	202.00	-303.82	-0.001519
3	Ø20	102.00	202.00	-303.82	-0.001519
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000587
5	Ø20	102.00	-202.00	+69.15	+0.000346
6	Ø20	0.00	-202.00	+69.15	+0.000346
7	Ø20	-102.00	-202.00	+69.15	+0.000346
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000587

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	189.39	0.00	-207.96
Cs	47.73	0.00	-202.00
T	237.12	0.00	202.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-96.93} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{189.39} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{47.73} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{237.12} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-207.96} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0015}$$

s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{9.74} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{303.82} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '7.410 m', para a combinação "Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais sísmicas".

Deve satisfazer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_i : 0.423 ✓

Verificação de resistência da secção (η_i)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

N_{Ed} : 0.00 kN
 $M_{Ed,x}$: -60.41 kN·m
 $M_{Ed,y}$: 0.00 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

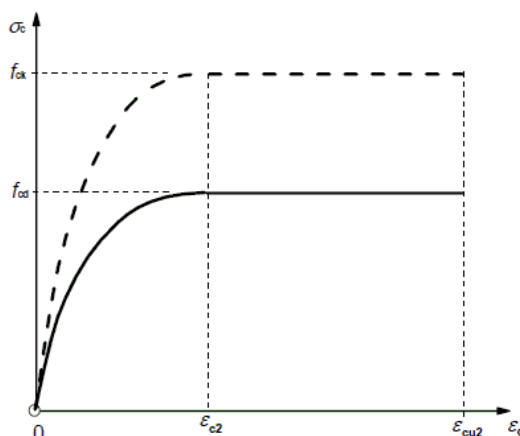
N_{Rd} : 0.00 kN
 $M_{Rd,x}$: -142.97 kN·m
 $M_{Rd,y}$: 0.00 kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

ϵ_{cu2} : 0.0035
 ϵ_{c2} : 0.0020
 f_{cd} : 20.00 MPa

Viga 3

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

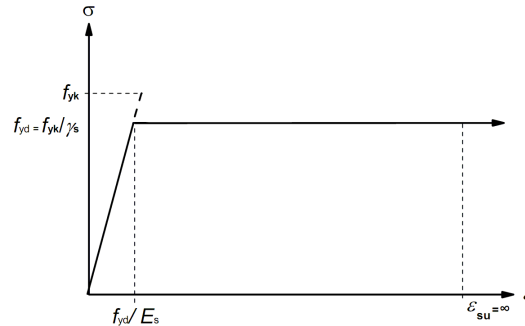
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

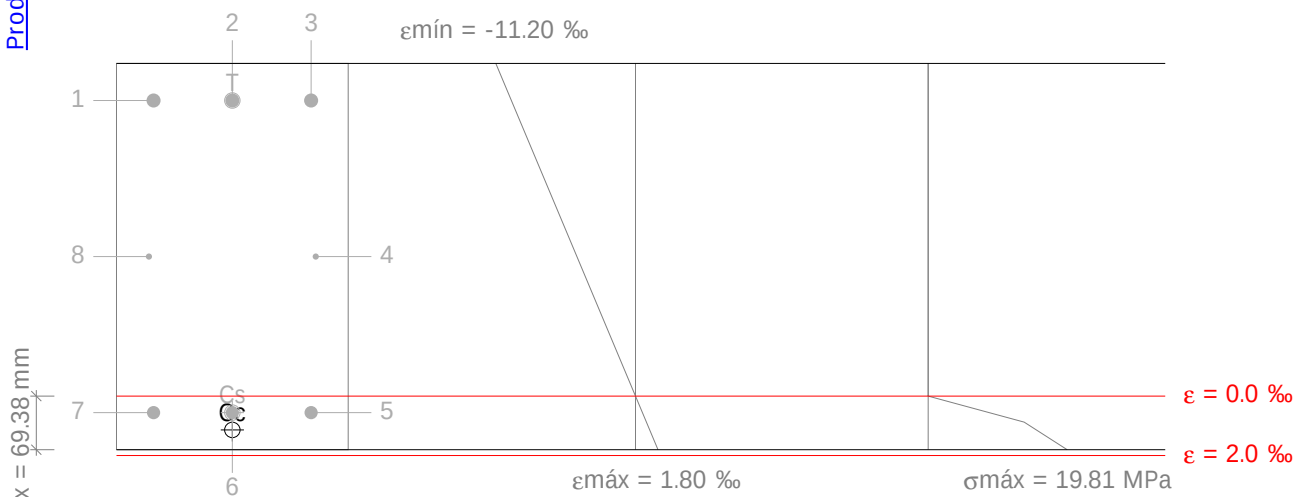
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades e os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-434.78	-0.009950
2	Ø20	0.00	202.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	102.00	202.00	-434.78	-0.009950

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.004697
5	Ø20	102.00	-202.00	+111.18	+0.000556
6	Ø20	0.00	-202.00	+111.18	+0.000556
7	Ø20	-102.00	-202.00	+111.18	+0.000556
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.004697

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	262.59	0.00	-224.39
Cs	76.74	0.00	-202.00
T	339.33	0.00	202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-142.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{262.59} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{76.74} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{339.33} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-224.39} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0018}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

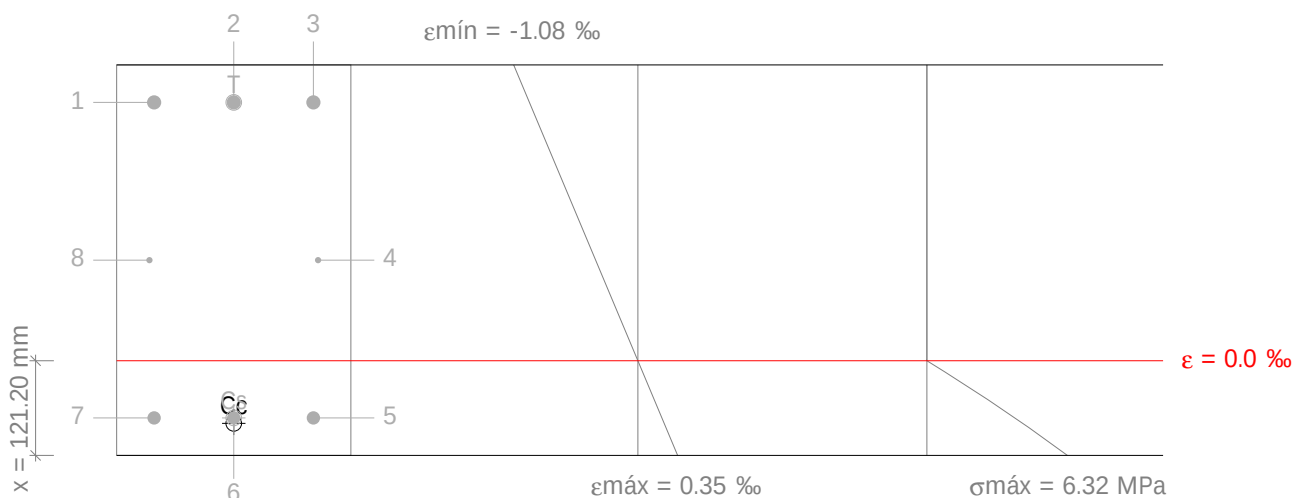
s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{19.81} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-188.97	-0.000945
2	Ø20	0.00	202.00	-188.97	-0.000945
3	Ø20	102.00	202.00	-188.97	-0.000945
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000368
5	Ø20	102.00	-202.00	+41.82	+0.000209
6	Ø20	0.00	-202.00	+41.82	+0.000209
7	Ø20	-102.00	-202.00	+41.82	+0.000209
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000368

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	118.62	0.00	-208.98
Cs	28.87	0.00	-202.00
T	147.48	0.00	202.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-60.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{118.62} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{28.87} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{147.48} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-208.98} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0003}$$

e_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0009}$$

s_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$s_{cmax} : \underline{6.32} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$s_{smax} : \underline{188.97} \text{ MPa}$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Compressão oblíqua. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.265 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Yexc.+)"

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.047} \quad \checkmark$$

Em que:

T_{Ed} : Momento tórsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{4.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$T_{Rd,max}$: Máximo tórsor que podem resistir as bielas comprimidas.

$$T_{Rd,max} : \underline{94.94} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistência máxima à torção (Artigo 6.3.2(4)):

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

Em que:

n : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$n : \underline{0.60}$$

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.00}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20} \text{ MPa}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

$t_{ef,i}$: Espessura eficaz da parede, (Artigo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} : \underline{96.00} \text{ mm}$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A : É a área total da secção transversal definida pelo contorno exterior, incluindo as áreas interiores ocas.

$$A : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

u : É o perímetro do contorno exterior da secção.

$$u : \underline{1600.00} \text{ mm}$$

c : Distância entre a face exterior e o centro da armadura longitudinal.

$$c : \underline{48.00} \text{ mm}$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.265 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·Qa(H)+0.9·V(+Yexc.+)"

Deve satisfazer:

$$\eta_s = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,s}} \leq 1$$

$$h_s : \underline{0.123} \quad \checkmark$$

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{4.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$T_{Rd,s}$: Máximo torsor que podem resistir as armaduras transversais.

$$T_{Rd,s} : \underline{36.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O esforço torsor que podem resistir as armaduras transversais é dado por:

$$T_{Rd,s} = \frac{2 \cdot A_k \cdot A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Em que:

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

A_{sw} : Área da armadura transversal colocada em forma de cintas fechadas.

$$A_{sw} : \underline{0.50} \text{ cm}^2$$

s : Espaçamento entre armaduras transversais.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{ywd} : Resistência de cálculo do aço da armadura A_{sw} .

$$f_{ywd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 11.5.3.8)

Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais.

Nos banzos comprimidos (A'_s), a armadura longitudinal poderá ser reduzida proporcionalmente à força de compressão instalada ($A'_{s,NM}$).

$$A'_s \geq \left| \frac{\sum A_{sl}}{2} - A'_{s,NM} \right|$$

$$993 \text{ mm}^2 \geq 18 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Nos banzos traccionados (A_{sl}), a armadura longitudinal de torção deverá adicionar-se às outras armaduras ($A_{s,NM}$).

$$A_{sl} \geq \frac{\sum A_{sl}}{2} + A_{s,NM}$$

$$993 \text{ mm}^2 \geq 472 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

em que

$\bar{A}_{sl}$: A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção.

$$\bar{A}_{sl} : \underline{35} \text{ mm}^2$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção $\sum A_{sl}$ poderá ser calculada a partir da expressão:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \text{ctg}\theta$$

em que

T_{Ed} : Valor de cálculo do momento torsor.

$$T_{Ed} : \underline{3.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas.

$$A_k : \underline{82416} \text{ mm}^2$$

f_{yd} : Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado.

$$f_{yd} : \underline{500} \text{ MPa}$$

u_k : Perímetro da área A_k .

$$u_k : \underline{1216} \text{ mm}$$

Viga 3

q: Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

q : 45 °

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo X. Compressão oblíqua (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

A verificação do estado limite de resistência por torção não é necessária, já que não há momento torsor.

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo Y. Compressão oblíqua (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(4))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '7.410 m', para a combinação "Envolvente de momentos mínimos em combinações fundamentais".

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

h_1 : 0.226 ✓

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$T_{Rd,max}$: Máximo torsor que podem resistir as bielas comprimidas.

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

T_{Ed} : 3.47 kN·m

$T_{Rd,max}$: 94.94 kN·m

V_{Ed} : 138.43 kN·m

$V_{Rd,max}$: 732.24 kN·m

Resistência máxima à torção (Artigo 6.3.2(4)):

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Em que:

n: Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

q: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$t_{ef,i}$: Espessura eficaz da parede, (Artigo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: É a área total da secção transversal definida pelo contorno exterior, incluindo as áreas interiores ocas.

u: É o perímetro do contorno exterior da secção.

c: Distância entre a face exterior e o centro da armadura longitudinal.

n : 0.60

α_{cw} : 1.00

f_{cd} : 20 MPa

q : 45.0 graus

A_k : 824.16 cm²

$t_{ef,i}$: 96.00 mm

A : 1500.00 cm²

u : 1600.00 mm

c : 452.00 mm

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo X. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

A verificação do estado limite de resistência por torção não é necessária, já que não há momento torsor.

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo Y. Tracção na alma. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 6.3.2(2))

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '6.944 m', para a combinação "Envoltura de momentos mínimos em combinações fundamentais".

Deve satisfazer:

$$A_{sw} \geq 2 \cdot A_{sw,T} + A_{sw,V}$$

$$10.05 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 7.77 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Em que:

A_{sw} : Área por unidade de comprimento da armadura transversal.

$$A_{sw} : \underline{10.05} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,V}$: Área por unidade de comprimento da armadura transversal necessária por esforço transversal.

$$A_{sw,V} : \underline{6.78} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,T}$: Área por unidade de comprimento da armadura transversal necessária por torção em forma de cintas fechadas.

$$A_{sw,T} : \underline{0.49} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{T0,nec} = \frac{T_{Ed}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_k} \cdot \tan \theta$$

Em que:

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{3.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

A_k : Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas (Artigo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{824.16} \text{ cm}^2$$

f_{ywd} : Resistência de cálculo da armadura A_{sw} .

$$f_{ywd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura longitudinal. (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2.3(4))

Os varões longitudinais deverão ser dispostos com um espaçamento máximo de 350 mm.

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

$$188 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Viga 3

Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura transversal.
(NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.2.3(3))

O espaçamento longitudinal das cintas de torção não deverá exceder:

$$s \leq s_{\max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$s_{\max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\max} : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_1 = \frac{u}{8}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 = a$$

$$s_2 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_3 = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \text{ctg} \alpha)$$

$$s_3 : \underline{679} \text{ mm}$$

Sendo:

u: É o perímetro do contorno exterior da secção.

$$u : \underline{1600} \text{ mm}$$

a: A menor dimensão da secção transversal da viga.

$$a : \underline{300} \text{ mm}$$

d: Altura útil da secção.

$$d : \underline{452} \text{ mm}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Esforços de cálculo. Vigas (5.4.2.2) (EN 1998-1:2004)

Nesta zona não são aplicáveis as verificações de dimensionamento por capacidade.



Viga 3

4. VERIFICAÇÃO DA FENDILHAÇÃO

P11 - P9

Cálculo da largura de fenda: Face superior (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 7.3.4)

Deve satisfazer:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$0.204 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

A máxima abertura de fenda produz-se no nó P11, para a combinação de acções PP+RP. O ponto desfavorável da secção transversal encontra-se nas coordenadas X = -102.00 mm, Y = 202.00 mm.

Em que:

$w_{\max}$: Abertura máxima de fenda definida na tabela 7.1N.

$$w_{\max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Classe de exposição: X0

w_k : Abertura de fenda.

$$w_k : \underline{0.204} \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Sendo:

$s_{r,\max}$: Separação máxima entre fendas.

$$s_{r,\max} : \underline{258.42} \text{ mm}$$

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,\text{eff}}}$$

Em que:

c: Recobrimento das armaduras traccionadas.

$$c : \underline{38.00} \text{ mm}$$

k_1 : Coeficiente que tem em conta a capacidade de aderência da armadura.

$$k_1 : \underline{0.800}$$

$$k_1 = 0.8$$

k_2 : Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões de tracção na secção transversal.

$$k_2 : \underline{0.497}$$

$$k_2 = \frac{\sigma_{ctm}}{f_{ctm,fl}}$$

Em que:

σ_{ctm} : Tensão média de tracção da área de betão traccionado na secção não fendilhada (estado I).

$$\sigma_{ctm} : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ctm} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Em que:

F_{ct} : Resultante de tensões da zona traccionada do betão no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$F_{ct} : \underline{118.39} \text{ kN}$$

A_{ct} : Área de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$A_{ct} : \underline{74690.23} \text{ mm}^2$$

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotracção do betão.

$$f_{ctm,fl} : \underline{3.19} \text{ MPa}$$

k_3 : Coeficiente.

$$k_3 : \underline{3.400}$$

k_4 : Coeficiente.

$$k_4 : \underline{0.425}$$

Viga 3

$\emptyset$: Diâmetro do varão traccionado ou diâmetro equivalente no caso de uma secção com vários diâmetros.

$\emptyset$: 20.00 mm

$$\emptyset = \frac{\sum_{i=1}^n \emptyset_i^2}{\sum_{i=1}^n \emptyset_i}$$

Em que:

$\emptyset_i$: Diâmetro do varão traccionado com índice 'i'.

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à tracção.

$r_{p,eff}$: 0.03

$$\rho_{p,eff} = \frac{\sum A_s}{\sum A_{c,eff}}$$

Em que:

$\hat{A}_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$\hat{A}_{c,eff}$: 36000.00 mm²

$\hat{A}_s$: Área da armadura traccionada.

$\hat{A}_s$: 942.48 mm²

O cálculo de $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ correspondente ao varão crítico é a seguinte:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$: 0.000788

Em que:

ϵ_{sm} : Alargamento unitário médio na armadura sob a combinação relevante de cargas, incluído o efeito de deformações impostas e tendo em conta os efeitos da rigidificação pela colaboração do betão entre fendas.

ϵ_{cm} : Deformação média do betão entre fendas.

E_s : Módulo de deformação longitudinal do aço.

E_s : 200000.00 MPa

k_t : Factor que depende da duração da carga.

k_t : 0.40

σ_s : Tensão na armadura traccionada, supondo a secção fendilhada.

σ_s : 213.64 MPa

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotraccção do betão.

$f_{ctm,fl}$: 3.19 MPa

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à tracção.

$r_{p,eff}$: 0.03

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Em que:

$A_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$A_{c,eff}$: 11880.00 mm²

A_s : Área da armadura traccionada.

A_s : 314.16 mm²

α_e : Relação entre o módulo de elasticidade da armadura passiva e o módulo de elasticidade secante do betão.

α_e : 6.09

Viga 3

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Em que:

E_{cm} : Módulo de elasticidade secante do betão.

E_{cm} : 32837.00 MPa

Equilíbrio da secção no instante prévio à fendilhação do betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

N_{td} : 0.00 kN

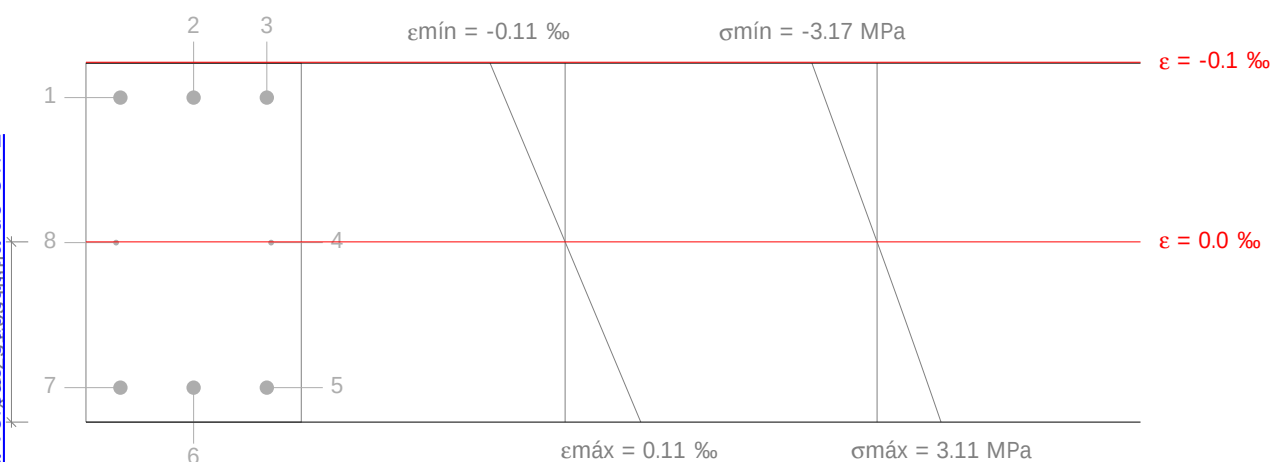
$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

$M_{td,Y}$: -45.92 kN·m

Produzido por uma versão educativa de CYPE



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s^I (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-17.06	-0.000085
2	Ø20	0.00	202.00	-17.06	-0.000085
3	Ø20	102.00	202.00	-17.06	-0.000085

Equilíbrio da secção no momento em que se fendilha o betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

N_{td} : 0.00 kN

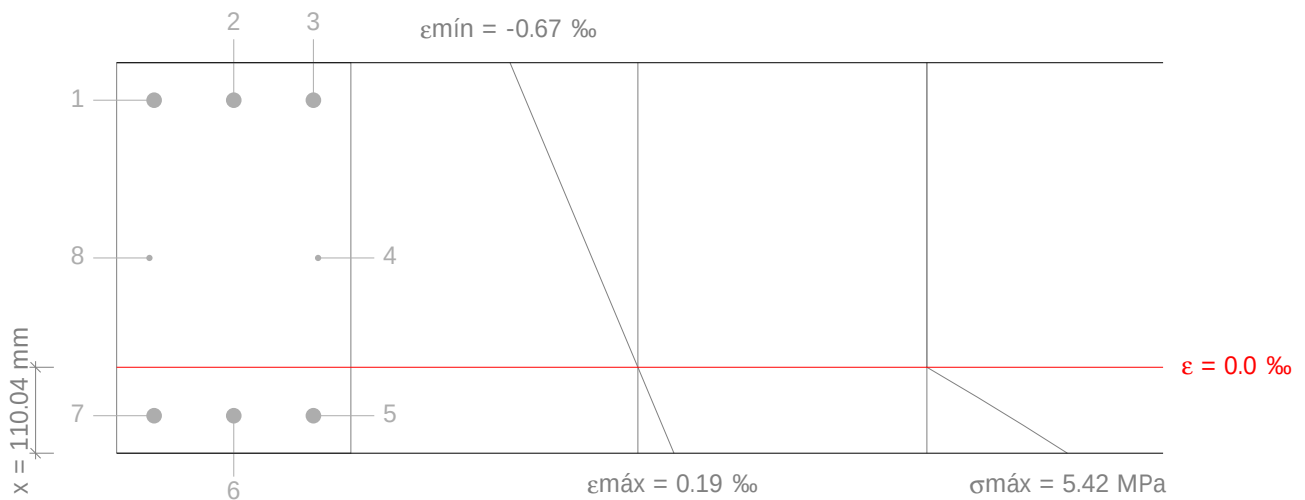
$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

$M_{td,Y}$: -45.92 kN·m

Viga 3



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_{sr} (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-117.97	-0.000590
2	Ø20	0.00	202.00	-117.97	-0.000590
3	Ø20	102.00	202.00	-117.97	-0.000590
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000241
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000241

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes sem considerar a resistência à tracção do betão:

N_{ed}, M_{ed} Esforços actuantes.

N_{ed} : Esforço axial actuante (valores positivos indicam compressão).

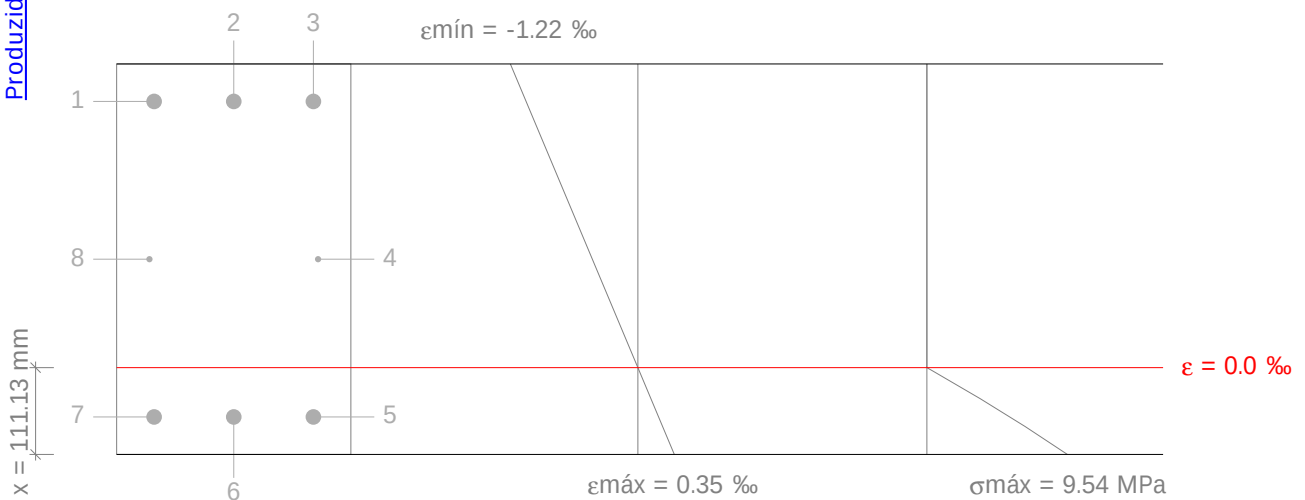
$M_{ed,x}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: -83.05 kN·m



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-213.64	-0.001068
2	Ø20	0.00	202.00	-213.64	-0.001068
3	Ø20	102.00	202.00	-213.64	-0.001068

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000435
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000435

Cálculo da largura de fenda: Face lateral direita (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 7.3.4)

Deve satisfazer:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$0.191 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

A máxima abertura de fenda produz-se no nó P11, para a combinação de acções PP+RP. O ponto desfavorável da secção transversal encontra-se nas coordenadas X = 102.00 mm, Y = 202.00 mm.

Em que:

$w_{\max}$: Abertura máxima de fenda definida na tabela 7.1N.

$$w_{\max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Classe de exposição: X0

w_k : Abertura de fenda.

$$w_k : \underline{0.191} \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Sendo:

$s_{r,\max}$: Separação máxima entre fendas.

$$s_{r,\max} : \underline{258.42} \text{ mm}$$

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}}$$

Em que:

c: Recobrimento das armaduras traccionadas.

$$c : \underline{38.00} \text{ mm}$$

k_1 : Coeficiente que tem em conta a capacidade de aderência da armadura.

$$k_1 : \underline{0.800}$$

$$k_1 = 0.8$$

k_2 : Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões de tracção na secção transversal.

$$k_2 : \underline{0.497}$$

$$k_2 = \frac{\sigma_{ctm}}{f_{ctm,fl}}$$

Em que:

σ_{ctm} : Tensão média de tracção da área de betão traccionado na secção não fendilhada (estado I).

$$\sigma_{ctm} : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ctm} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Em que:

F_{ct} : Resultante de tensões da zona traccionada do betão no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$F_{ct} : \underline{118.39} \text{ kN}$$

A_{ct} : Área de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$A_{ct} : \underline{74690.23} \text{ mm}^2$$

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotracção do betão.

$$f_{ctm,fl} : \underline{3.19} \text{ MPa}$$

Viga 3

k_3 : Coeficiente.

k_3 : 3.400

k_4 : Coeficiente.

k_4 : 0.425

$\emptyset$: Diâmetro do varão traccionado ou diâmetro equivalente no caso de uma secção com vários diâmetros.

$\emptyset$: 20.00 mm

$$\emptyset = \frac{\sum_{i=1}^n \emptyset_i^2}{\sum_{i=1}^n \emptyset_i}$$

Em que:

$\emptyset_i$: Diâmetro do varão traccionado com índice 'i'.

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à tracção.

$r_{p,eff}$: 0.03

$$\rho_{p,eff} = \frac{\sum A_s}{\sum A_{c,eff}}$$

Em que:

$\hat{A}_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$\hat{A}_{c,eff}$: 36000.00 mm²

$\hat{A}_s$: Área da armadura traccionada.

$\hat{A}_s$: 942.48 mm²

O cálculo de $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ correspondente ao varão crítico é a seguinte:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$: 0.000737

Em que:

ϵ_{sm} : Alargamento unitário médio na armadura sob a combinação relevante de cargas, incluído o efeito de deformações impostas e tendo em conta os efeitos da rigidificação pela colaboração do betão entre fendas.

ϵ_{cm} : Deformação média do betão entre fendas.

E_s : Módulo de deformação longitudinal do aço.

E_s : 200000.00 MPa

k_t : Factor que depende da duração da carga.

k_t : 0.40

s_s : Tensão na armadura traccionada, supondo a secção fendilhada.

s_s : 213.64 MPa

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotraccção do betão.

$f_{ctm,fl}$: 3.19 MPa

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à tracção.

$r_{p,eff}$: 0.02

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Em que:

$A_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$A_{c,eff}$: 14400.00 mm²

A_s : Área da armadura traccionada.

A_s : 314.16 mm²

Viga 3

α_e : Relação entre o módulo de elasticidade da armadura passiva e o módulo de elasticidade secante do betão.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Em que:

E_{cm} : Módulo de elasticidade secante do betão.

α_e : 6.09

E_{cm} : 32837.00 MPa

Equilíbrio da secção no instante prévio à fendilhação do betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

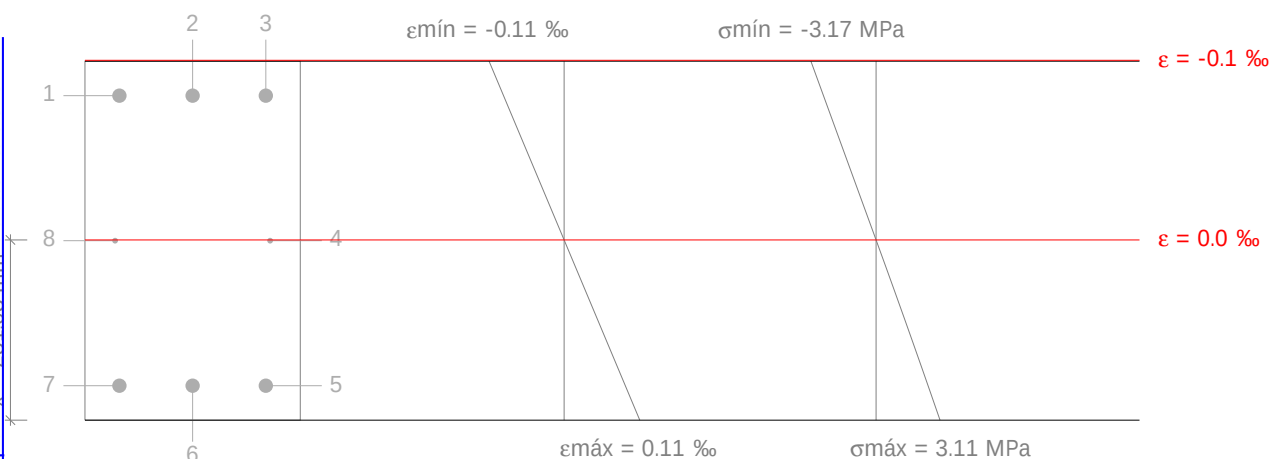
$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: -45.92 kN·m

Produzido por uma versão educativa de CYPE



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s^i (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-17.06	-0.000085
2	Ø20	0.00	202.00	-17.06	-0.000085
3	Ø20	102.00	202.00	-17.06	-0.000085

Equilíbrio da secção no momento em que se fendilha o betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

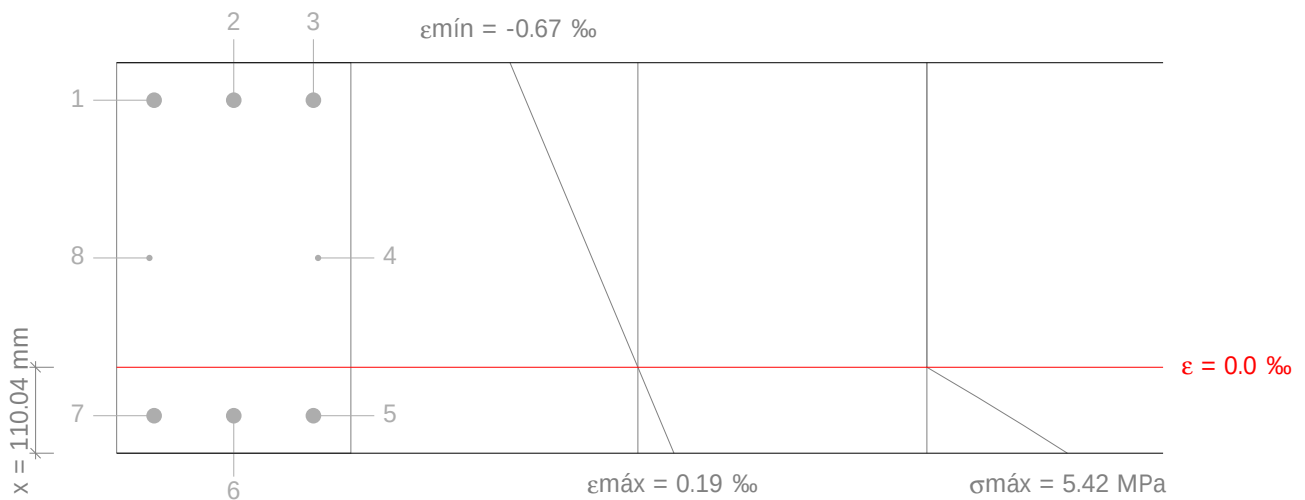
$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: -45.92 kN·m

Viga 3



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_{sr} (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-117.97	-0.000590
2	Ø20	0.00	202.00	-117.97	-0.000590
3	Ø20	102.00	202.00	-117.97	-0.000590
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000241
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000241

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes sem considerar a resistência à tracção do betão:

N_{ed}, M_{ed} Esforços actuantes.

N_{ed} : Esforço axial actuante (valores positivos indicam compressão).

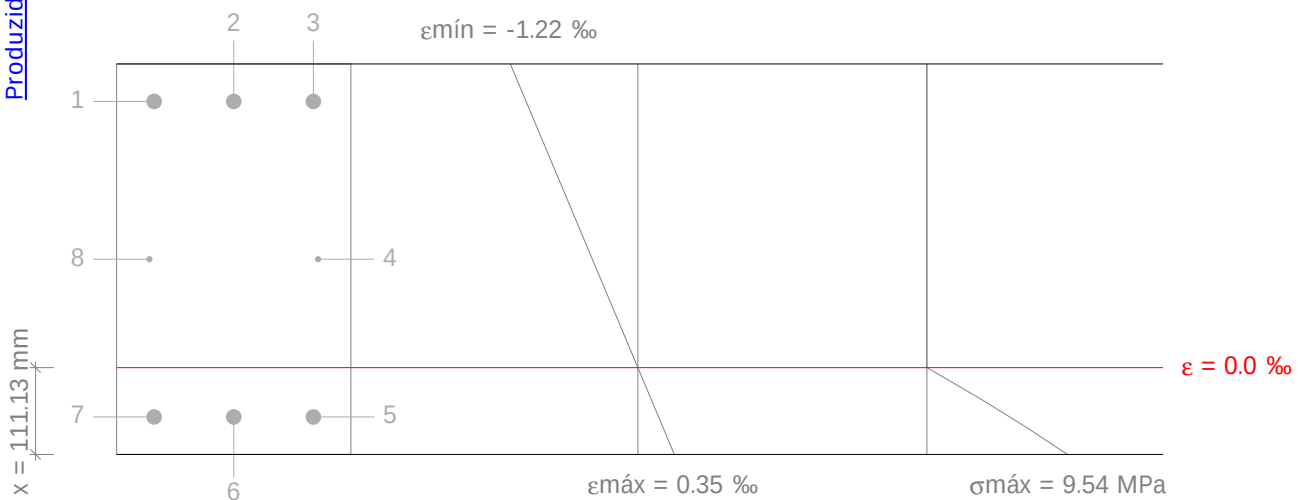
$M_{ed,x}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: -83.05 kN·m



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-213.64	-0.001068
2	Ø20	0.00	202.00	-213.64	-0.001068
3	Ø20	102.00	202.00	-213.64	-0.001068

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000435
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000435

Cálculo da largura de fenda: Face inferior (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 7.3.4)

Deve satisfazer:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$0.163 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

A máxima abertura de fenda produz-se num ponto situado a uma distância de 3.855 m do nó P11, para a combinação de acções PP+RP+0.3·Qa(A). O ponto desfavorável da secção transversal encontra-se nas coordenadas X = 102.00 mm, Y = -202.00 mm.

Em que:

$w_{\max}$: Abertura máxima de fenda definida na tabela 7.1N.

$$w_{\max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Classe de exposição: X0

w_k : Abertura de fenda.

$$w_k : \underline{0.163} \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Sendo:

$s_{r,\max}$: Separação máxima entre fendas.

$$s_{r,\max} : \underline{258.42} \text{ mm}$$

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,\text{eff}}}$$

Em que:

c: Recobrimento das armaduras traccionadas.

$$c : \underline{38.00} \text{ mm}$$

k_1 : Coeficiente que tem em conta a capacidade de aderência da armadura.

$$k_1 : \underline{0.800}$$

$$k_1 = 0.8$$

k_2 : Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões de tracção na secção transversal.

$$k_2 : \underline{0.497}$$

$$k_2 = \frac{\sigma_{ctm}}{f_{ctm,fl}}$$

Em que:

σ_{ctm} : Tensão média de tracção da área de betão traccionado na secção não fendilhada (estado I).

$$\sigma_{ctm} : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ctm} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Em que:

F_{ct} : Resultante de tensões da zona traccionada do betão no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$F_{ct} : \underline{118.39} \text{ kN}$$

A_{ct} : Área de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$A_{ct} : \underline{74690.23} \text{ mm}^2$$

Viga 3

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotraccção do betão.

k_3 : Coeficiente.

k_4 : Coeficiente.

$\emptyset$: Diâmetro do varão traccionado ou diâmetro equivalente no caso de uma secção com vários diâmetros.

$$\emptyset = \frac{\sum_{i=1}^n \emptyset_i^2}{\sum_{i=1}^n \emptyset_i}$$

Em que:

$\emptyset_i$: Diâmetro do varão traccionado com índice 'i'.

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à traccção.

$$\rho_{p,eff} = \frac{\sum A_s}{\sum A_{c,eff}}$$

Em que:

$\hat{A}_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$\hat{A}_s$: Área da armadura traccionada.

O cálculo de $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ correspondente ao varão crítico é a seguinte:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Em que:

ϵ_{sm} : Alargamento unitário médio na armadura sob a combinação relevante de cargas, incluído o efeito de deformações impostas e tendo em conta os efeitos da rigidificação pela colaboração do betão entre fendas.

ϵ_{cm} : Deformação média do betão entre fendas.

E_s : Módulo de deformação longitudinal do aço.

k_t : Factor que depende da duração da carga.

σ_s : Tensão na armadura traccionada, supondo a secção fendilhada.

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotraccção do betão.

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à traccção.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Em que:

$A_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

A_s : Área da armadura traccionada.

$$f_{ctm,fl} : \underline{3.19} \text{ MPa}$$

$$k_3 : \underline{3.400}$$

$$k_4 : \underline{0.425}$$

$$\emptyset : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$r_{p,eff} : \underline{0.03}$$

$$\hat{A}_{c,eff} : \underline{36000.00} \text{ mm}^2$$

$$\hat{A}_s : \underline{942.48} \text{ mm}^2$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) : \underline{0.000630}$$

$$E_s : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$$k_t : \underline{0.40}$$

$$\sigma_s : \underline{181.93} \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,fl} : \underline{3.19} \text{ MPa}$$

$$r_{p,eff} : \underline{0.03}$$

$$A_{c,eff} : \underline{11880.00} \text{ mm}^2$$

$$A_s : \underline{314.16} \text{ mm}^2$$

Viga 3

α_e : Relação entre o módulo de elasticidade da armadura passiva e o módulo de elasticidade secante do betão.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Em que:

E_{cm} : Módulo de elasticidade secante do betão.

α_e : 6.09

E_{cm} : 32837.00 MPa

Equilíbrio da secção no instante prévio à fendilhação do betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

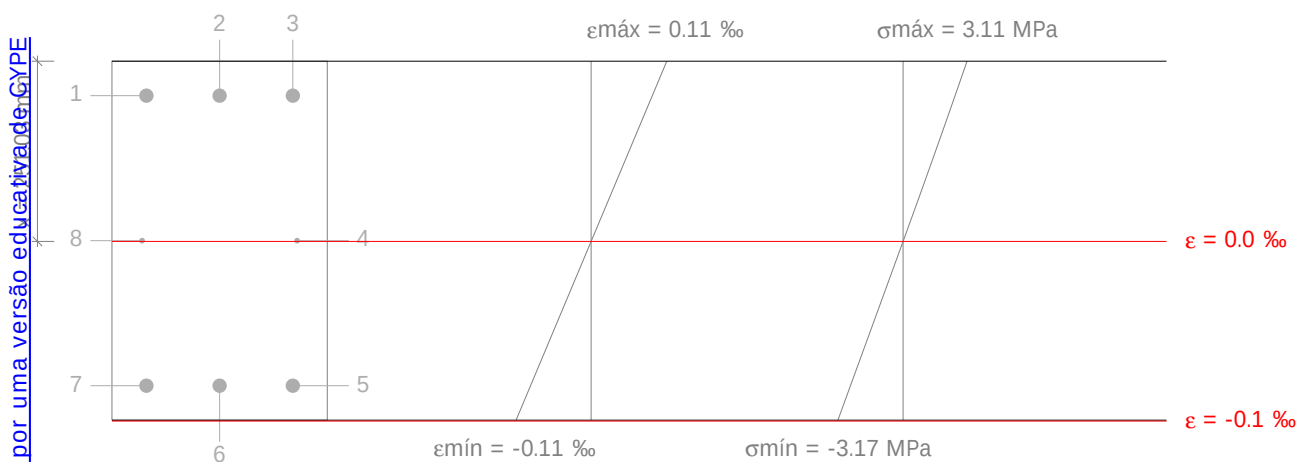
$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: 45.92 kN·m



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s^I (MPa)	e
5	Ø20	102.00	-202.00	-17.06	-0.000085
6	Ø20	0.00	-202.00	-17.06	-0.000085
7	Ø20	-102.00	-202.00	-17.06	-0.000085

Equilíbrio da secção no momento em que se fendilha o betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

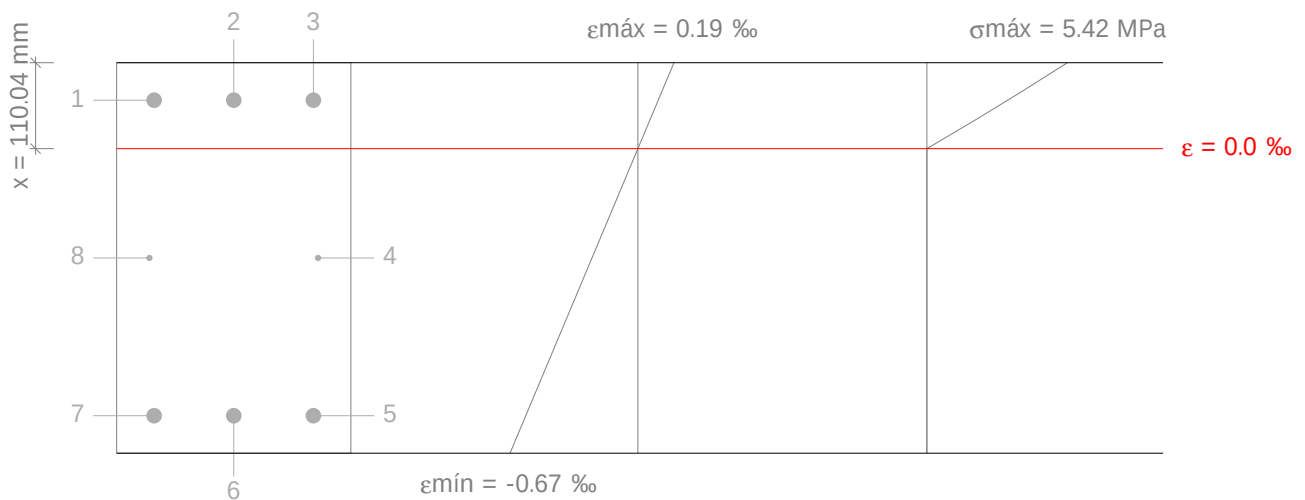
$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: 45.92 kN·m

Viga 3



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_{sr} (MPa)	e
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000241
5	Ø20	102.00	-202.00	-117.97	-0.000590
6	Ø20	0.00	-202.00	-117.97	-0.000590
7	Ø20	-102.00	-202.00	-117.97	-0.000590
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000241

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes sem considerar a resistência à tracção do betão:

N_{ed}, M_{ed} Esforços actuantes.

N_{ed} : Esforço axial actuante (valores positivos indicam compressão).

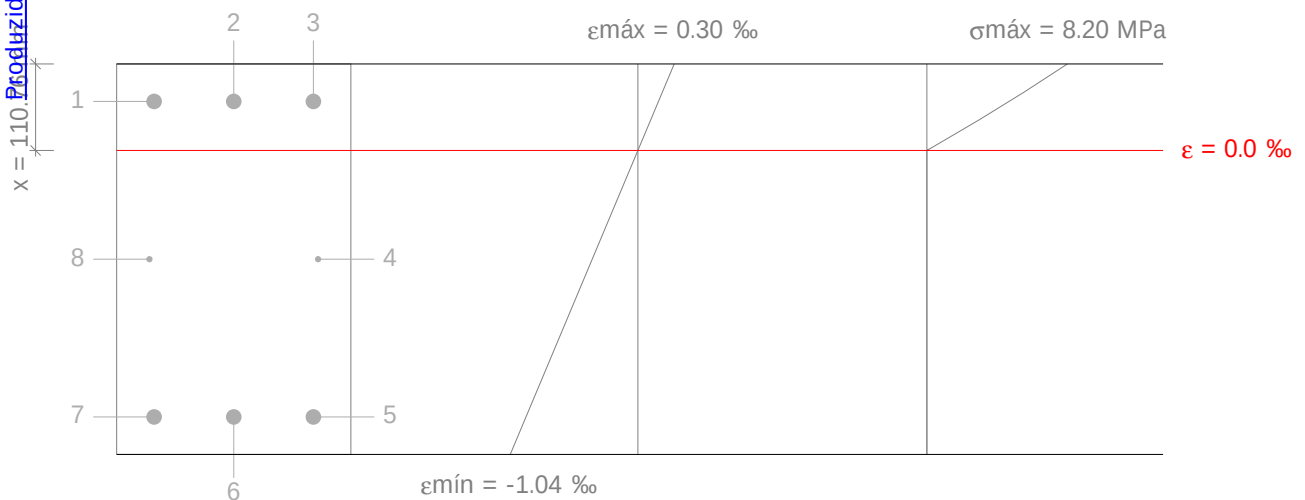
$M_{ed,x}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'Y'.

$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$

$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y} : \underline{70.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000371
5	Ø20	102.00	-202.00	-181.93	-0.000910
6	Ø20	0.00	-202.00	-181.93	-0.000910

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø20	-102.00	-202.00	-181.93	-0.000910
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000371

Cálculo da largura de fenda: Face lateral esquerda (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 7.3.4)

Deve satisfazer:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$0.191 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

A máxima abertura de fenda produz-se no nó P11, para a combinação de acções PP+RP. O ponto desfavorável da secção transversal encontra-se nas coordenadas X = -102.00 mm, Y = 202.00 mm.

Em que:

$w_{\max}$: Abertura máxima de fenda definida na tabela 7.1N.

$$w_{\max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Classe de exposição: X0

w_k : Abertura de fenda.

$$w_k : \underline{0.191} \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Sendo:

$s_{r,\max}$: Separação máxima entre fendas.

$$s_{r,\max} : \underline{258.42} \text{ mm}$$

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}}$$

Em que:

c: Recobrimento das armaduras traccionadas.

$$c : \underline{38.00} \text{ mm}$$

k_1 : Coeficiente que tem em conta a capacidade de aderência da armadura.

$$k_1 : \underline{0.800}$$

$$k_1 = 0.8$$

k_2 : Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões de tracção na secção transversal.

$$k_2 : \underline{0.497}$$

$$k_2 = \frac{\sigma_{ctm}}{f_{ctm,fl}}$$

Em que:

σ_{ctm} : Tensão média de tracção da área de betão traccionado na secção não fendilhada (estado I).

$$\sigma_{ctm} : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ctm} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Em que:

F_{ct} : Resultante de tensões da zona traccionada do betão no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$F_{ct} : \underline{118.39} \text{ kN}$$

A_{ct} : Área de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$$A_{ct} : \underline{74690.23} \text{ mm}^2$$

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotracção do betão.

$$f_{ctm,fl} : \underline{3.19} \text{ MPa}$$

Viga 3

k_3 : Coeficiente.

k_3 : 3.400

k_4 : Coeficiente.

k_4 : 0.425

$\emptyset$: Diâmetro do varão traccionado ou diâmetro equivalente no caso de uma secção com vários diâmetros.

$\emptyset$: 20.00 mm

$$\emptyset = \frac{\sum_{i=1}^n \emptyset_i^2}{\sum_{i=1}^n \emptyset_i}$$

Em que:

$\emptyset_i$: Diâmetro do varão traccionado com índice 'i'.

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à tracção.

$r_{p,eff}$: 0.03

$$\rho_{p,eff} = \frac{\sum A_s}{\sum A_{c,eff}}$$

Em que:

$\hat{A}_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$\hat{A}_{c,eff}$: 36000.00 mm²

$\hat{A}_s$: Área da armadura traccionada.

$\hat{A}_s$: 942.48 mm²

O cálculo de $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ correspondente ao varão crítico é a seguinte:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$: 0.000737

Em que:

ϵ_{sm} : Alargamento unitário médio na armadura sob a combinação relevante de cargas, incluído o efeito de deformações impostas e tendo em conta os efeitos da rigidificação pela colaboração do betão entre fendas.

ϵ_{cm} : Deformação média do betão entre fendas.

E_s : Módulo de deformação longitudinal do aço.

E_s : 200000.00 MPa

k_t : Factor que depende da duração da carga.

k_t : 0.40

s_s : Tensão na armadura traccionada, supondo a secção fendilhada.

s_s : 213.64 MPa

$f_{ctm,fl}$: Resistência média à flexotraccção do betão.

$f_{ctm,fl}$: 3.19 MPa

$r_{p,eff}$: Relação entre a área da armadura traccionada e a área eficaz de betão submetido à tracção.

$r_{p,eff}$: 0.02

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Em que:

$A_{c,eff}$: Área eficaz de betão traccionado no instante prévio à fendilhação do betão (estado I).

$A_{c,eff}$: 14400.00 mm²

A_s : Área da armadura traccionada.

A_s : 314.16 mm²

Viga 3

α_e : Relação entre o módulo de elasticidade da armadura passiva e o módulo de elasticidade secante do betão.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Em que:

E_{cm} : Módulo de elasticidade secante do betão.

α_e : 6.09

E_{cm} : 32837.00 MPa

Equilíbrio da secção no instante prévio à fendilhação do betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

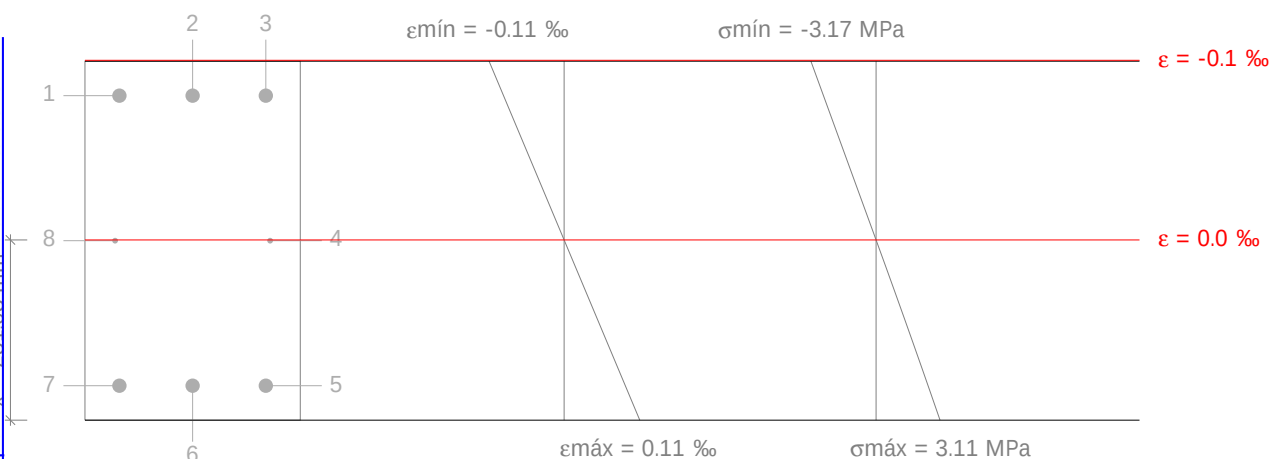
$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: -45.92 kN·m

Produzido por uma versão educativa de CYPE



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s^i (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-17.06	-0.000085
2	Ø20	0.00	202.00	-17.06	-0.000085
3	Ø20	102.00	202.00	-17.06	-0.000085

Equilíbrio da secção no momento em que se fendilha o betão:

N_{td}, M_{td} Esforços que originam que a fibra mais traccionada do betão alcance a resistência à tracção com o mesmo esforço axial actuante.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

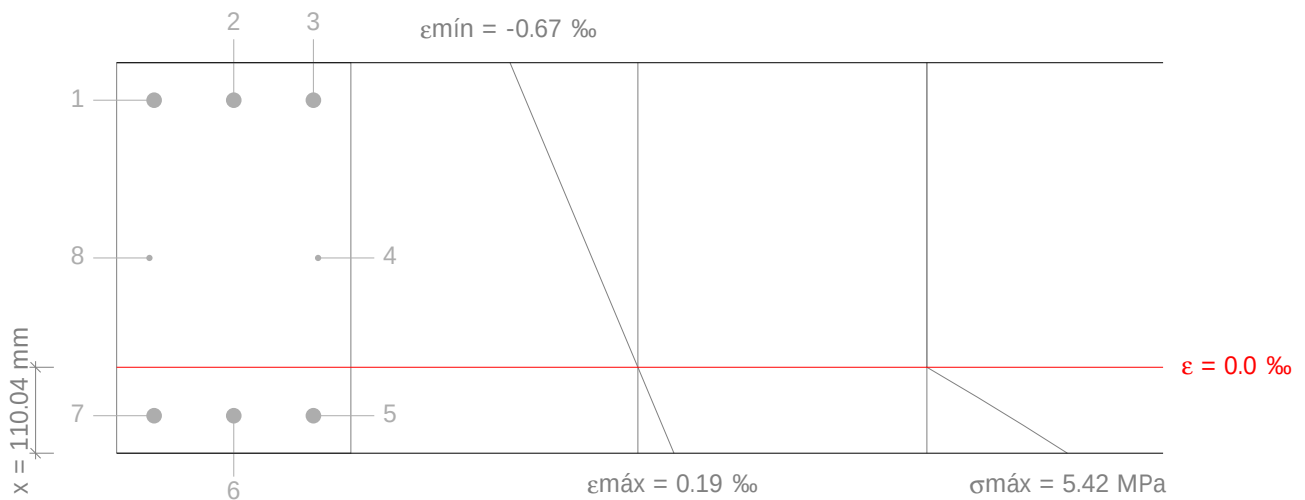
$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,X}$: 0.00 kN·m

$M_{td,Y}$: -45.92 kN·m

Viga 3



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_{sr} (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-117.97	-0.000590
2	Ø20	0.00	202.00	-117.97	-0.000590
3	Ø20	102.00	202.00	-117.97	-0.000590
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000241
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000241

Produzido por uma versão educativa de CYPE

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes sem considerar a resistência à tracção do betão:

N_{ed}, M_{ed} Esforços actuantes.

N_{ed} : Esforço axial actuante (valores positivos indicam compressão).

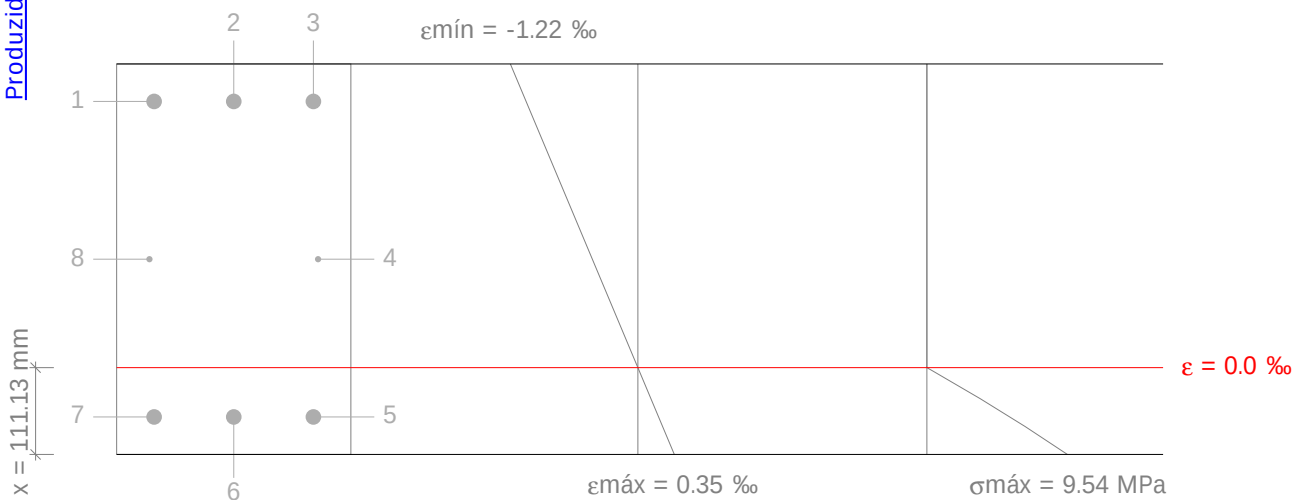
$M_{ed,x}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector actuante em torno do eixo 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: -83.05 kN·m



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-102.00	202.00	-213.64	-0.001068
2	Ø20	0.00	202.00	-213.64	-0.001068
3	Ø20	102.00	202.00	-213.64	-0.001068

Viga 3

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
4	Ø8	108.00	0.00	0.00	-0.000435
8	Ø8	-108.00	0.00	0.00	-0.000435

Área mínima de armadura (Critério de CYPE, baseado em: NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 7.3.2)

Para garantir que a armadura colocada é maior ou igual que a mínima necessária para garantir a transmissão das tracções do betão às armaduras no momento de se produzir a fendilhação, deve-se satisfazer:

$$\sigma_{sr} < f_{yk}$$

$$137.67 \text{ MPa} < 500.00 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{sr} : Tensão das armaduras na secção fendilhada no instante em que se fendilha o betão.

f_{yk} : Valor característico do limite elástico da armadura passiva.

N_{td} : Esforço axial (valores positivos indicam compressão).

$M_{td,X}$: Momento flector em torno do eixo 'X'.

$M_{td,Y}$: Momento flector em torno do eixo 'Y'.

$$s_{sr} : \underline{137.67} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$N_{td} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{td,X} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,Y} : \underline{-44.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Fendilhação devida a tensões tangenciais de esforço transversal (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 7.3.3 (5))

Para serem cumpridas as indicações do ponto 7.3.3 (5) considera-se que a fendilhação devida a acções tangenciais por esforço transversal é convenientemente controlada.

Viga 3

5. VERIFICAÇÕES DE FLECHA

A prazo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Activa (Quase permanente) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	Estado
$f_{T,max}$: 15.25 mm $f_{T,lim}$: 29.64 mm	$f_{A,max}$: 13.10 mm $f_{A,lim}$: 14.82 mm	VERIFICA

Flecha total a prazo infinito para a combinação "Quase permanente" de acções

A flecha máxima produz-se na secção "3.77 m" para a combinação de acções: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)

$$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$$

$$15.25 \text{ mm} \leq 29.64 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{T,lim}$: limite estabelecido para a flecha total a prazo infinito

$$f_{T,lim} : \underline{29.64} \text{ mm}$$

$$f_{T,lim} = L/250$$

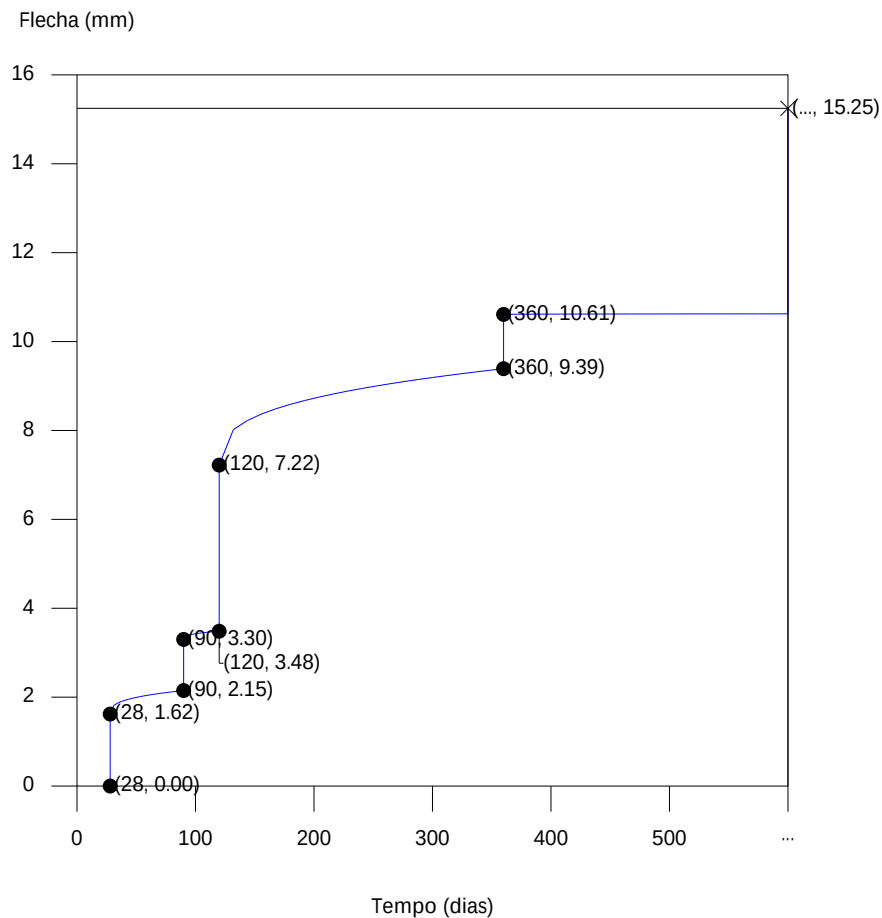
L: comprimento de referência

$$L : \underline{7.41} \text{ m}$$

$f_{T,max}$: valor máximo da flecha total

$$f_{T,max} : \underline{15.25} \text{ mm}$$

Flecha total a prazo infinito



Viga 3

Escalão de carga	t_i (dias)	t_f (dias)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.62	1.62	0.53	2.15	2.15
2-3	90	120	2.15	1.15	3.30	0.18	3.48	3.48
3-4	120	360	3.48	3.74	7.22	2.17	9.39	9.39
4-∞	360	∞	9.39	1.22	10.61	4.64	15.25	15.25

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha no instante inicial do intervalo, antes de aplicar a carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i

$f(t_i)$: flecha no instante inicial do intervalo, depois de aplicar a carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida produzida no intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total produzida até o instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima produzida até ao instante t_f

Flecha instantânea

Escalão de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de acções	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 dias	Peso próprio	Peso próprio	32837.00	280807.72	1.62	1.62	1.62
2	90 dias	Revestimentos e paredes - Parede interior	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior	33944.37	226620.76	2.77	1.15	2.77
3	120 dias	Revestimentos e paredes - Pavimento	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento	34135.14	124596.41	6.51	3.74	6.51
4	12 meses	Sobrecarga (Utilização A), Sobrecarga (Utilização D)	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)	34661.84	103377.26	7.73	1.22	7.73

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada no instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantânea total devida ao conjunto de cargas que actuam no instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i , calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo da flecha instantânea produzida até o instante t_i

E_c : módulo de deformação do betão

$$E_c(t_i) = \left(\exp \left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c : módulo de deformação secante aos 28 dias

I_e : momento de inércia equivalente da viga para cada escalão de carga

Obtém-se como a mínima inércia das calculadas para todas as possíveis combinações características das cargas aplicadas no referido escalão. Considera-se sempre o valor mais desfavorável calculado até esse instante.

Viga 3

Escalão	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 dias	Peso próprio	280807.72	280807.72
2	90 dias	Peso próprio,Revestimentos e paredes - Parede interior	226620.76	226620.76
3	120 dias	Peso próprio,Revestimentos e paredes - Parede interior,Revestimentos e paredes - Pavimento	124596.41	124596.41
4	12 meses	Peso próprio,Revestimentos e paredes - Parede interior,Revestimentos e paredes - Pavimento,Sobrecarga (Utilização A),Sobrecarga (Utilização D),Sobrecarga (Utilização H),Vento +X exc.+,Vento +X exc.-,Vento -X exc.+,Vento -X exc.-,Vento +Y exc.+,Vento +Y exc.-,Vento -Y exc.+,Vento -Y exc.-	103377.26	103377.26

Sendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actuam a partir do instante t_i

$I_{e,i}$: inércia equivalente da viga considerada para o escalão de carga "i". É o valor desfavorável de todos os calculados até o referido instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o escalão de carga "i"

Mostra-se, seguidamente, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v,i}$ que se produz para o escalão de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.7Sobrecarga (Utilização A)+Sobrecarga (Utilização H)+0.6Vento +X exc.-"

$$I_{e,v} : \underline{103377.26} \text{ cm}^4$$

Calcula-se comparando a viga a um dos casos tipo definidos pela norma em função da lei de momentos resultante. Quando não é possível a comparação com um único caso tipo, interpola-se linearmente entre os mesmos, de forma que a inércia equivalente se possa expressar como combinação das inércias definidas para esses casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso D2}$$

Em que:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplesmente apoiados	Vãos internos de elementos contínuos	Vãos externos com continuidade só num dos apoios	Elementos em consola
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinação para o caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

Viga 3

I_{ec} : momento de inércia equivalente da secção de centro de vão

$$I_{ec} : \underline{118016.56} \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{89763.15} \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (2)

$$I_{ee2} : \underline{87712.79} \text{ cm}^4$$

Calcula-se através da fórmula de Bischoff:

$$\frac{1}{I_{ei}} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \frac{1}{I_b} + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \right] \frac{1}{I_f} \leq I_b$$

Secção	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	312500.00	78812.22	-45.921	-113.690	89763.15
Centro de vão	312500.00	78812.22	45.921	68.898	118016.56
Extremo (2)	312500.00	66837.97	-44.620	-81.095	87712.79

Sendo:

I_b : momento de inércia da secção bruta

I_f : momento de inércia da secção fendilhada

M_f : momento de fendilhação da secção

M_a : momento flector aplicado na secção

Flecha diferida

Obtém-se como a soma das flechas diferidas produzidas para cada escalão de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalão de carga. Calcula-se como a soma das flechas diferidas produzidas por cada carga aplicada durante o intervalo de tempo do escalão de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinação de acções	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\phi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 dias	90 dias	Peso próprio	1.62	1.62	0.67	1.00	0.33	0.53
2-3	90 dias	120 dias	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior	1.15	2.77	1.00	1.07	0.07	0.18
3-4	120 dias	12 meses	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento	3.74	6.51	1.07	1.40	0.33	2.17
4-∞	12 meses	∞	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)	1.22	7.73	1.40	2.00	0.60	4.64

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

Viga 3

t_i : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i , calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1} .

$x(t_i)$: coeficiente de duração de carga para o instante inicial do intervalo de carga

$x(t_f)$: coeficiente de duração de carga para o instante final do intervalo de carga

$j(t_i, t_f)$: factor de cálculo da flecha diferida para o intervalo de carga (t_i, t_f)

$$\varphi = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

Flecha activa a partir do instante "3 meses", para a combinação de acções "Quase permanente"

A flecha máxima produz-se na secção "3.77 m" para a combinação de acções: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$13.10 \text{ mm} \leq 14.82 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: limite estabelecido para a flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{14.82} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/500$$

L: comprimento de referência

$$L : \underline{7.41} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima produzida a partir do instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{13.10} \text{ mm}$$

Flecha produzida a partir do instante "3 meses", calculada como a diferença entre a flecha total máxima e a flecha produzida até ao referido instante ($f(t_{ed})$)

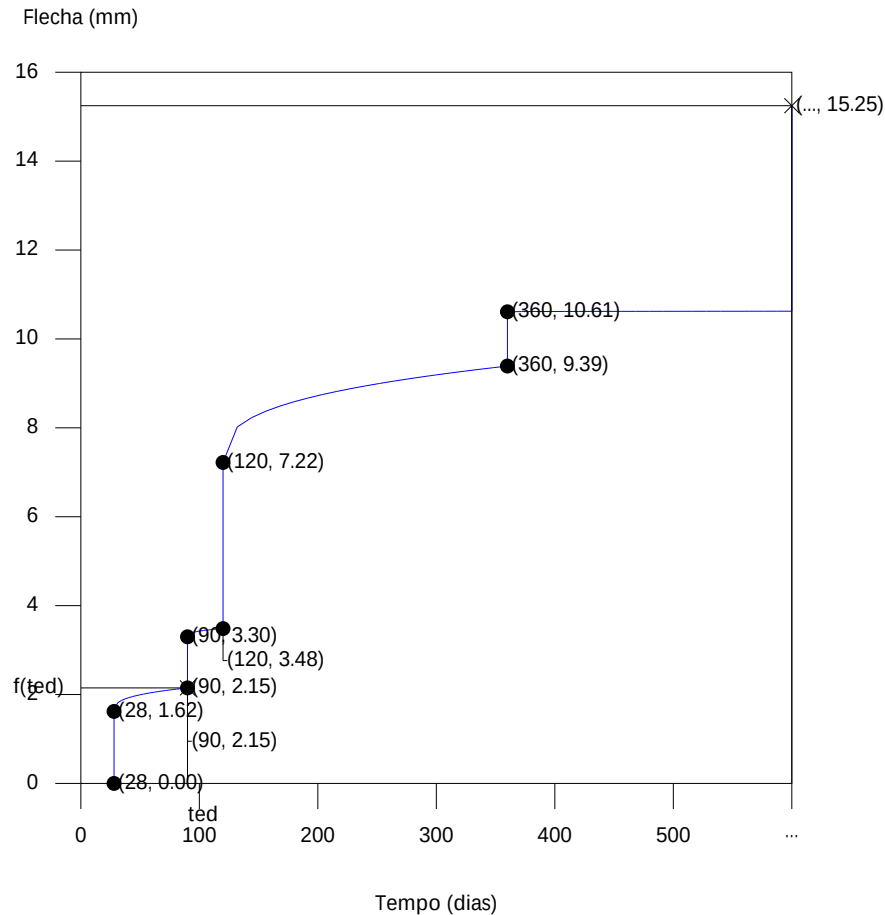
$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima produzida a partir do instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed}, \infty) : \underline{15.25} \text{ mm}$$

Flecha total a prazo infinito

Viga 3



Escalão de carga	t_i (dias)	t_r (dias)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.62	1.62	0.53	2.15	2.15
2-3	90	120	2.15	1.15	3.30	0.18	3.48	3.48
3-4	120	360	3.48	3.74	7.22	2.17	9.39	9.39
4-∞	360	∞	9.39	1.22	10.61	4.64	15.25	15.25

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_r : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha no instante inicial do intervalo, antes de aplicar a carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i

$f(t_i)$: flecha no instante inicial do intervalo, depois de aplicar a carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_r)$: flecha total diferida produzida no intervalo (t_i, t_r)

$f_{tot}(t_r)$: flecha total produzida até o instante t_r

$f_{tot,max}(t_r)$: flecha total máxima produzida até ao instante t_r

Flecha instantânea

Escalão de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de acções	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 dias	Peso próprio	Peso próprio	32837.00	280807.72	1.62	1.62	1.62
2	90 dias	Revestimentos e paredes - Parede interior	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior	33944.37	226620.76	2.77	1.15	2.77

Viga 3

Escalão de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinação de acções	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 dias	Revestimentos e paredes - Pavimento	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento	34135.14	124596.41	6.51	3.74	6.51
4	12 meses	Sobrecarga (Utilização A), Sobrecarga (Utilização D)	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)	34661.84	103377.26	7.73	1.22	7.73

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada no instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantânea total devida ao conjunto de cargas que actuam no instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i , calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo da flecha instantânea produzida até o instante t_i

E_c : módulo de deformação do betão

$$E_c(t_i) = \left(\exp \left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c : módulo de deformação secante aos 28 dias

I_e : momento de inércia equivalente da viga para cada escalão de carga

Obtém-se como a mínima inércia das calculadas para todas as possíveis combinações características das cargas aplicadas no referido escalão.

Considera-se sempre o valor mais desfavorável calculado até esse instante.

Escalão	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 dias	Peso próprio	280807.72	280807.72
2	90 dias	Peso próprio, Revestimentos e paredes - Parede interior	226620.76	226620.76
3	120 dias	Peso próprio, Revestimentos e paredes - Parede interior, Revestimentos e paredes - Pavimento	124596.41	124596.41
4	12 meses	Peso próprio, Revestimentos e paredes - Parede interior, Revestimentos e paredes - Pavimento, Sobrecarga (Utilização A), Sobrecarga (Utilização D), Sobrecarga (Utilização H), Vento +X exc.+, Vento +X exc.-, Vento -X exc.+, Vento -X exc.-, Vento +Y exc.+, Vento +Y exc.-, Vento -Y exc.+, Vento -Y exc.-	103377.26	103377.26

Sendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actuam a partir do instante t_i

$I_{e,i}$: inércia equivalente da viga considerada para o escalão de carga "i". É o valor desfavorável de todos os calculados até o referido instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o escalão de carga "i"

Viga 3

Mostra-se, seguidamente, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v}$, que se produz para o escalão de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.7Sobrecarga (Utilização A)+Sobrecarga (Utilização H)+0.6Vento +X exc.-"

$$I_{e,v} : \underline{103377.26 \text{ cm}^4}$$

Calcula-se comparando a viga a um dos casos tipo definidos pela norma em função da lei de momentos resultante. Quando não é possível a comparação com um único caso tipo, interpola-se linearmente entre os mesmos, de forma que a inércia equivalente se possa expressar como combinação das inércias definidas para esses casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Em que:

Produzido por uma versão educativa de CYPE

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplesmente apoiados	Vãos internos de elementos contínuos	Vãos externos com continuidade só num dos apoios	Elementos em consola
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinação para o caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inércia equivalente da secção de centro de vão

$$I_{ec} : \underline{118016.56 \text{ cm}^4}$$

I_{ee1} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{89763.15 \text{ cm}^4}$$

I_{ee2} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (2)

$$I_{ee2} : \underline{87712.79 \text{ cm}^4}$$

Calcula-se através da fórmula de Bischoff:

$$\frac{1}{I_{ei}} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \frac{1}{I_b} + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \right] \frac{1}{I_f} \leq I_b$$

Secção	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	312500.00	78812.22	-45.921	-113.690	89763.15
Centro de vão	312500.00	78812.22	45.921	68.898	118016.56
Extremo (2)	312500.00	66837.97	-44.620	-81.095	87712.79

Sendo:

I_b : momento de inércia da secção bruta

Viga 3

I_f : momento de inércia da secção fendilhada

M_f : momento de fendilhação da secção

M_a : momento flector aplicado na secção

Flecha diferida

Obtém-se como a soma das flechas diferidas produzidas para cada escalão de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalão de carga. Calcula-se como a soma das flechas diferidas produzidas por cada carga aplicada durante o intervalo de tempo do escalão de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinação de acções	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\phi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 dias	90 dias	Peso próprio	1.62	1.62	0.67	1.00	0.33	0.53
2-3	90 dias	120 dias	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior	1.15	2.77	1.00	1.07	0.07	0.18
3-4	120 dias	12 meses	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento	3.74	6.51	1.07	1.40	0.33	2.17
4-∞	12 meses	∞	Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)	1.22	7.73	1.40	2.00	0.60	4.64

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante t_i , calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes t_i e t_{i-1} .

$\xi(t_i)$: coeficiente de duração de carga para o instante inicial do intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duração de carga para o instante final do intervalo de carga

$j(t_i, t_f)$: factor de cálculo da flecha diferida para o intervalo de carga (t_i, t_f)

$$\phi = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total produzida até o instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: 2.15 mm

A flecha total produzida até o instante " t_{ed} " associado ao momento de execução do elemento não estrutural (3 meses) obtém-se a partir da história total de cargas desenvolvida anteriormente no cálculo da flecha total a prazo infinito.

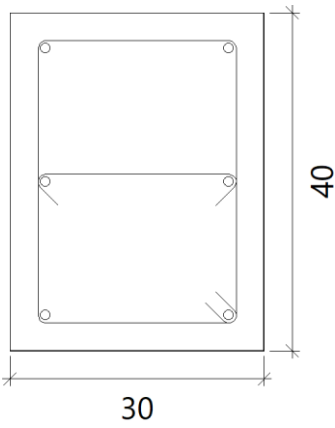
ANEXO IV – MEMÓRIA DE CALCULO DO PILAR P19

ÍNDICE

1. COBERTURA (13.75 - 16.8 M)	
2. PISO 4 (10.7 - 13.75 M)	
3. PISO 3 (7.65 - 10.7 M)	
4. PISO 2 (4.6 - 7.65 M)	
5. PISO 1 (0 - 4.6 M)	
6. RC (-3.2 - 0 M)	
7. FUNDAÇÃO	

Verificações do pilar P19

1. COBERTURA (13.75 - 16.8 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões	: 30x40 cm
	Tramo	: 13.750/16.800 m
	Altura livre	: 2.73 m
	Recobrimento	: 3.0 cm
	Tamanho máximo do inerte	: 15 mm
	Materiais	Comprimento de encurvadura
	Betão : C30/37	Plano ZX : 2.73 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 2.73 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø12	Armaduras transversais : 1eØ6+X1rØ6
	Face Y : 2Ø12	Separação : 15 cm
	Quantidade : 0.57 %	

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 8.2 e 9.5)

Um pilar é um elemento cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura (Pontos 5.3.1(7) e 9.5.1):

$$400 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 400.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 300.00 mm

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$146 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 12 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{max}$: 12 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 9.5.2(1)):

$$12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$\varnothing_{min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{min}$: 12 mm

Verificações do pilar P19

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões transversais.

$$\varnothing_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

$$150 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{cl,tmax} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Sendo:

$\varnothing_{min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$$\varnothing_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

B_{min} : Dimensão mínima da secção.

$$B_{min} : \underline{300} \text{ mm}$$

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$$\varnothing_{max} : \underline{12} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P19

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

$$6.79 \text{ cm}^2 \geq 2.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{2.40} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

$$6.79 \text{ cm}^2 \leq 48.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} : \underline{48.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

$$6.79 \text{ cm}^2 \geq 0.35 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{0.35} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{151.38} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.26} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{7.26} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{566.99} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{503.06} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.130} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.26} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{7.26} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{62.06} \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Yexc.-)".

Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transverso resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transverso na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.90} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$V_{Rd,max} : \underline{566.99} \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.75} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{85.61} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{236.24} \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{503.06} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.11} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

N_{Ed} : 85.61 kN

A'_s : 2.26 cm²

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

z : 279.48 mm

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Yexc.-)".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transversal na direcção X:

Resistência a esforço transversal de cálculo em peças sem armadura de esforço transversal, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$V_{Rd,s}$: 60.99 kN

com um valor mínimo de:

$V_{Rd,s}$: 62.06 kN

Em que:

$C_{Rd,c}$: 0.120

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

γ_c : 1.500

k : 1.880

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.003

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

A_{sl} : 3.39 cm²

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 0.71 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 85.61 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 400.00 mm

Verificações do pilar P19

d: Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 258.00 mm

V_{min} : 0.49 MPa

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

V_{Rd,s} : 55.90 kN

com um valor mínimo de:

V_{Rd,s} : 49.22 kN

Em que:

C_{Rd,c} : 0.120

Sendo:

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o betão.

γ_c : 1.500

k : 1.847

ρ_l: Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.005

Sendo:

A_{sl}: Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

A_{sl} : 4.52 cm²

f_{ck}: Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp}: Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 0.71 MPa

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 85.61 kN

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w: Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d: Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

Verificações do pilar P19

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.05} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{5.23} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,x} : \underline{566.99} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,y} : \underline{503.06} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.098} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.05} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{5.23} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transverso resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{59.29} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{53.66} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transverso resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transverso na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{566.99} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.92} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{64.15} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{236.24} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P19

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{503.06} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.29} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{64.15} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{279.48} \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transversal de cálculo em peças sem armadura de esforço transversal, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{58.22} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{59.29} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

Verificações do pilar P19

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

γ_c : 1.500

k : 1.880

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.003

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

A_{sl} : 3.39 cm²

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 0.53 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 64.15 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 400.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 258.00 mm

V_{min} : 0.49 MPa

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$V_{Rd,s}$: 53.66 kN

com um valor mínimo de:

$V_{Rd,s}$: 46.98 kN

Em que:

$C_{Rd,c}$: 0.120

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

γ_c : 1.500

k : 1.847

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.005

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

A_{sl} : 4.52 cm²

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 0.53 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 64.15 kN

Verificações do pilar P19

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w: Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d: Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

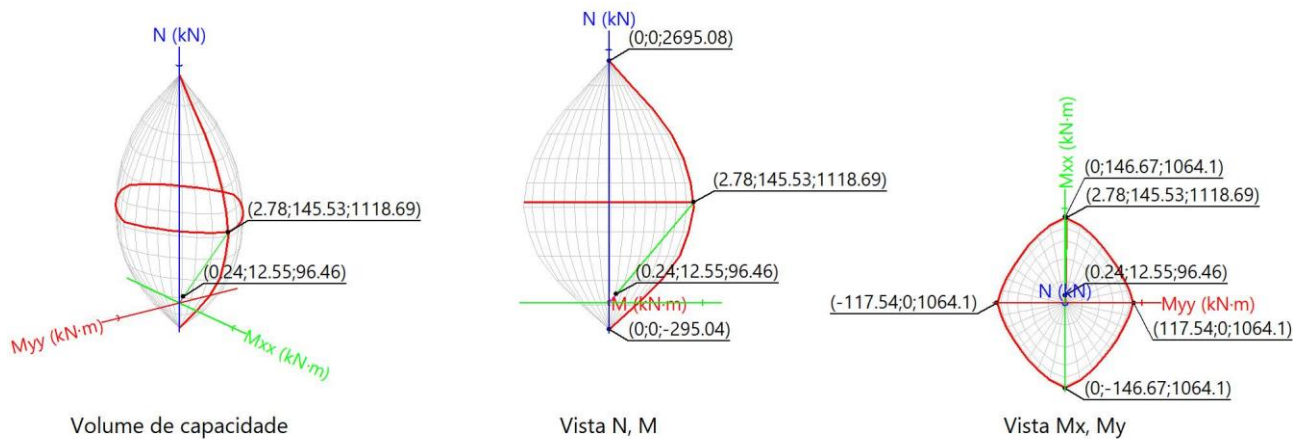
V_{min} : 0.48 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Yexc.-)".

Deve satisfazer:

η : 0.086 ✓



Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, **M_{Ed}** são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed}: Esforço normal de cálculo.

M_{Ed}: Momento de cálculo de primeira ordem.

N_{Ed} : 96.46 kN

M_{Ed,x} : 12.55 kN·m

M_{Ed,y} : 0.24 kN·m

N_{Rd}, **M_{Rd}** são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

M_{Rd}: Momento resistente

N_{Rd} : 1118.69 kN

M_{Rd,x} : 145.53 kN·m

M_{Rd,y} : 2.78 kN·m

Em que:

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima **e_{min}** segundo o ponto 6.1(4).

e_{e,x} : 2.48 mm

e_{e,y} : 130.09 mm

Neste caso, alguma das excentricidades **e_{0,x}**, **e_{0,y}** é superior à mínima.

Verificações do pilar P19

Em que:

No eixo x:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{130.09} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{12.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{96.46} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{2.48} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{96.46} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{23.64}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : \underline{11.55} \text{ cm}$$

A_c: Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

I: Inércia.

$$I : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{57.74}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef}: Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

Verificações do pilar P19

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : 20.00 MPa

C : 0.70

n : 0.04

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 96.46 kN

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

λ : 31.52

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

l_0 : 2.730 m

i_c : 8.66 cm

A_c : 1200.00 cm²

I : 90000.00 cm⁴

λ_{inf} : 57.74

Em que:

A : 0.74

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

φ_{ef} : 1.8

B : 1.12

Sendo:

ω : 0.12

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

A_s : 6.79 cm²

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : 20.00 MPa

C : 0.70

n : 0.04

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 96.46 kN

Cálculo da capacidade resistente

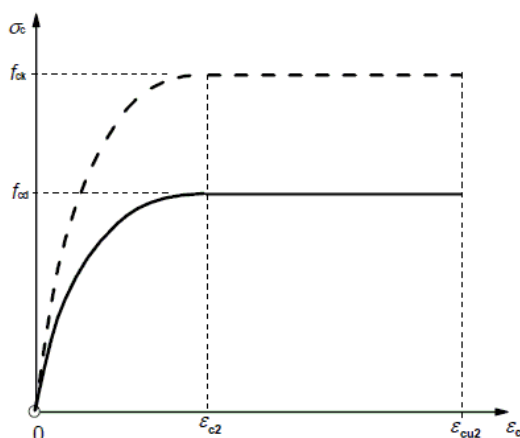
O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.

Verificações do pilar P19

- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : 20.00 MPa

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

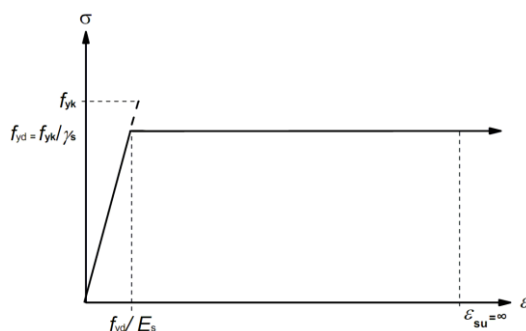
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

α_{cc} : 1.00

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : 1.5

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : 1.15

- (e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+434.78	+0.002680
2	Ø12	108.00	158.00	+434.78	+0.002827
3	Ø12	108.00	0.00	+93.93	+0.000470
4	Ø12	108.00	-158.00	-377.58	-0.001888
5	Ø12	-108.00	-158.00	-407.03	-0.002035
6	Ø12	-108.00	0.00	+64.48	+0.000322

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1091.17	1.88	106.28
Cs	116.26	3.09	133.65
T	88.74	-4.05	-158.00

$$N_{Rd} : \underline{1118.69 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd} : \underline{145.53 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{2.78 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1091.17 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{116.26 \text{ kN}}$$

$$T : \underline{88.74 \text{ kN}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{1.88 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{106.28 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{3.09 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{133.65 \text{ mm}}$$

$$e_{T,x} : \underline{-4.05 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{-158.00 \text{ mm}}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

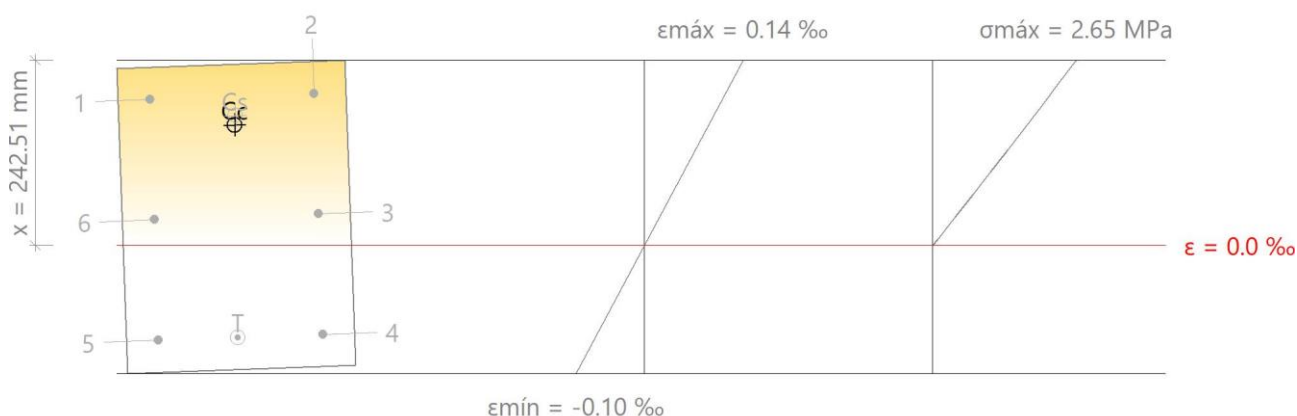
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0020}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{407.03 \text{ MPa}}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-108.00	158.00	+21.69	+0.000108
2	Ø12	108.00	158.00	+22.56	+0.000113
3	Ø12	108.00	0.00	+4.66	+0.000023
4	Ø12	108.00	-158.00	-13.23	-0.000066
5	Ø12	-108.00	-158.00	-14.10	-0.000071
6	Ø12	-108.00	0.00	+3.80	+0.000019

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	93.59	2.22	120.41
C _s	5.96	3.56	132.64
T	3.09	-3.43	-158.00

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: 96.46 \text{ kN} \\ M_{Ed} &: 12.55 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: 0.24 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$\begin{aligned} C_c &: 93.59 \text{ kN} \\ C_s &: 5.96 \text{ kN} \\ T &: 3.09 \text{ kN} \\ e_{cc,x} &: 2.22 \text{ mm} \\ e_{cc,y} &: 120.41 \text{ mm} \\ e_{cs,x} &: 3.56 \text{ mm} \\ e_{cs,y} &: 132.64 \text{ mm} \\ e_{T,x} &: -3.43 \text{ mm} \\ e_{T,y} &: -158.00 \text{ mm} \\ \epsilon_{cmax} &: 0.0001 \\ \epsilon_{smax} &: 0.0001 \\ \sigma_{cma} &: 2.65 \text{ MPa} \\ \sigma_{sma} &: 14.10 \text{ MPa} \end{aligned}$$

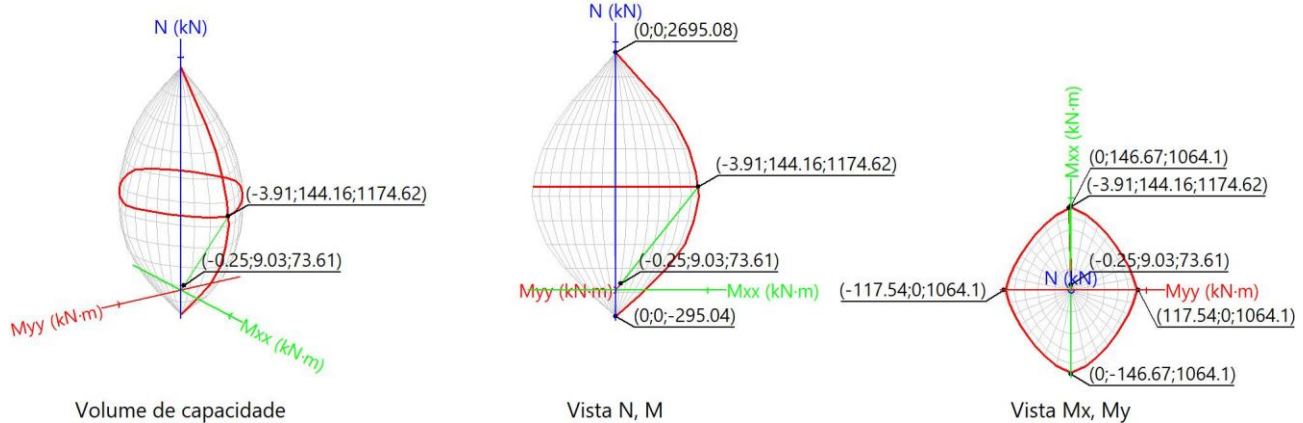
Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.063} \quad \checkmark$$



Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{array}{rcl} \mathbf{N_{Ed}} & : & \underline{73.61} \quad \text{kN} \\ \mathbf{M_{Ed,x}} & : & \underline{9.03} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Ed,y}} & : & \underline{-0.25} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{array}{rcl} \mathbf{N_{Rd}} & : & \underline{1174.62} \quad \text{kN} \\ \mathbf{M_{Rd,x}} & : & \underline{144.16} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} & : & \underline{-3.91} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\mathbf{e_{e,x}} : \underline{-3.33} \quad \text{mm}$$

$$\mathbf{e_{e,y}} : \underline{122.73} \quad \text{mm}$$

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$\mathbf{e_{min}} : \underline{20.00} \quad \text{mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$\mathbf{h} : \underline{400.00} \quad \text{mm}$$

$$\mathbf{e_0} : \underline{122.73} \quad \text{mm}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

N_d : Esforço normal de cálculo.

No eixo y:

$$M_d : \underline{9.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{73.61} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_o : \underline{-3.33} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$M_d : \underline{-0.25} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{73.61} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{23.64}$$

Em que:

l_o : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$l_o : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{11.55} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{66.09}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.03}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{73.61} \text{ kN}$$

No eixo y:

Verificações do pilar P19

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{31.52}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{66.09}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.03}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{73.61} \text{ kN}$$

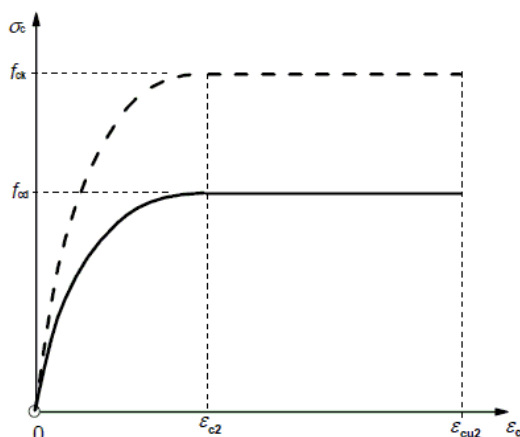
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.

Verificações do pilar P19



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

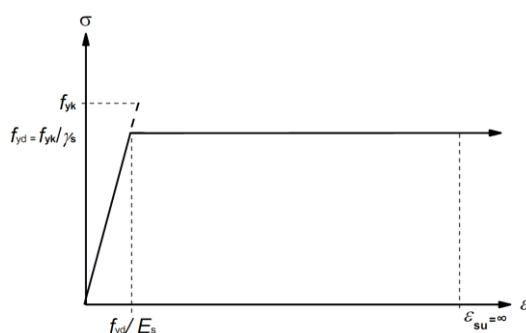
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

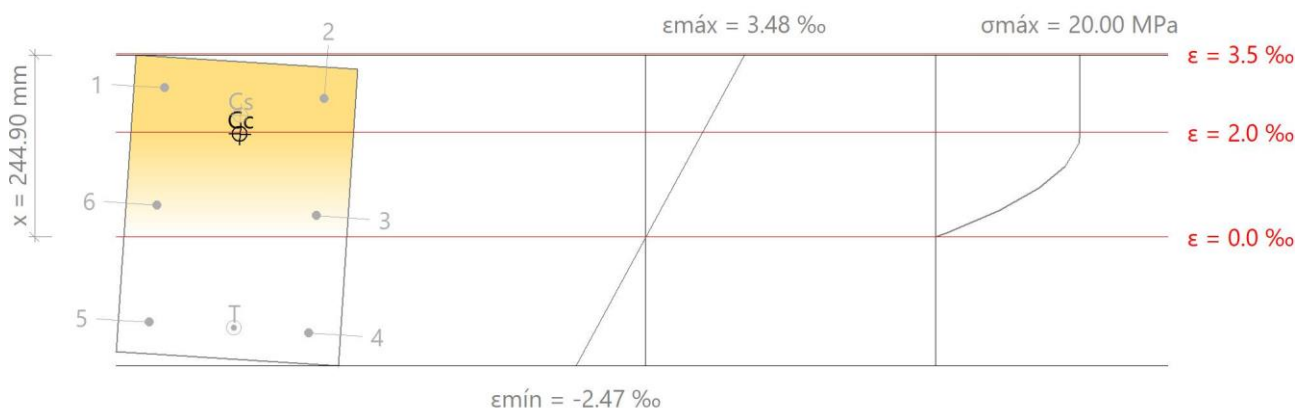
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+434.78	+0.002848
2	Ø12	108.00	158.00	+434.78	+0.002648
3	Ø12	108.00	0.00	+81.15	+0.000406
4	Ø12	108.00	-158.00	-367.25	-0.001836
5	Ø12	-108.00	-158.00	-327.26	-0.001636
6	Ø12	-108.00	0.00	+121.14	+0.000606

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1131.95	-2.59	102.66
Cs	121.23	-4.03	128.18
T	78.55	6.22	-158.00

$$N_{Rd} : \underline{1174.62 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd} : \underline{144.16 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-3.91 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1131.95 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{121.23 \text{ kN}}$$

$$T : \underline{78.55 \text{ kN}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-2.59 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{102.66 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-4.03 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{128.18 \text{ mm}}$$

$$e_{T,x} : \underline{6.22 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{-158.00 \text{ mm}}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

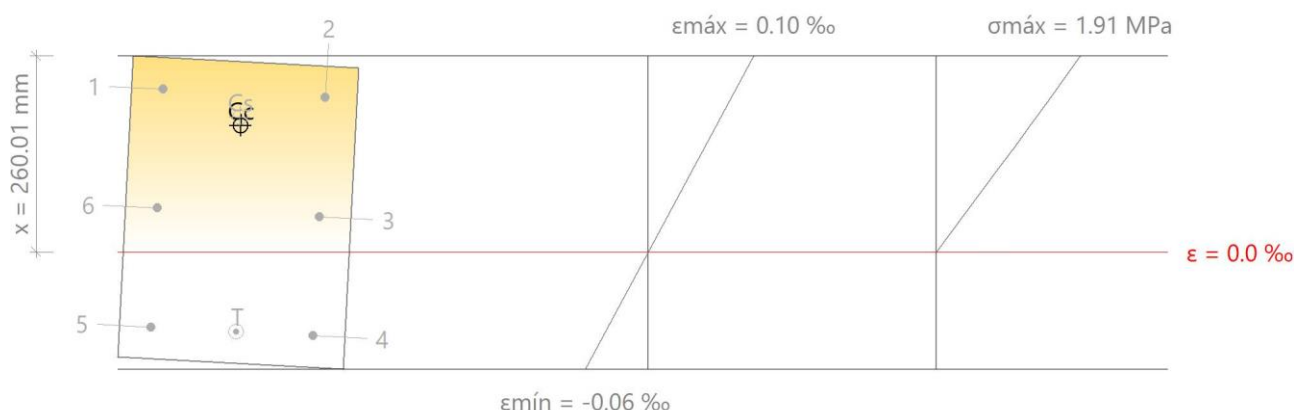
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0018}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{367.25 \text{ MPa}}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+16.27	+0.000081
2	Ø12	108.00	158.00	+15.43	+0.000077
3	Ø12	108.00	0.00	+3.54	+0.000018
4	Ø12	108.00	-158.00	-8.35	-0.000042
5	Ø12	-108.00	-158.00	-7.51	-0.000038
6	Ø12	-108.00	0.00	+4.38	+0.000022

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	70.92	-3.03	115.39
Cs	4.48	-4.55	126.41
T	1.79	5.69	-158.00

$$N_{Ed} : 73.61 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} : 9.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : -0.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : 70.92 \text{ kN}$$

$$C_s : 4.48 \text{ kN}$$

$$T : 1.79 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -3.03 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 115.39 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -4.55 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 126.41 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 5.69 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -158.00 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0001$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

$$\sigma_{cma} : 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sma} : 8.35 \text{ MPa}$$

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Verificações do pilar P19

Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3) (EN 1998-1:2004, NP EN 1998-1:2010)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



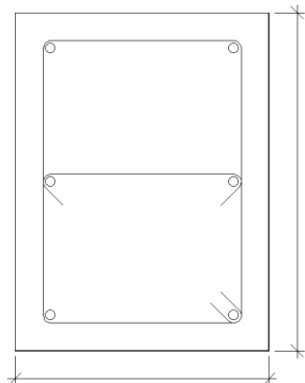
Esforços de cálculo. Pilares (5.4.2.3) (EN 1998-1:2004)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Verificações do pilar P19

2. PISO 4 (10.7 - 13.75 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões	: 30x40 cm
	Tramo	: 10.700/13.750 m
	Altura livre	: 2.73 m
	Recobrimento	: 3.0 cm
	Tamanho máximo do inerte	: 15 mm
	Materiais	Comprimento de encurvadura
	Betão : C30/37	Plano ZX : 2.73 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 2.73 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø12	Armaduras transversais : 1eØ6+X1rØ6	
Face Y : 2Ø12	Separação : 15 cm	
Quantidade : 0.57 %		

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 8.2 e 9.5)

Um pilar é um elemento cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura (Pontos 5.3.1(7) e 9.5.1):

$$400 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 400.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 300.00 mm

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$146 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 12 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{max}$: 12 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 9.5.2(1)):

$$12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$\varnothing_{min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{min}$: 12 mm

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

Verificações do pilar P19

s_1 : 6 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões transversais.

d_g : Dimensão máxima do agregado.

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

$\emptyset_{\max}$: 6 mm

d_g : 15 mm

150 mm ≤ 180 mm ✓

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

s_1 : 180 mm

s_2 : 300 mm

s_3 : 300 mm

Sendo:

$\emptyset_{\min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$B_{\min}$: Dimensão mínima da secção.

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

$\emptyset_{\min}$: 12 mm

$B_{\min}$: 300 mm

6 mm ≥ 6 mm ✓

Em que:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\emptyset_{\max}$: 12 mm

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 2.40 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,min}$: 2.40 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

6.79 cm² ≤ 48.00 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,max}$: 48.00 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 0.72 cm² ✓

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

Verificações do pilar P19

$$A_{s,min} : \underline{0.72} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{311.63} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.022} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{1.26} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{11.75} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{566.99} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{533.09} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.170} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.62} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{10.88} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{72.16} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{64.10} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Yexc.-)".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{566.99} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.45} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{241.64} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 400.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 236.24 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transversal na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 533.09 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.060

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 1.19 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 241.64 kN

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 2.26 cm²

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 279.48 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Yexc.-)".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transversal na direcção X:

Resistência a esforço transversal de cálculo em peças sem armadura de esforço transversal, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$V_{Rd,s}$: 71.09 kN

com um valor mínimo de:

Verificações do pilar P19

Em que:

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

com um valor mínimo de:

Em que:

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$V_{Rd,s} : \underline{72.16} \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{1.37} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{163.94} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{64.10} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{57.42} \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

$$\rho_l : \underline{0.005}$$

$$A_{sl} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 1.37 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 163.94 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

η : 0.016 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.46 kN

$V_{Ed,y}$: 8.48 kN

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd,max,x}$: 566.99 kN

$V_{Rd,max,y}$: 517.89 kN

η : 0.132 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.33 kN

$V_{Ed,y}$: 8.47 kN

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$V_{Rd,s,Vx}$: 72.31 kN

$V_{Rd,s,Vy}$: 64.21 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 566.99 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.000

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : -1.05 MPa

Verificações do pilar P19

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

N_{Ed} : 169.14 kN
 A'_s : 6.79 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 400.00 mm
 z : 236.24 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transversal na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 517.89 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.029

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 0.59 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

N_{Ed} : 169.14 kN
 A'_s : 2.26 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 300.00 mm
 z : 279.48 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transversal de cálculo em peças sem armadura de esforço transversal, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{71.23} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{72.31} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.38} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{165.05} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transversal de cálculo em peças sem armadura de esforço transversal, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{64.21} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{57.53} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

Verificações do pilar P19

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.005

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

A_{sl} : 4.52 cm²

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 1.38 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 165.05 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

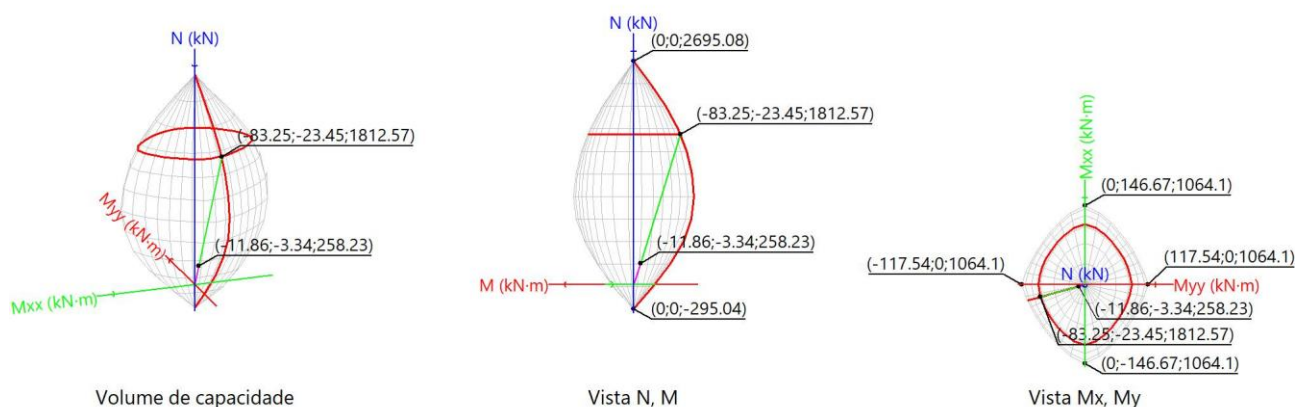
V_{min} : 0.48 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Xexc.-)".

Deve satisfazer:

η : 0.142 ✓



Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

N_{Ed} : 258.23 kN

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$M_{Ed,x}$: -3.34 kN·m

$M_{Ed,y}$: -11.86 kN·m

Verificações do pilar P19

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

N_{Rd} : 1812.57 kN

M_{Rd} : -23.45 kN·m

$M_{Rd,y}$: -83.25 kN·m

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$e_{e,x}$: -45.93 mm

$e_{e,y}$: -12.94 mm

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Em que:

No eixo x:

e_{min} : 20.00 mm

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 400.00 mm

e_0 : -12.94 mm

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : -3.34 kN·m

N_d : Esforço normal de cálculo.

N_d : 258.23 kN

No eixo y:

e_{min} : 20.00 mm

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 300.00 mm

e_0 : -45.93 mm

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : -11.86 kN·m

N_d : Esforço normal de cálculo.

N_d : 258.23 kN

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

λ : 23.64

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 2.730 m

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

i_c : 11.55 cm

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

Verificações do pilar P19

I: Inércia.

$$\mathbf{I} : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{35.29}$$

Em que:

$$\mathbf{A} : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

$\mathbf{A_s}$: Área total de reforço longitudinal.

$$\mathbf{A_s} : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A_c}$: Área total da secção de betão.

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{f_{yd}}$: Limite elástico da armadura.

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.11}$$

Sendo:

$\mathbf{N_{Ed}}$: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$\mathbf{N_{Ed}} : \underline{258.23} \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{31.52}$$

Em que:

$\mathbf{l_0}$: Comprimento de encurvadura

$$\mathbf{l_0} : \underline{2.730} \text{ m}$$

$\mathbf{i_c}$: Raio de rotação da secção de betão.

$$\mathbf{i_c} : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$\mathbf{A_c}$: Área total da secção de betão.

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

I: Inércia.

$$\mathbf{I} : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{35.29}$$

Em que:

$$\mathbf{A} : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

$\mathbf{A_s}$: Área total de reforço longitudinal.

$$\mathbf{A_s} : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A_c}$: Área total da secção de betão.

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{f_{yd}}$: Limite elástico da armadura.

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

Verificações do pilar P19

n : 0.11

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

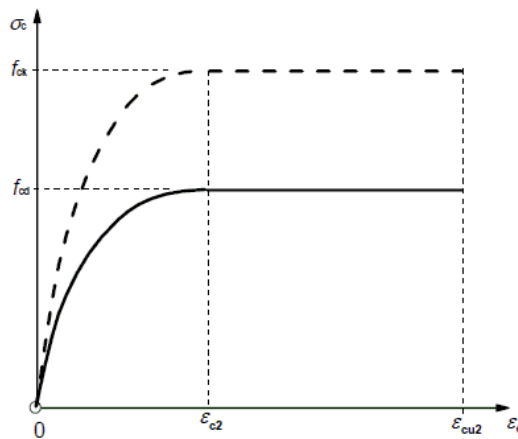
N_{Ed} : 258.23 kN

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

α_{cc} : 1.00

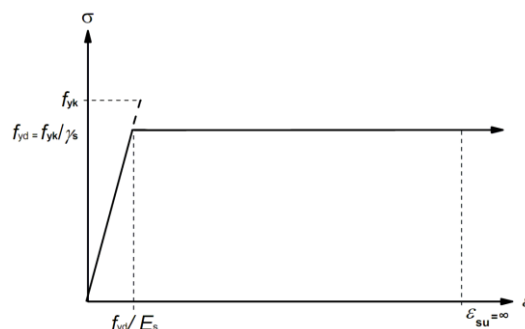
f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

γ_c : 1.5

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



Verificações do pilar P19

ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

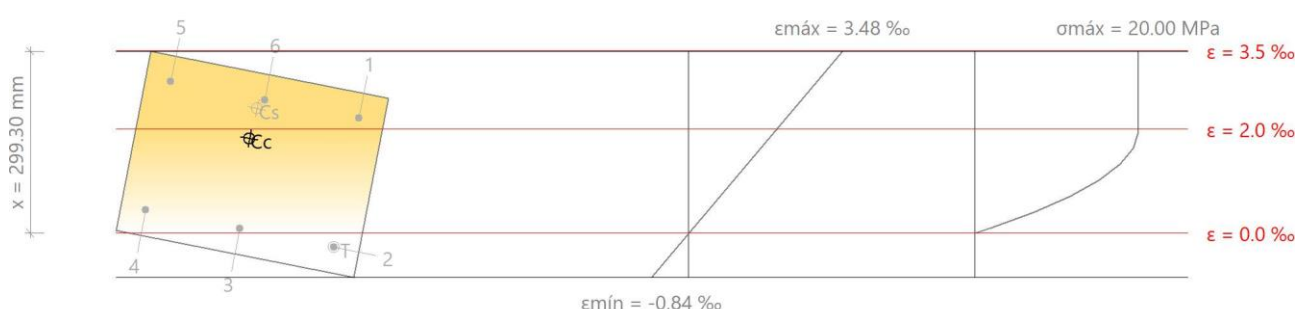
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_s : 1.15

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+434.78	+0.002201
2	Ø12	108.00	158.00	-53.04	-0.000265
3	Ø12	108.00	0.00	+17.74	+0.000089
4	Ø12	108.00	-158.00	+88.52	+0.000443
5	Ø12	-108.00	-158.00	+434.78	+0.002909
6	Ø12	-108.00	0.00	+434.78	+0.002555

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1659.03	-40.97	-12.61
Cs	159.54	-91.73	-9.91
T	6.00	108.00	158.00

N_{Rd} : 1812.57 kN

$M_{Rd,x}$: -23.45 kN·m

$M_{Rd,y}$: -83.25 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_c : 1659.03 kN

C_s : Resultante de compressões no aço.

C_s : 159.54 kN

T : Resultante de tracções no aço.

T : 6.00 kN

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$e_{cc,x}$: -40.97 mm

$e_{cc,y}$: -12.61 mm

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$e_{cs,x}$: -91.73 mm

$e_{cs,y}$: -9.91 mm

Verificações do pilar P19

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$e_{T,x}$: 108.00 mm

$e_{T,y}$: 158.00 mm

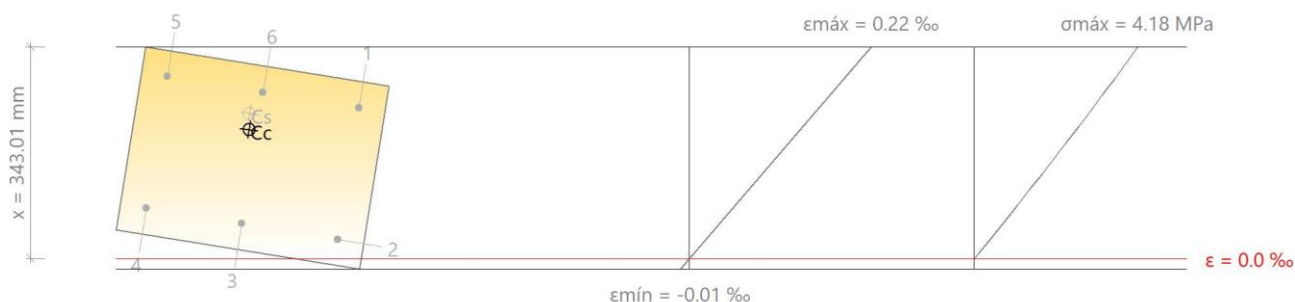
ϵ_{cmax} : 0.0035

ϵ_{smax} : 0.0003

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 53.04 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+31.54	+0.000158
2	Ø12	108.00	158.00	+4.03	+0.000020
3	Ø12	108.00	0.00	+7.28	+0.000036
4	Ø12	108.00	-158.00	+10.53	+0.000053
5	Ø12	-108.00	-158.00	+38.04	+0.000190
6	Ø12	-108.00	0.00	+34.79	+0.000174

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	243.95	-44.48	-12.74
Cs	14.28	-70.63	-16.28
T	0.00	0.00	0.00

N_{Ed} : 258.23 kN

$M_{Ed,x}$: -3.34 kN·m

$M_{Ed,y}$: -11.86 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

C_c : 243.95 kN

C_s : 14.28 kN

T : 0.00 kN

$e_{cc,x}$: -44.48 mm

$e_{cc,y}$: -12.74 mm

$e_{cs,x}$: -70.63 mm

$e_{cs,y}$: -16.28 mm

e_T : 0.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0002

Verificações do pilar P19

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

ϵ_{smax} : 0.0000

σ_{cma} : 4.18 MPa

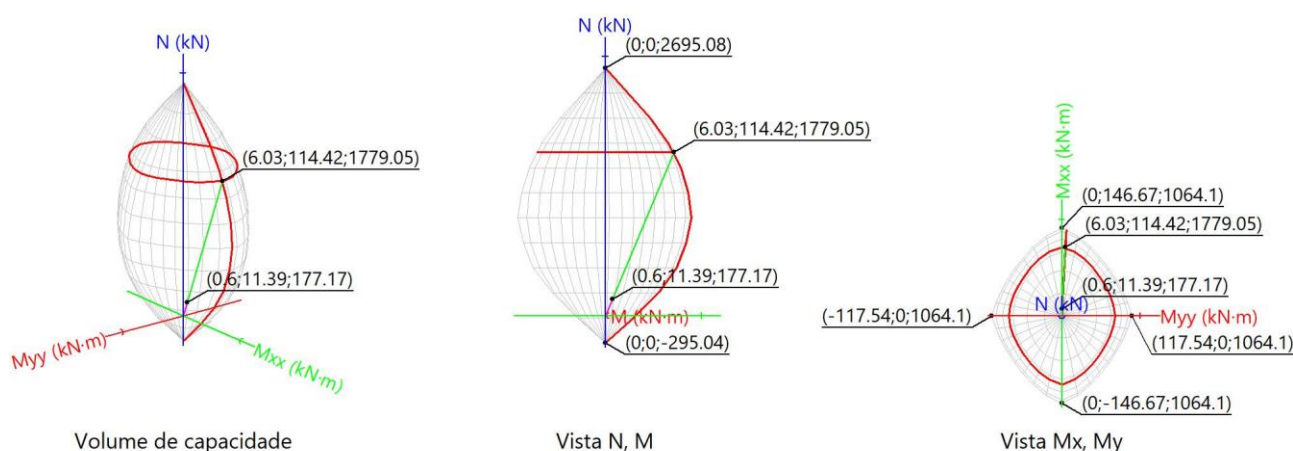
σ_{sma} : 0.00 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Deve satisfazer:

η : 0.100 ✓



Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

N_{Ed} : 177.17 kN

$M_{Ed,x}$: 11.39 kN·m

$M_{Ed,y}$: 0.60 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

N_{Rd} : 1779.05 kN

$M_{Rd,x}$: 114.42 kN·m

$M_{Rd,y}$: 6.03 kN·m

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$e_{e,x}$: 3.39 mm

$e_{e,y}$: 64.31 mm

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Em que:

Verificações do pilar P19

No eixo x:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{64.31} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{11.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{177.17} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{3.39} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{177.17} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{23.64}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : \underline{11.55} \text{ cm}$$

A_c: Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

I: Inércia.

$$I : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{42.60}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef}: Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c: Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

Verificações do pilar P19

$$n : \underline{0.07}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{177.17} \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{31.52}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

I : Inércia.

$$I : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{42.60}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.07}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{177.17} \text{ kN}$$

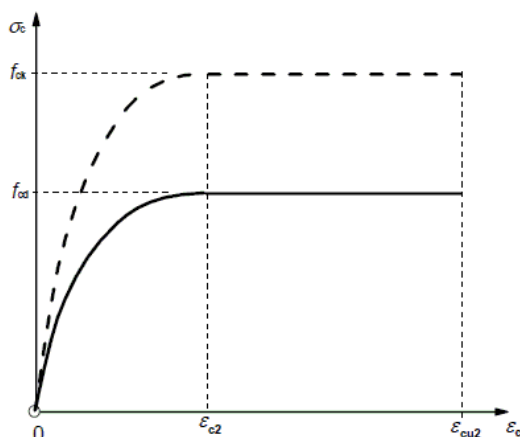
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.

Verificações do pilar P19



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

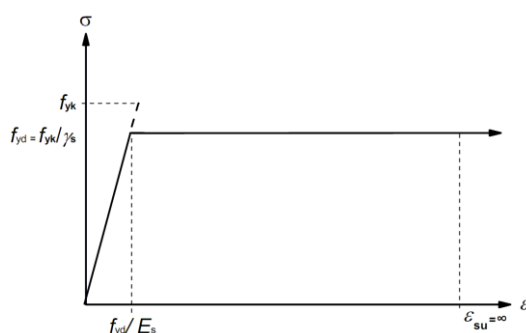
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

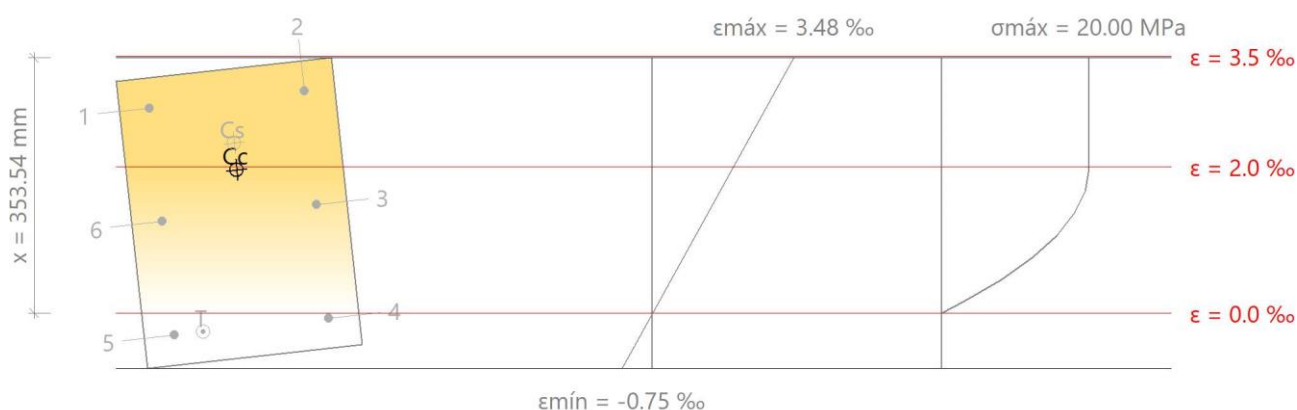
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+434.78	+0.002796
2	Ø12	108.00	158.00	+434.78	+0.003026
3	Ø12	108.00	0.00	+295.84	+0.001479
4	Ø12	108.00	-158.00	-13.60	-0.000068
5	Ø12	-108.00	-158.00	-59.68	-0.000298
6	Ø12	-108.00	0.00	+249.76	+0.001249

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1627.28	3.01	59.96
Cs	160.06	3.52	97.08
T	8.29	-67.92	-158.00

N_{Rd} : 1779.05 kN

M_{Rd} : 114.42 kN·m

$M_{Rd,y}$: 6.03 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 1627.28 kN

C_s : 160.06 kN

T : 8.29 kN

$e_{cc,x}$: 3.01 mm

$e_{cc,y}$: 59.96 mm

$e_{cs,x}$: 3.52 mm

$e_{cs,y}$: 97.08 mm

$e_{T,x}$: -67.92 mm

$e_{T,y}$: -158.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0035

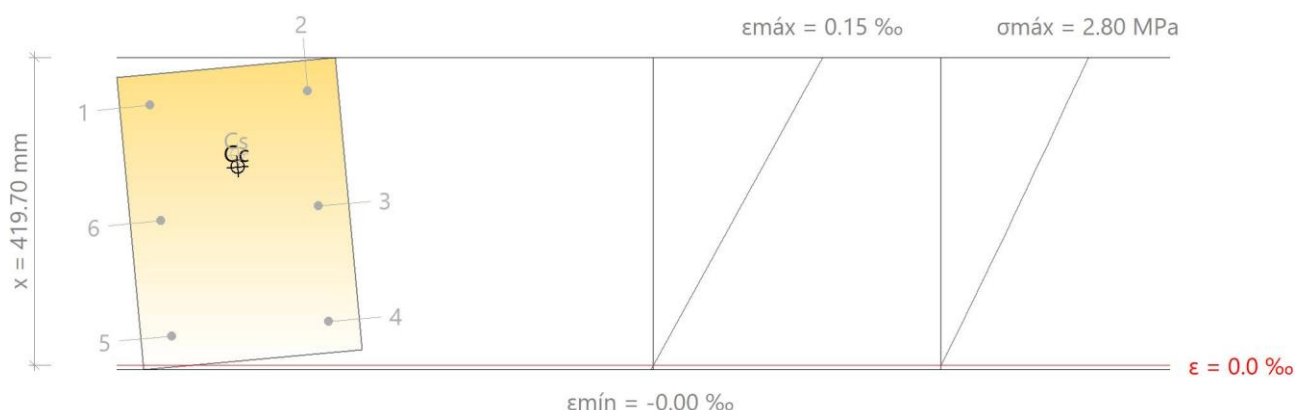
ϵ_{smax} : 0.0003

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 59.68 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+24.48	+0.000122
2	Ø12	108.00	158.00	+25.85	+0.000129
3	Ø12	108.00	0.00	+14.98	+0.000075
4	Ø12	108.00	-158.00	+4.10	+0.000021
5	Ø12	-108.00	-158.00	+2.73	+0.000014
6	Ø12	-108.00	0.00	+13.61	+0.000068

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	167.48	3.28	63.40
Cs	9.70	5.18	80.15
T	0.00	0.00	0.00

N_{Ed} : 177.17 kN

M_{Ed} : 11.39 kN·m

$M_{Ed,y}$: 0.60 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 167.48 kN

C_s : 9.70 kN

T : 0.00 kN

$e_{cc,x}$: 3.28 mm

$e_{cc,y}$: 63.40 mm

$e_{cs,x}$: 5.18 mm

$e_{cs,y}$: 80.15 mm

e_T : 0.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0001

ϵ_{smax} : 0.0000

σ_{cma} : 2.80 MPa

σ_{sma} : 0.00 MPa

CrITÉRIOS de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3) (EN 1998-1:2004, NP EN 1998-1:2010)

Verificações do pilar P19

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



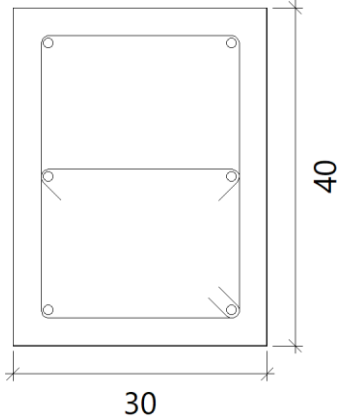
Esforços de cálculo. Pilares (5.4.2.3) (EN 1998-1:2004)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Verificações do pilar P19

3. PISO 3 (7.65 - 10.7 M)

Dados do pilar	
	Geometria
	Dimensões : 30x40 cm
	Tramo : 7.650/10.700 m
	Altura livre : 2.73 m
	Recobrimento : 3.0 cm
	Tamanho máximo do inerte : 15 mm
	Materiais
	Betão : C30/37
	Aço : S-500
	Comprimento de encurvadura
	Plano ZX : 2.73 m
	Plano ZY : 2.73 m
	Armadura longitudinal
	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø12
	Armaduras transversais : 1eØ6+X1rØ6
	Face Y : 2Ø12
	Separação : 15 cm
	Quantidade : 0.57 %

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 8.2 e 9.5)

Um pilar é um elemento cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura (Pontos 5.3.1(7) e 9.5.1):

$$400 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 400.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 300.00 mm

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$146 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 12 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{max}$: 12 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 9.5.2(1)):

$$12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$\varnothing_{min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{min}$: 12 mm

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

Verificações do pilar P19

s_1 : 6 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões transversais.

d_g : Dimensão máxima do agregado.

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

$\emptyset_{\max}$: 6 mm

d_g : 15 mm

150 mm ≤ 180 mm ✓

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

s_1 : 180 mm

s_2 : 300 mm

s_3 : 300 mm

Sendo:

$\emptyset_{\min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$B_{\min}$: Dimensão mínima da secção.

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

$\emptyset_{\min}$: 12 mm

$B_{\min}$: 300 mm

6 mm ≥ 6 mm ✓

Em que:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\emptyset_{\max}$: 12 mm

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 2.40 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,min}$: 2.40 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

6.79 cm² ≤ 48.00 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,max}$: 48.00 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 1.11 cm² ✓

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

Verificações do pilar P19

$$A_{s,min} : \underline{1.11} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{482.71} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.022} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{1.01} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{11.21} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{583.89} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{518.05} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.141} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.77} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{10.49} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{85.16} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{74.64} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Yexc.-)".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{583.89} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.030}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.60} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{366.60} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 400.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 236.24 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 518.05 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.030

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 0.60 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 366.60 kN

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 279.48 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Yexc.-)".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$V_{Rd,s}$: 84.09 kN

com um valor mínimo de:

Verificações do pilar P19

Em que:

$$V_{Rd,s} : \underline{85.16} \text{ kN}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.21} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{264.69} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{74.64} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{67.96} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.005}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 2.21 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 264.69 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

η : 0.016 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.51 kN

$V_{Ed,y}$: 7.99 kN

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd,max,x}$: 566.99 kN

$V_{Rd,max,y}$: 503.06 kN

η : 0.106 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.41 kN

$V_{Ed,y}$: 7.96 kN

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$V_{Rd,s,Vx}$: 85.44 kN

$V_{Rd,s,Vy}$: 74.87 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 566.99 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.000

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : -0.15 MPa

Verificações do pilar P19

Em que:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.
A'_s: Área total de armadura comprimida.
A_c: Área total da secção de betão.
f_{yd}: Resistência de cálculo da armadura A'_s.
f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.
b_w: Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
z: Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
v₁: Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

N_{Ed}: 276.57 kN
A'_s: 6.79 cm²
A_c: 1200.00 cm²
f_{yd}: 434.78 MPa
f_{cd}: 20.00 MPa
b_w: 400.00 mm
z: 236.24 mm
v₁: 0.600

α: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α: 90.0 graus

θ: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ: 45.0 graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

V_{Rd,max}: 503.06 kN

Em que:

α_{cw}: Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw}: 1.000

Sendo:

σ_{cp}: Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp}: -0.15 MPa

Em que:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.
A'_s: Área total de armadura comprimida.
A_c: Área total da secção de betão.
f_{yd}: Resistência de cálculo da armadura A'_s.
f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.
b_w: Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
z: Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
v₁: Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

N_{Ed}: 276.57 kN
A'_s: 6.79 cm²
A_c: 1200.00 cm²
f_{yd}: 434.78 MPa
f_{cd}: 20.00 MPa
b_w: 300.00 mm
z: 279.48 mm
v₁: 0.600

α: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α: 90.0 graus

θ: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ: 45.0 graus

Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{84.37} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{85.44} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.22} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{266.89} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{74.87} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{68.19} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

Verificações do pilar P19

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.005

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

A_{sl} : 4.52 cm²

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 2.22 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

N_{Ed} : 266.89 kN

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

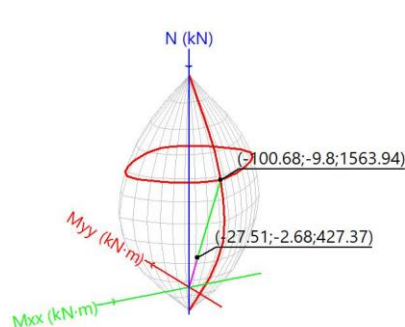
Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Xexc.-)".

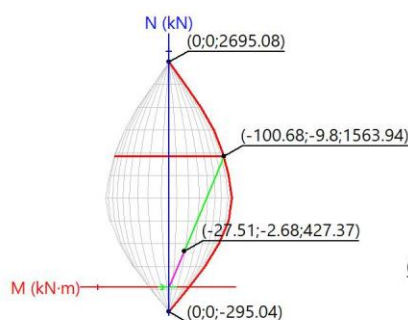
Deve satisfazer:

η : 0.215 ✓

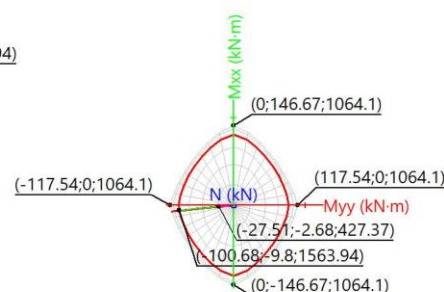
η : 0.273 ✓



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

N_{Ed} : 427.37 kN

Verificações do pilar P19

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} M_{Ed,x} &: -2.68 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: -15.49 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 1989.06 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: -12.47 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: -72.08 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: -36.24 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: -6.27 \text{ mm} \end{aligned}$$

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : 400.00 \text{ mm}$$

$$e_0 : -6.27 \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : -2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : 427.37 \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 : -36.24 \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : -15.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : 427.37 \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd} : Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

$$N_{Sd} : 427.37 \text{ kN}$$

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd,x} : -2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : -27.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

$$N_{Rd} : 1563.94 \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

M_{Rd}: Momento resistente

$$\begin{aligned} M_{Rd,x} &: \underline{-9.80} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{-100.68} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{23.64}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

A_c: Área total da secção de betão.

I: Inércia.

$$\begin{aligned} l_0 &: \underline{2.730} \text{ m} \\ i_c &: \underline{11.55} \text{ cm} \\ A_c &: \underline{1200.00} \text{ cm}^2 \\ I &: \underline{160000.00} \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_{inf} : \underline{27.43}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef}: Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_c: Área total da secção de betão.

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\begin{aligned} A_s &: \underline{6.79} \text{ cm}^2 \\ A_c &: \underline{1200.00} \text{ cm}^2 \\ f_{yd} &: \underline{434.78} \text{ MPa} \\ f_{cd} &: \underline{20.00} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.18}$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{427.37} \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{31.52}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

A_c: Área total da secção de betão.

I: Inércia.

$$\begin{aligned} l_0 &: \underline{2.730} \text{ m} \\ i_c &: \underline{8.66} \text{ cm} \\ A_c &: \underline{1200.00} \text{ cm}^2 \\ I &: \underline{90000.00} \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_{inf} : \underline{27.43}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

Verificações do pilar P19

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

φ_{ef} : 1.8

B : 1.12

Sendo:

ω : 0.12

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

C : 0.70

n : 0.18

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 427.37 kN

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

N_{Sd} : 427.37 kN

M_{Sd} : -27.51 kN·m

Em que:

e_{tot} : -64.38 mm

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_e : -36.24 mm

e_i: Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

e_i : -6.82 mm

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 2.730 m

θ_i : 0.0050

Sendo:

θ₀: Valor básico (1/200).

θ₀ : 0.0050

α_h: Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 1.0000

l: Altura

l : 2.730 m

α_m: Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e₂: Flecha, segundo 5.8.8.

e₂ : -21.31 mm

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 2.730 m

c: Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

1/r: Curvatura.

1/r : 0.0282 m⁻¹

Verificações do pilar P19

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 1.000

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

n : 0.18

n_{bal} : 0.40

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

K_ϕ : 1.507

Em que:

β : 0.290

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.750

$1/r_0$: 0.0187 m⁻¹

Em que:

ϵ_{yd} : 0.00217

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

d : 258 mm

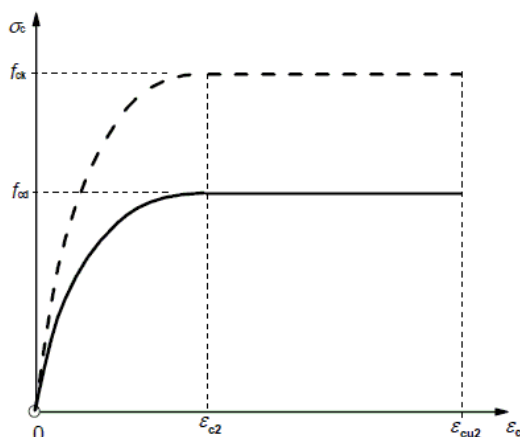
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.

Verificações do pilar P19



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : 20.00 MPa

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

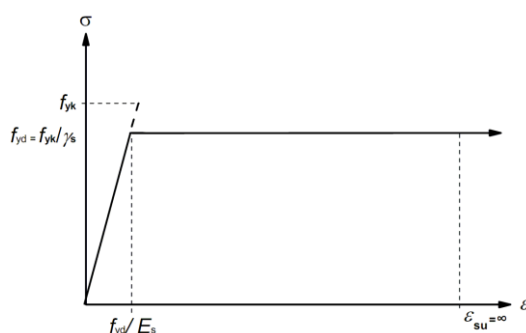
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

α_{cc} : 1.00

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : 1.5

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

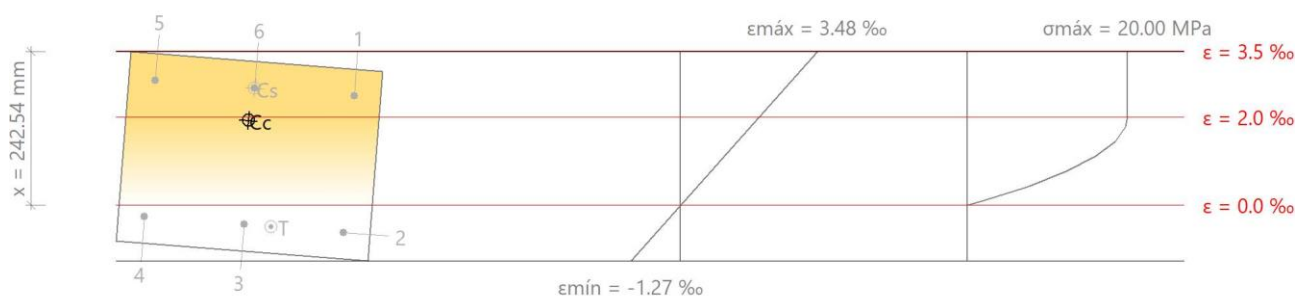
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : 1.15

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+434.78	+0.002472
2	Ø12	108.00	158.00	-123.83	-0.000619
3	Ø12	108.00	0.00	-87.74	-0.000439
4	Ø12	108.00	-158.00	-51.65	-0.000258
5	Ø12	-108.00	-158.00	+434.78	+0.002833
6	Ø12	-108.00	0.00	+434.78	+0.002653

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1446.19	-56.38	-5.89
Cs	147.52	-108.00	0.00
T	29.77	108.00	43.33

N_{Rd} : 1563.94 kN

M_{Rd} : -9.80 kN·m

$M_{Rd,y}$: -100.68 kN·m

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 1446.19 kN

C_s : 147.52 kN

T : 29.77 kN

e_{cc,x} : -56.38 mm

e_{cc,y} : -5.89 mm

e_{cs,x} : -108.00 mm

e_{cs,y} : 0.00 mm

e_{T,x} : 108.00 mm

e_{T,y} : 43.33 mm

ε_{cmax} : 0.0035

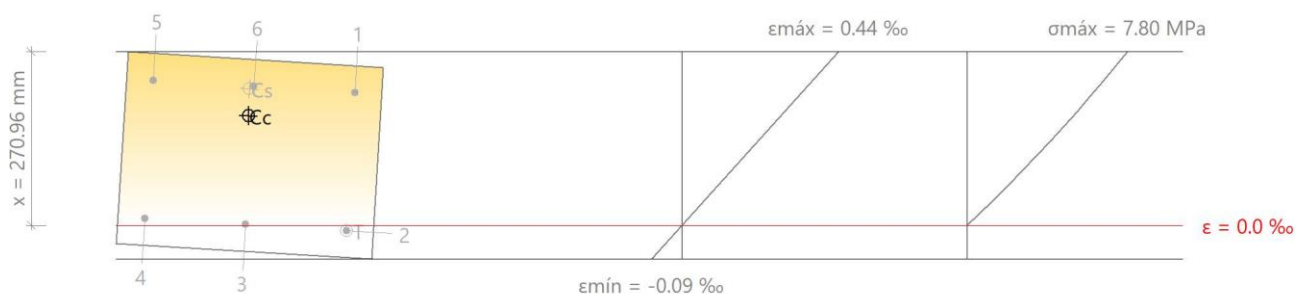
ε_{smax} : 0.0006

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 123.83 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+66.93	+0.000335
2	Ø12	108.00	158.00	-2.75	-0.000014
3	Ø12	108.00	0.00	+0.38	+0.000002
4	Ø12	108.00	-158.00	+3.51	+0.000018
5	Ø12	-108.00	-158.00	+73.20	+0.000366
6	Ø12	-108.00	0.00	+70.06	+0.000350

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	403.47	-61.86	-6.08
Cs	24.21	-104.07	-7.22
T	0.31	108.00	158.00

$N_{sd} : 427.37 \text{ kN}$

$M_{sd,} : -2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{sd,y} : -27.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$C_c : 403.47 \text{ kN}$

$C_s : 24.21 \text{ kN}$

$T : 0.31 \text{ kN}$

$e_{cc,x} : -61.86 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -6.08 \text{ mm}$

$e_{cs,x} : -104.07 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : -7.22 \text{ mm}$

$e_{T,x} : 108.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 158.00 \text{ mm}$

$\epsilon_{cmax} : 0.0004$

$\epsilon_{smax} : 0.0000$

$\sigma_{cma} : 7.80 \text{ MPa}$

$\sigma_{sma} : 2.75 \text{ MPa}$

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

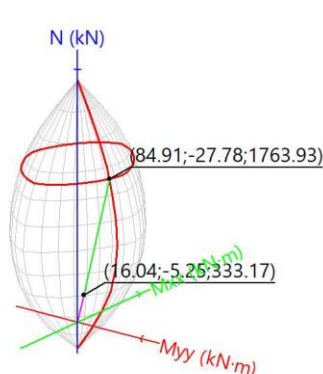
Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)-0.3·SisX2-SisY2".

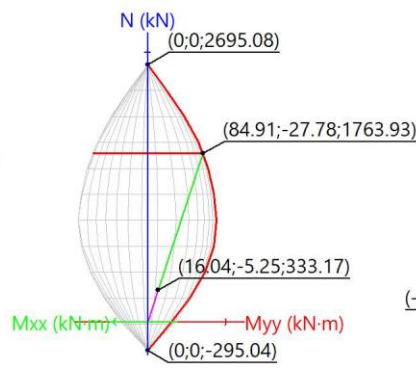
Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.151} \quad \checkmark$$

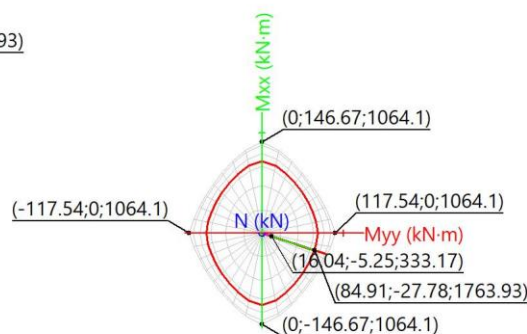
$$\eta : \underline{0.189} \quad \checkmark$$



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Ed}} : & \underline{333.17} & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Ed,x}} : & \underline{-5.25} & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Ed,y}} : & \underline{6.66} & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Rd}} : & \underline{2212.17} & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Rd,x}} : & \underline{-34.84} & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} : & \underline{44.24} & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{e_{e,x}} : & \underline{20.00} & \text{mm} \\ \mathbf{e_{e,y}} : & \underline{-15.75} & \text{mm} \end{array}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$\mathbf{e_{min}} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P19

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 400.00 mm

e₀ : -15.75 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : -5.25 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : 333.17 kN

No eixo y:

e_{min} : 20.00 mm

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 300.00 mm

e₀ : 4.37 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : 1.46 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : 333.17 kN

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

N_{Sd} : 333.17 kN

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

M_{Sd,x} : -5.25 kN·m

M_{Sd,y} : 16.04 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

N_{Rd} : 1763.93 kN

M_{Rd}: Momento resistente

M_{Rd,x} : -27.78 kN·m

M_{Rd,y} : 84.91 kN·m

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

λ : 23.64

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 2.730 m

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

i_c : 11.55 cm

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

I: Inércia.

I : 160000.00 cm⁴

λ_{inf} : 31.07

Em que:

A : 0.74

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.8

Sendo:

B : 1.12

Verificações do pilar P19

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_c: Área total da secção de betão.

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\mathbf{A_s} : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.14}$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$\mathbf{N_{Ed}} : \underline{333.17} \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{31.52}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

A_c: Área total da secção de betão.

I: Inércia.

$$\mathbf{l_0} : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$\mathbf{i_c} : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{I} : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{31.07}$$

Em que:

$$\mathbf{A} : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef}: Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_c: Área total da secção de betão.

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\mathbf{A_s} : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.14}$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$\mathbf{N_{Ed}} : \underline{333.17} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$\mathbf{N_{sd}} : \underline{333.17} \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

$$M_{Sd} : \underline{16.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sendo:

$$e_{tot} : \underline{48.14} \text{ mm}$$

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$e_e : \underline{20.00} \text{ mm}$$

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_i : \underline{6.83} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

l : Altura

$$l : \underline{2.730} \text{ m}$$

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

$$e_2 : \underline{21.31} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

$$c : \underline{9.870}$$

$1/r$: Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0282} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

$$K_r : \underline{1.000}$$

Em que:

$$n_u : \underline{1.12}$$

$$\omega : \underline{0.12}$$

$$n : \underline{0.14}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : \underline{1.507}$$

Em que:

$$\beta : \underline{0.290}$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

Verificações do pilar P19

$$1/r_0 : \underline{0.0187} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00217}$$

d: Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

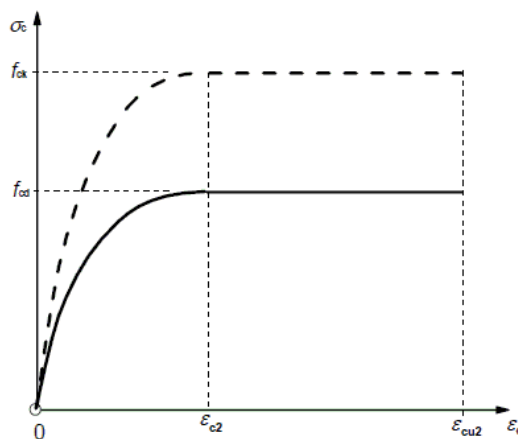
$$d : \underline{258} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ε_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ε_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

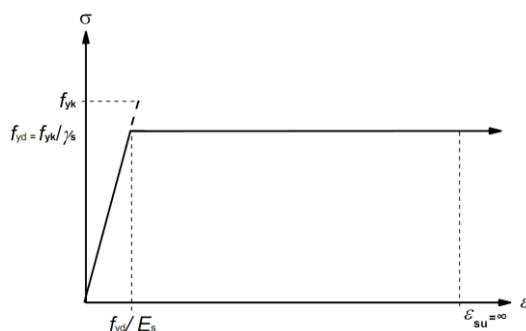
$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8

Verificações do pilar P19



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

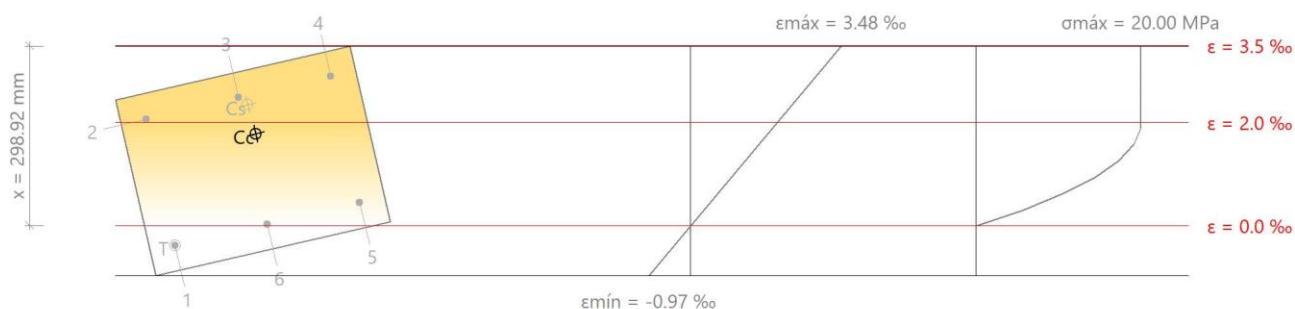
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_s : 1.15

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-76.03	-0.000380
2	Ø12	108.00	158.00	+414.51	+0.002073
3	Ø12	108.00	0.00	+434.78	+0.002484
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002896
5	Ø12	-108.00	-158.00	+88.69	+0.000443
6	Ø12	-108.00	0.00	+6.33	+0.000032

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1616.56	42.97	-15.14
Cs	155.97	93.12	-12.48
T	8.60	-108.00	158.00

N_{Rd} : 1763.93 kN

Verificações do pilar P19

$$M_{Rd,x} : \underline{-27.78 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{84.91 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_{T} : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1616.56 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{155.97 \text{ kN}}$$

$$T : \underline{8.60 \text{ kN}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{42.97 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-15.14 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{93.12 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-12.48 \text{ mm}}$$

$$e_{T,x} : \underline{-108.00 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{158.00 \text{ mm}}$$

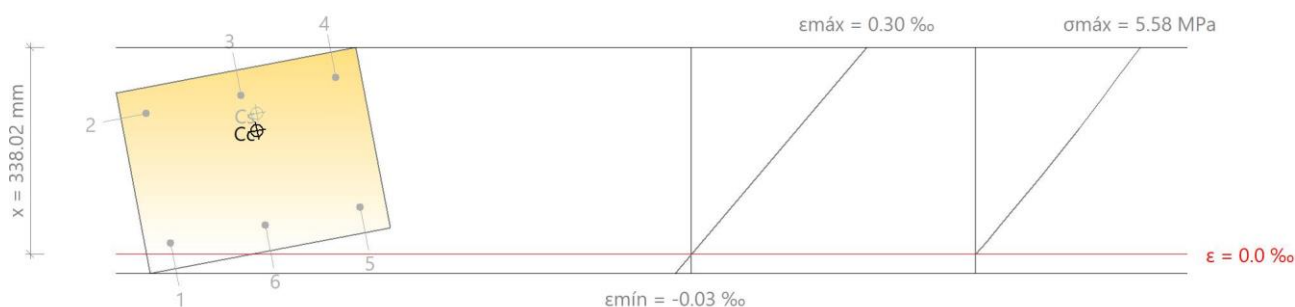
$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0004}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{76.03 \text{ MPa}}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+3.21	+0.000016
2	Ø12	108.00	158.00	+41.13	+0.000206
3	Ø12	108.00	0.00	+46.38	+0.000232
4	Ø12	108.00	-158.00	+51.63	+0.000258
5	Ø12	-108.00	-158.00	+13.71	+0.000069
6	Ø12	-108.00	0.00	+8.46	+0.000042

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	314.57	46.57	-15.49
Cs	18.61	74.68	-20.16
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Sd} : \underline{333.17 \text{ kN}}$$

$$M_{Sd,x} : \underline{-5.25 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{16.04 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 314.57 kN

C_s : 18.61 kN

T : 0.00 kN

$e_{cc,x}$: 46.57 mm

$e_{cc,y}$: -15.49 mm

$e_{cs,x}$: 74.68 mm

$e_{cs,y}$: -20.16 mm

e_T : 0.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0003

ϵ_{smax} : 0.0000

σ_{cma} : 5.58 MPa

σ_{sma} : 0.00 MPa

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3) (EN 1998-1:2004, NP EN 1998-1:2010)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Esforços de cálculo. Pilares (5.4.2.3) (EN 1998-1:2004)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Verificações do pilar P19

4. PISO 2 (4.6 - 7.65 M)

Dados do pilar			
	Geometria		
	Dimensões	: 30x40 cm	
	Tramo	: 4.600/7.650 m	
	Altura livre	: 2.73 m	
	Recobrimento	: 3.0 cm	
	Tamanho máximo do inerte	: 15 mm	
	Materiais	Comprimento de encurvadura	
	Betão : C30/37	Plano ZX : 2.73 m	
	Aço : S-500	Plano ZY : 2.73 m	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal	
Cantos	: 4Ø12	Armaduras transversais	: 1eØ6+X1rØ6
Face Y	: 2Ø12	Separação	: 15 cm
Quantidade	: 0.57 %		

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 8.2 e 9.5)

Um pilar é um elemento cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura (Pontos 5.3.1(7) e 9.5.1):

$$400 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 400.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 300.00 mm

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$146 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 12 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{max}$: 12 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 9.5.2(1)):

$$12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$\varnothing_{min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{min}$: 12 mm

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

Verificações do pilar P19

s_1 : 6 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões transversais.

d_g : Dimensão máxima do agregado.

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

$\emptyset_{\max}$: 6 mm

d_g : 15 mm

150 mm ≤ 180 mm ✓

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

s_1 : 180 mm

s_2 : 300 mm

s_3 : 300 mm

Sendo:

$\emptyset_{\min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$B_{\min}$: Dimensão mínima da secção.

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

$\emptyset_{\min}$: 12 mm

$B_{\min}$: 300 mm

6 mm ≥ 6 mm ✓

Em que:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\emptyset_{\max}$: 12 mm

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 2.40 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,min}$: 2.40 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

6.79 cm² ≤ 48.00 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,max}$: 48.00 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 1.52 cm² ✓

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

Verificações do pilar P19

$$A_{s,min} : \underline{1.52} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{661.26} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.025} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{15.43} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{0.51} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{606.47} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{538.09} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.145} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{15.01} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{0.46} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transverso resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{103.70} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{89.67} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Xexc.-)".

Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transverso resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transverso na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{606.47} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.070}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.39} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{462.19} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 400.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 236.24 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transversal na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 538.09 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.070

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 1.39 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 462.19 kN

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 279.48 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transversal na direcção X:

Resistência a esforço transversal de cálculo em peças sem armadura de esforço transversal, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$V_{Rd,s}$: 102.62 kN

com um valor mínimo de:

Verificações do pilar P19

Em que:

$$V_{Rd,s} : \underline{103.70} \text{ kN}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{3.40} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{408.38} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{89.67} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{82.99} \text{ kN}$$

Em que:

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.005}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 3.40 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 408.38 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

η : 0.015 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.57 kN

$V_{Ed,y}$: 7.97 kN

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd,max,x}$: 585.54 kN

$V_{Rd,max,y}$: 519.52 kN

η : 0.093 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.57 kN

$V_{Ed,y}$: 7.97 kN

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$V_{Rd,s,Vx}$: 99.21 kN

$V_{Rd,s,Vy}$: 86.03 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 585.54 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.033

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 0.65 MPa

Verificações do pilar P19

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

N_{Ed} : 373.57 kN
 A'_s : 6.79 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 400.00 mm
 z : 236.24 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 519.52 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.033

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 0.65 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

N_{Ed} : 373.57 kN
 A'_s : 6.79 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 300.00 mm
 z : 279.48 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.6·Qa(D)+0.3·SisX2+SisY2".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{98.13} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{99.21} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{3.11} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{373.57} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{86.03} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{79.35} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

Verificações do pilar P19

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.005

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

A_{sl} : 4.52 cm²

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 3.11 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

N_{Ed} : 373.57 kN

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

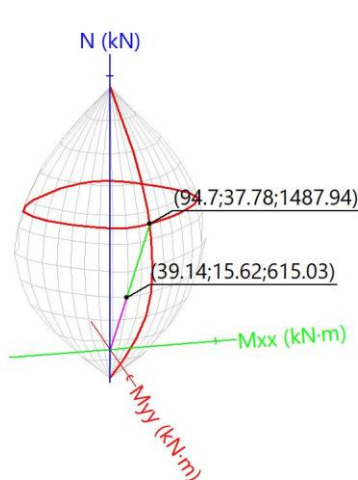
Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.05·Qa(D)+1.5·V(+Xexc.-)".

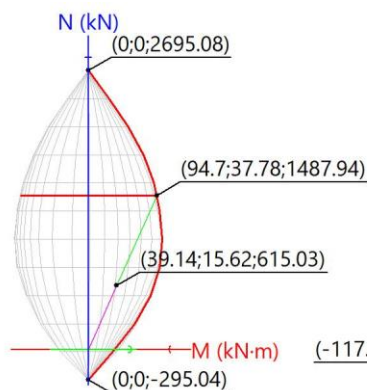
Deve satisfazer:

η : 0.306 ✓

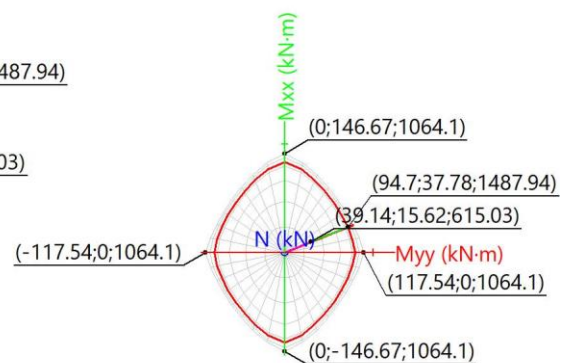
η : 0.413 ✓



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

N_{Ed} : 615.03 kN

Verificações do pilar P19

M_{Ed}: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} \mathbf{M_{Ed,x}} &: \underline{1.40} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Ed,y}} &: \underline{21.84} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, **M_{Rd}** são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

M_{Rd}: Momento resistente

$$\begin{aligned} \mathbf{N_{Rd}} &: \underline{2011.00} \text{ kN} \\ \mathbf{M_{Rd,x}} &: \underline{4.57} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} &: \underline{71.41} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Em que:

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima **e_{min}** segundo o ponto 6.1(4).

$$\begin{aligned} \mathbf{e_{e,x}} &: \underline{35.51} \text{ mm} \\ \mathbf{e_{e,y}} &: \underline{2.27} \text{ mm} \end{aligned}$$

Neste caso, alguma das excentricidades **e_{0,x}**, **e_{0,y}** é superior à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$\mathbf{e_{min}} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$\mathbf{h} : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{e_0} : \underline{2.27} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\mathbf{M_d} : \underline{1.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$\mathbf{N_d} : \underline{615.03} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$\mathbf{e_{min}} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$\mathbf{h} : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{e_0} : \underline{35.51} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\mathbf{M_d} : \underline{21.84} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$\mathbf{N_d} : \underline{615.03} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, **M_{Sd}** esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

$$\mathbf{N_{Sd}} : \underline{615.03} \text{ kN}$$

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$\mathbf{M_{Sd,x}} : \underline{15.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M_{Sd,y}} : \underline{39.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, **M_{Rd}** são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

$$\mathbf{N_{Rd}} : \underline{1487.94} \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{array}{l} \mathbf{M_{Rd,x}} : \quad \underline{37.78} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} : \quad \underline{94.70} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \quad \underline{23.64}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$\begin{array}{l} \mathbf{l_0} : \quad \underline{2.730} \quad \text{m} \\ \mathbf{i_c} : \quad \underline{11.55} \quad \text{cm} \\ \mathbf{A_c} : \quad \underline{1200.00} \quad \text{cm}^2 \\ \mathbf{I} : \quad \underline{160000.00} \quad \text{cm}^4 \end{array}$$

$$\lambda_{inf} : \quad \underline{22.87}$$

Em que:

$$\mathbf{A} : \quad \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \quad \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \quad \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \quad \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\begin{array}{l} \mathbf{A_s} : \quad \underline{6.79} \quad \text{cm}^2 \\ \mathbf{A_c} : \quad \underline{1200.00} \quad \text{cm}^2 \\ \mathbf{f_{yd}} : \quad \underline{434.78} \quad \text{MPa} \\ \mathbf{f_{cd}} : \quad \underline{20.00} \quad \text{MPa} \end{array}$$

$$\mathbf{C} : \quad \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \quad \underline{0.26}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$\mathbf{N_{Ed}} : \quad \underline{615.03} \quad \text{kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$\mathbf{N_{Sd}} : \quad \underline{615.03} \quad \text{kN}$$

$$\mathbf{M_{Sd}} : \quad \underline{15.62} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$\mathbf{e_{tot}} : \quad \underline{25.39} \quad \text{mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$\mathbf{e_e} : \quad \underline{2.27} \quad \text{mm}$$

$$\mathbf{e_i} : \quad \underline{6.83} \quad \text{mm}$$

Em que:

Verificações do pilar P19

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 2.730 m

θ_i : 0.0050

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

θ_0 : 0.0050

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 1.0000

l : Altura

l : 2.730 m

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

e_2 : 16.30 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 2.730 m

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

$1/r$: Curvatura.

$1/r$: 0.0216 m-1

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 1.000

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

n : 0.26

n_{bal} : 0.40

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

K_ϕ : 1.599

Em que:

β : 0.342

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.750

$1/r_0$: 0.0135 m-1

Em que:

ε_{yd} : 0.00217

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

d : 358 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

Verificações do pilar P19

$$\lambda : \underline{31.52}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{22.87}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.26}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{615.03} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{sd} : \underline{615.03} \text{ kN}$$

$$M_{sd} : \underline{39.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : \underline{63.64} \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_e : \underline{35.51} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{6.83} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

Verificações do pilar P19

I : Altura	I :	<u>2.730</u>	m
α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.	α_m :	<u>1.0000</u>	
e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.	e_2 :	<u>21.31</u>	mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura	l_0 :	<u>2.730</u>	m
c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).	c :	<u>9.870</u>	
$1/r$: Curvatura.	$1/r$:	<u>0.0282</u>	m-1

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.	K_r :	<u>1.000</u>	
---	---------------------------	--------------	--

Em que:

n_u :	<u>1.12</u>	
---------------------------	-------------	--

ω :	<u>0.12</u>	
------------------------------	-------------	--

n :	<u>0.26</u>	
------------	-------------	--

n_{bal} :	<u>0.40</u>	
-------------------------------	-------------	--

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.	K_ϕ :	<u>1.507</u>	
---	------------------------------	--------------	--

Em que:

β :	<u>0.290</u>	
-----------------------------	--------------	--

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.	ϕ_{ef} :	<u>1.750</u>	
---	---------------------------------	--------------	--

$1/r_0$:	<u>0.0187</u>	m-1
-----------------------------	---------------	-----

Em que:

ϵ_{yd} :	<u>0.00217</u>	
-------------------------------------	----------------	--

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.	d :	<u>258</u>	mm
--	------------	------------	----

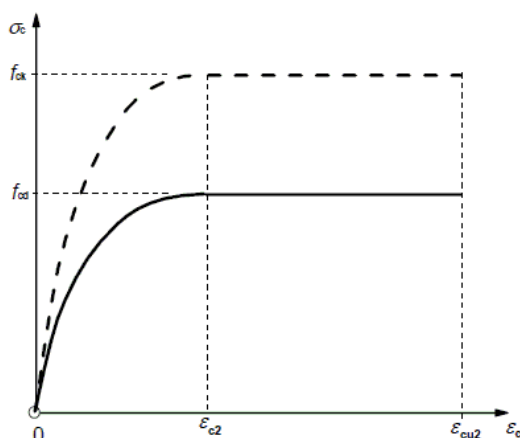
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

Verificações do pilar P19

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

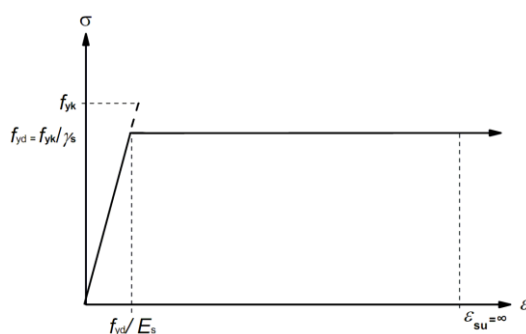
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

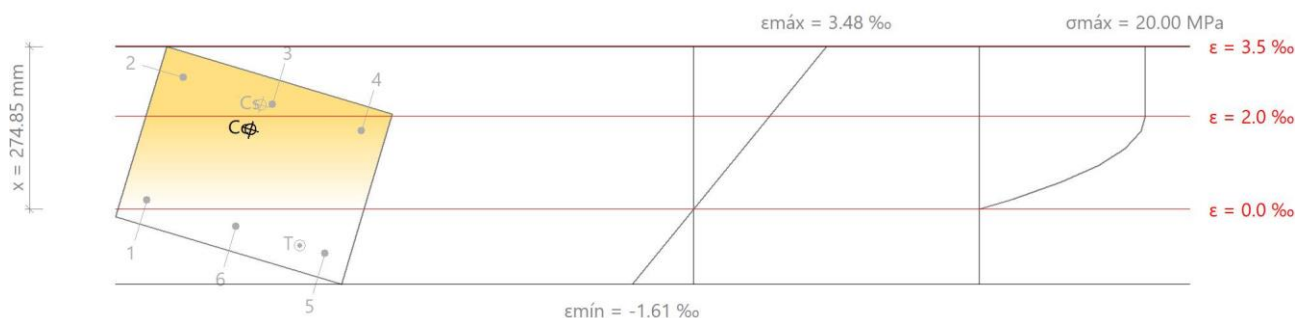
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+39.61	+0.000198
2	Ø12	108.00	158.00	+434.78	+0.002820
3	Ø12	108.00	0.00	+434.78	+0.002247
4	Ø12	108.00	-158.00	+334.63	+0.001673
5	Ø12	-108.00	-158.00	-189.80	-0.000949
6	Ø12	-108.00	0.00	-75.10	-0.000375

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1377.23	56.08	23.16
Cs	140.67	101.12	17.75
T	29.96	-108.00	-113.21

N_{Rd} : 1487.94 kN

M_{Rd} : 37.78 kN·m

$M_{Rd,y}$: 94.70 kN·m

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 1377.23 kN

C_s : 140.67 kN

T : 29.96 kN

e_{cc,x} : 56.08 mm

e_{cc,y} : 23.16 mm

e_{cs,x} : 101.12 mm

e_{cs,y} : 17.75 mm

e_{T,x} : -108.00 mm

e_{T,y} : -113.21 mm

ε_{cmax} : 0.0035

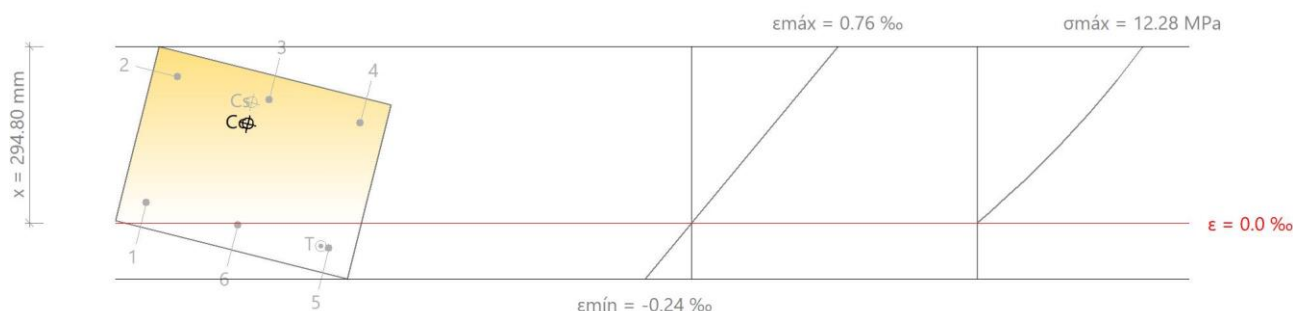
ε_{smax} : 0.0009

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 189.80 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+17.63	+0.000088
2	Ø12	108.00	158.00	+125.25	+0.000626
3	Ø12	108.00	0.00	+105.53	+0.000528
4	Ø12	108.00	-158.00	+85.80	+0.000429
5	Ø12	-108.00	-158.00	-21.82	-0.000109
6	Ø12	-108.00	0.00	-2.09	-0.000010

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	579.93	60.69	24.50
Cs	37.80	96.60	26.99
T	2.70	-108.00	-144.17

N_{sd} : 615.03 kN

M_{sd} : 15.62 kN·m

$M_{sd,y}$: 39.14 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 579.93 kN

C_s : 37.80 kN

T : 2.70 kN

$e_{cc,x}$: 60.69 mm

$e_{cc,y}$: 24.50 mm

$e_{cs,x}$: 96.60 mm

$e_{cs,y}$: 26.99 mm

$e_{T,x}$: -108.00 mm

$e_{T,y}$: -144.17 mm

ϵ_{cmax} : 0.0008

ϵ_{smax} : 0.0001

σ_{cma} : 12.28 MPa

σ_{sma} : 21.82 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

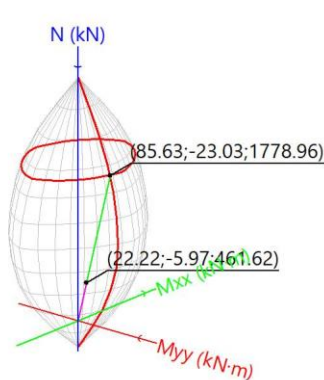
Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)-0.3·SisX2-SisY2".

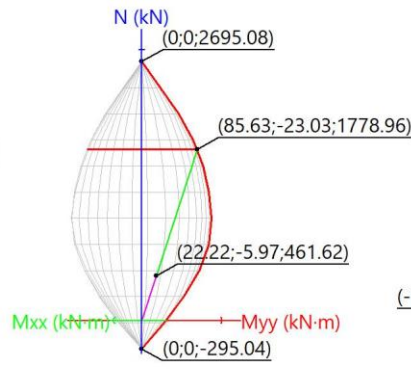
Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.207} \quad \checkmark$$

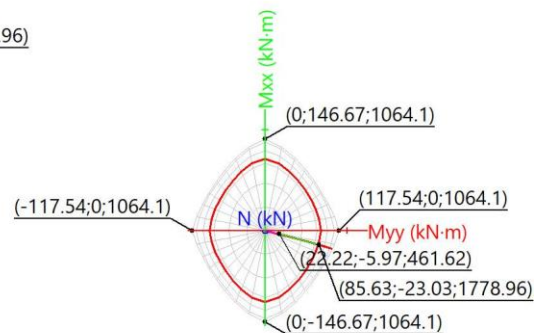
$$\eta : \underline{0.259} \quad \checkmark$$



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Ed}} : & \underline{461.62} & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Ed,x}} : & \underline{-5.97} & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Ed,y}} : & \underline{9.23} & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Rd}} : & \underline{2233.36} & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Rd,x}} : & \underline{-28.91} & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} : & \underline{44.67} & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\mathbf{e_{e,x}} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{e_{e,y}} : \underline{-12.94} \text{ mm}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$\mathbf{e_{min}} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P19

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 400.00 mm

e₀ : -12.94 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : -5.97 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : 461.62 kN

No eixo y:

e_{min} : 20.00 mm

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 300.00 mm

e₀ : 5.82 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : 2.69 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : 461.62 kN

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

N_{Sd} : 461.62 kN

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

M_{Sd,x} : -5.97 kN·m

M_{Sd,y} : 22.22 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

N_{Rd} : 1778.96 kN

M_{Rd}: Momento resistente

M_{Rd,x} : -23.03 kN·m

M_{Rd,y} : 85.63 kN·m

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

λ : 23.64

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 2.730 m

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

i_c : 11.55 cm

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

I: Inércia.

I : 160000.00 cm⁴

λ_{inf} : 26.39

Em que:

A : 0.74

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.8

B : 1.12

Sendo:

Verificações do pilar P19

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_c: Área total da secção de betão.

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\mathbf{A_s} : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.19}$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$\mathbf{N_{Ed}} : \underline{461.62} \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{31.52}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

A_c: Área total da secção de betão.

I: Inércia.

$$\mathbf{l_0} : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$\mathbf{i_c} : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{I} : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{26.39}$$

Em que:

$$\mathbf{A} : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef}: Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_c: Área total da secção de betão.

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\mathbf{A_s} : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_c} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.19}$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$\mathbf{N_{Ed}} : \underline{461.62} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$\mathbf{N_{sd}} : \underline{461.62} \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

$$M_{Sd} : \underline{22.22} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$e_{tot} : \underline{48.14} \text{ mm}$$

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_e : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{6.83} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

l : Altura

$$l : \underline{2.730} \text{ m}$$

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

$$e_2 : \underline{21.31} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.730} \text{ m}$$

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

$$c : \underline{9.870}$$

$1/r$: Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0282} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

$$K_r : \underline{1.000}$$

Em que:

$$n_u : \underline{1.12}$$

$$\omega : \underline{0.12}$$

$$n : \underline{0.19}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : \underline{1.507}$$

Em que:

$$\beta : \underline{0.290}$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

Verificações do pilar P19

$$1/r_0 : \underline{0.0187} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00217}$$

d: Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

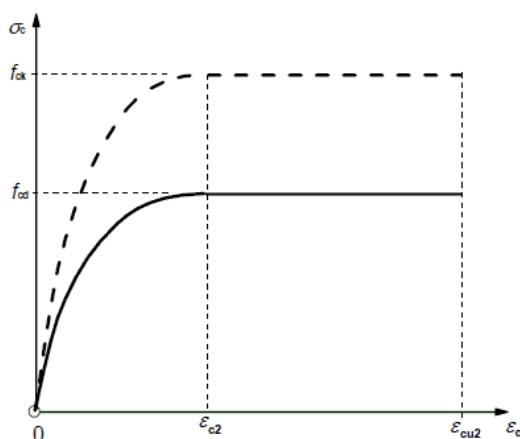
$$d : \underline{258} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ε_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

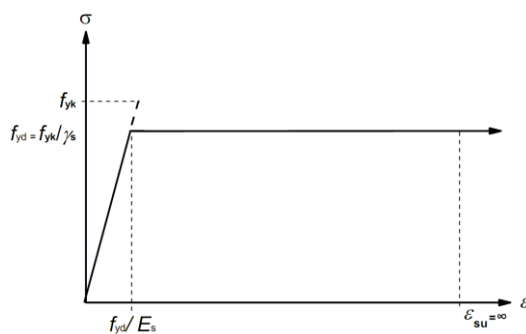
$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8

Verificações do pilar P19



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

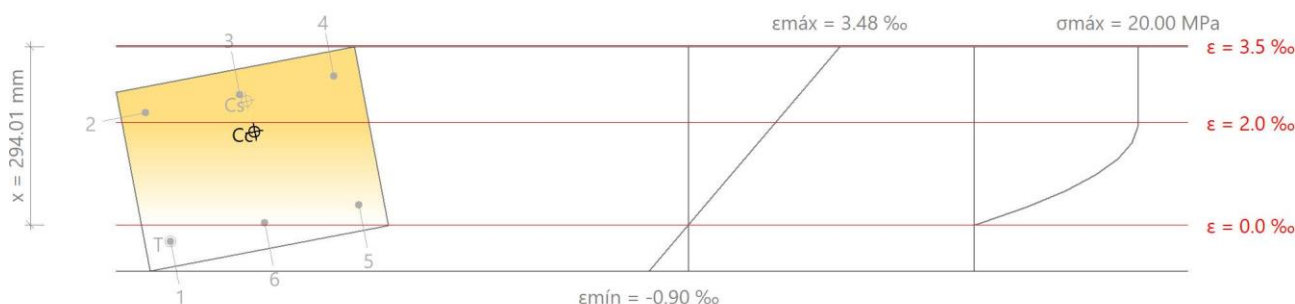
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_s : 1.15

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-63.78	-0.000319
2	Ø12	108.00	158.00	+434.78	+0.002194
3	Ø12	108.00	0.00	+434.78	+0.002547
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002900
5	Ø12	-108.00	-158.00	+77.51	+0.000388
6	Ø12	-108.00	0.00	+6.87	+0.000034

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1629.11	42.94	-12.58
Cs	157.07	94.88	-8.82
T	7.21	-108.00	158.00

N_{Rd} : 1778.96 kN

Verificações do pilar P19

$$M_{Rd,x} : \underline{-23.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{85.63} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1629.11} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{157.07} \text{ kN}$$

$$T : \underline{7.21} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{42.94} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-12.58} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{94.88} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-8.82} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-108.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{158.00} \text{ mm}$$

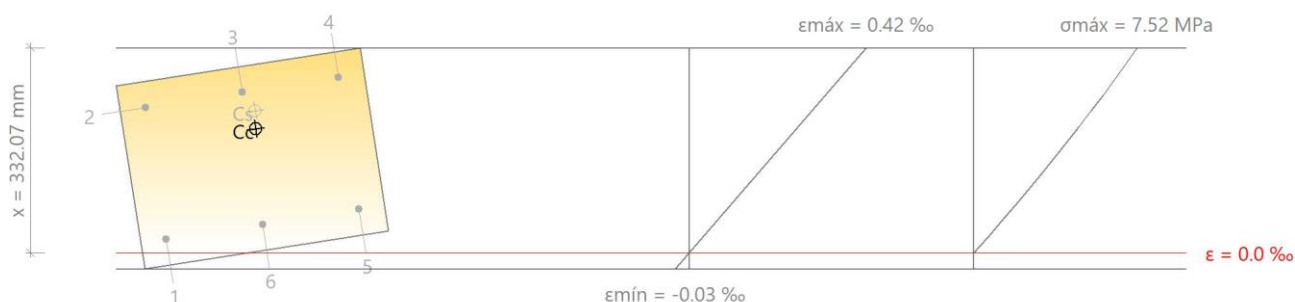
$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0003}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{63.78} \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	+5.60	+0.000028
2	Ø12	108.00	158.00	+59.57	+0.000298
3	Ø12	108.00	0.00	+65.71	+0.000329
4	Ø12	108.00	-158.00	+71.85	+0.000359
5	Ø12	-108.00	-158.00	+17.87	+0.000089
6	Ø12	-108.00	0.00	+11.74	+0.000059

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	435.35	46.50	-12.72
Cs	26.28	75.27	-16.69
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Sd} : \underline{461.62} \text{ kN}$$

$$M_{Sd,x} : \underline{-5.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{22.22} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 435.35 kN

C_s : 26.28 kN

T : 0.00 kN

$e_{cc,x}$: 46.50 mm

$e_{cc,y}$: -12.72 mm

$e_{cs,x}$: 75.27 mm

$e_{cs,y}$: -16.69 mm

e_T : 0.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0004

ϵ_{smax} : 0.0000

σ_{cma} : 7.52 MPa

σ_{sma} : 0.00 MPa

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3) (EN 1998-1:2004, NP EN 1998-1:2010)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



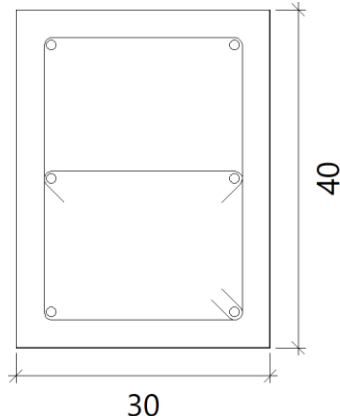
Esforços de cálculo. Pilares (5.4.2.3) (EN 1998-1:2004)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Verificações do pilar P19

5. PISO 1 (0 - 4.6 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões	: 30x40 cm
	Tramo	: 0.000/4.600 m
	Altura livre	: 4.28 m
	Recobrimento	: 3.0 cm
	Tamanho máximo do inerte	: 15 mm
	Materiais	
	Betão : C30/37	Plano ZX : 4.28 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 4.28 m
	Armadura longitudinal	
Cantos	: 4Ø12	
Face Y	: 2Ø12	
Quantidade	: 0.57 %	
Armadura transversal		
Armaduras transversais		: 1eØ6+X1rØ6
Separação		: 15 cm

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 8.2 e 9.5)

Um pilar é um elemento cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura (Pontos 5.3.1(7) e 9.5.1):

$$400 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 400.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 300.00 mm

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$146 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 12 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{max}$: 12 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 9.5.2(1)):

$$12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$\varnothing_{min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{min}$: 12 mm

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

Verificações do pilar P19

s_1 : 6 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões transversais.

d_g : Dimensão máxima do agregado.

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

$\emptyset_{\max}$: 6 mm

d_g : 15 mm

150 mm ≤ 180 mm ✓

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

s_1 : 180 mm

s_2 : 300 mm

s_3 : 300 mm

Sendo:

$\emptyset_{\min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$B_{\min}$: Dimensão mínima da secção.

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

$\emptyset_{\min}$: 12 mm

$B_{\min}$: 300 mm

6 mm ≥ 6 mm ✓

Em que:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\emptyset_{\max}$: 12 mm

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 2.40 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,min}$: 2.40 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

6.79 cm² ≤ 48.00 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,max}$: 48.00 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 1.97 cm² ✓

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

Verificações do pilar P19

$$A_{s,min} : \underline{1.97} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{858.64} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.013} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{8.49} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{0.58} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{643.19} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{570.67} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.078} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{8.75} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{0.57} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{112.94} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{97.17} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+1.05·Qa(A)+1.5·V(+Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{643.19} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.134}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.69} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{617.61} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 400.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 236.24 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 570.67 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.134

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 2.69 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 617.61 kN

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 279.48 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·V(+Xexc.-)".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transversal de cálculo em peças sem armadura de esforço transversal, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$V_{Rd,s}$: 111.86 kN

com um valor mínimo de:

Verificações do pilar P19

Em que:

$$V_{Rd,s} : \underline{112.94} \text{ kN}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{805.98} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{97.17} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{90.49} \text{ kN}$$

Em que:

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.005}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 4.00 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 805.98 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

η : 0.007 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 4.13 kN

$V_{Ed,y}$: 0.09 kN

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd,max,x}$: 626.96 kN

$V_{Rd,max,y}$: 556.27 kN

η : 0.037 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 4.13 kN

$V_{Ed,y}$: 0.09 kN

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$V_{Rd,s,Vx}$: 112.94 kN

$V_{Rd,s,Vy}$: 97.17 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)+SisX2+0.3·SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 626.96 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.106

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 2.12 MPa

Verificações do pilar P19

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

N_{Ed} : 548.92 kN
 A'_s : 6.79 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 400.00 mm
 z : 236.24 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 556.27 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.106

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 2.12 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

N_{Ed} : 548.92 kN
 A'_s : 6.79 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 300.00 mm
 z : 279.48 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)+SisX2+0.3·SisY2".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{111.86} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{112.94} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{548.92} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{97.17} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{90.49} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

Verificações do pilar P19

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.005

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

A_{sl} : 4.52 cm²

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 4.00 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

N_{Ed} : 548.92 kN

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

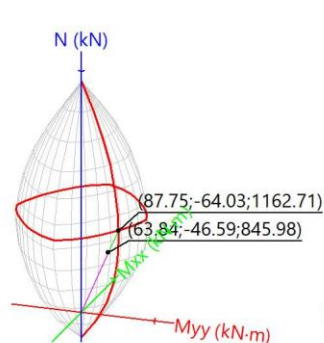
Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·V(-Yexc.-)".

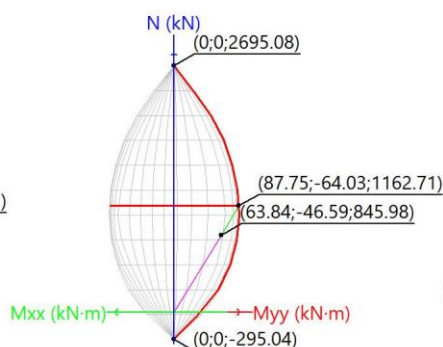
Deve satisfazer:

η : 0.375 ✓

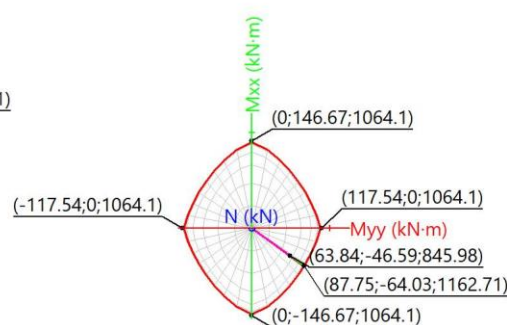
η : 0.728 ✓



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

N_{Ed} : 845.98 kN

Verificações do pilar P19

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_{Ed,x} : \underline{\underline{-7.27}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{\underline{16.92}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{\underline{2256.84}} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{\underline{-19.40}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{\underline{45.14}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{\underline{20.00}} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{\underline{-8.60}} \text{ mm}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$e_{min} : \underline{\underline{20.00}} \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\underline{400.00}} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{\underline{-8.60}} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{\underline{-7.27}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\underline{845.98}} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : \underline{\underline{20.00}} \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\underline{300.00}} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{\underline{2.71}} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{\underline{2.29}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\underline{845.98}} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd} : Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

$$N_{Sd} : \underline{\underline{845.98}} \text{ kN}$$

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd,x} : \underline{\underline{-46.59}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{\underline{63.84}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

$$N_{Rd} : \underline{\underline{1162.71}} \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{aligned} M_{Rd,x} &: \underline{-64.03} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{87.75} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{37.07}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$\begin{aligned} l_0 &: \underline{4.280} \text{ m} \\ i_c &: \underline{11.55} \text{ cm} \\ A_c &: \underline{1200.00} \text{ cm}^2 \\ I &: \underline{160000.00} \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_{inf} : \underline{19.50}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\begin{aligned} A_s &: \underline{6.79} \text{ cm}^2 \\ A_c &: \underline{1200.00} \text{ cm}^2 \\ f_{yd} &: \underline{434.78} \text{ MPa} \\ f_{cd} &: \underline{20.00} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.35}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{845.98} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{Sd} : \underline{845.98} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{-46.59} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : \underline{-55.07} \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_e : \underline{-8.60} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{-10.34} \text{ mm}$$

Em que:

Verificações do pilar P19

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

θ_i : 0.0048

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

θ_0 : 0.0050

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 0.9667

l : Altura

l : 4.280 m

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

e_2 : -36.13 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

$1/r$: Curvatura.

$1/r$: 0.0195 m⁻¹

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 1.000

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

n : 0.35

n_{bal} : 0.40

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

K_ϕ : 1.443

Em que:

β : 0.253

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.750

$1/r_0$: 0.0135 m⁻¹

Em que:

ϵ_{yd} : 0.00217

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

d : 358 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

Verificações do pilar P19

$$\lambda : \underline{49.42}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$l_0 : \underline{4.280} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{19.50}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.35}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{845.98} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{sd} : \underline{845.98} \text{ kN}$$

$$M_{sd} : \underline{63.84} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : \underline{75.47} \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_e : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{10.34} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{4.280} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0048}$$

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$$\alpha_h : \underline{0.9667}$$

Verificações do pilar P19

I : Altura	I :	<u>4.280</u>	m
α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.	α_m :	<u>1.0000</u>	
e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.	e_2 :	<u>45.12</u>	mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura	l_0 :	<u>4.280</u>	m
c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).	c :	<u>9.870</u>	
$1/r$: Curvatura.	$1/r$:	<u>0.0243</u>	m-1

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.	K_r :	<u>1.000</u>	
---	---------------------------	--------------	--

Em que:

$$n_u : \underline{1.12}$$

$$\omega : \underline{0.12}$$

$$n : \underline{0.35}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : \underline{1.298}$$

Em que:

$$\beta : \underline{0.171}$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0187} \text{ m-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00217}$$

d: Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

$$d : \underline{258} \text{ mm}$$

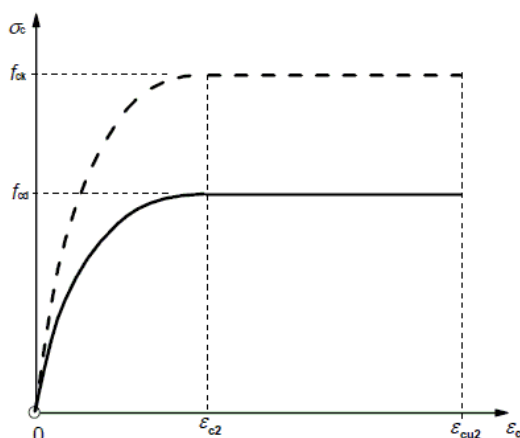
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

Verificações do pilar P19

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

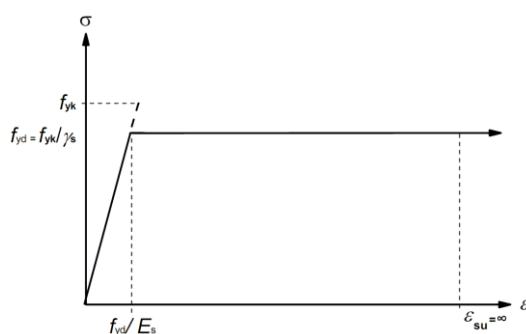
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

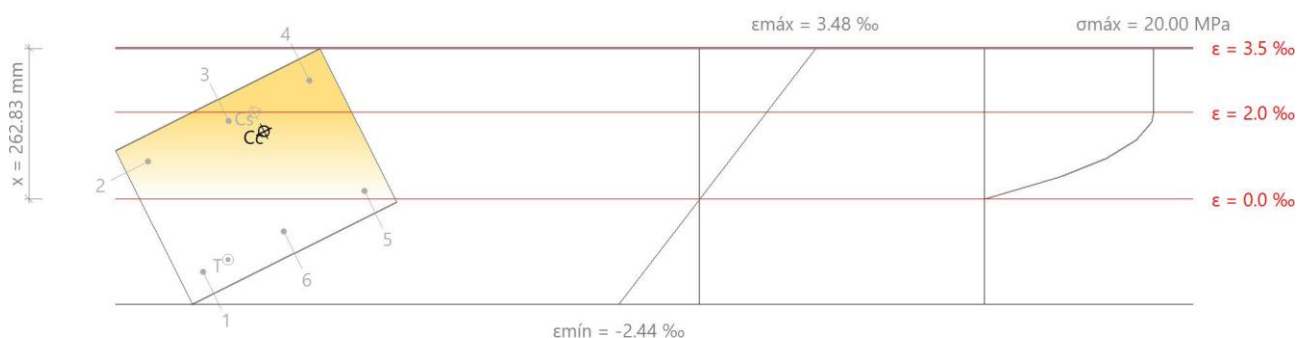
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-339.10	-0.001696
2	Ø12	108.00	158.00	+172.96	+0.000865
3	Ø12	108.00	0.00	+360.08	+0.001800
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002736
5	Ø12	-108.00	-158.00	+35.13	+0.000176
6	Ø12	-108.00	0.00	-151.99	-0.000760

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1104.82	63.68	-47.67
Cs	113.43	100.43	-46.78
T	55.54	-108.00	109.10

N_{Rd} : 1162.71 kN

M_{Rd} : -64.03 kN·m

$M_{Rd,y}$: 87.75 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 1104.82 kN

C_s : 113.43 kN

T : 55.54 kN

$e_{cc,x}$: 63.68 mm

$e_{cc,y}$: -47.67 mm

$e_{cs,x}$: 100.43 mm

$e_{cs,y}$: -46.78 mm

$e_{T,x}$: -108.00 mm

$e_{T,y}$: 109.10 mm

ϵ_{cmax} : 0.0035

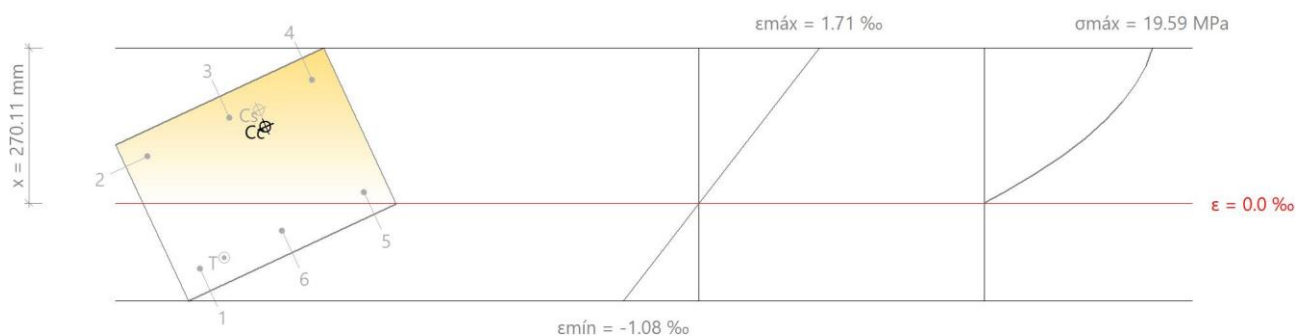
ϵ_{smax} : 0.0017

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 339.10 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-145.69	-0.000728
2	Ø12	108.00	158.00	+102.76	+0.000514
3	Ø12	108.00	0.00	+187.33	+0.000937
4	Ø12	108.00	-158.00	+271.89	+0.001359
5	Ø12	-108.00	-158.00	+23.44	+0.000117
6	Ø12	-108.00	0.00	-61.12	-0.000306

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	803.16	68.16	-50.48
Cs	66.21	99.35	-51.97
T	23.39	-108.00	111.30

N_{sd} : 845.98 kN

M_{sd} , : -46.59 kN·m

M_{sd,y} : 63.84 kN·m

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 803.16 kN

C_s : 66.21 kN

T : 23.39 kN

e_{cc,x} : 68.16 mm

e_{cc,y} : -50.48 mm

e_{cs,x} : 99.35 mm

e_{cs,y} : -51.97 mm

e_{T,x} : -108.00 mm

e_{T,y} : 111.30 mm

ε_{cmax} : 0.0017

ε_{smax} : 0.0007

σ_{cma} : 19.59 MPa

σ_{sma} : 145.69 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

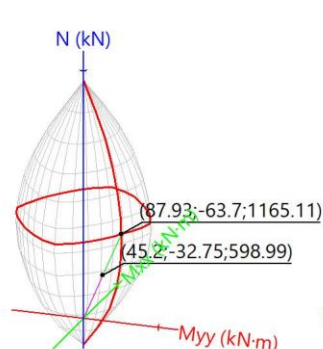
Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)-0.3·SisX2-SisY2".

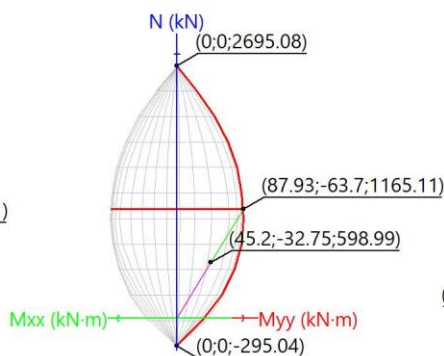
Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.265} \quad \checkmark$$

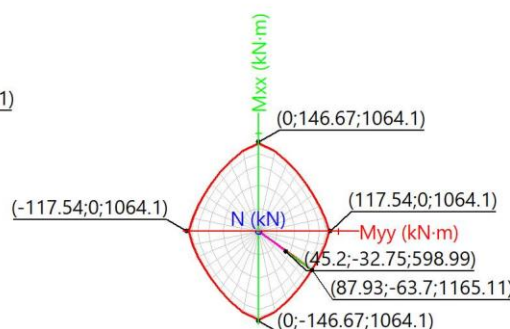
$$\eta : \underline{0.514} \quad \checkmark$$



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Ed}} : & 598.99 & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Ed,x}} : & -4.91 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Ed,y}} : & 11.98 & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Rd}} : & 2258.29 & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Rd,x}} : & -18.52 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} : & 45.17 & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{e_{e,x}} : & 20.00 & \text{mm} \\ \mathbf{e_{e,y}} : & -8.20 & \text{mm} \end{array}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$\mathbf{e_{min}} : \underline{20.00} \quad \text{mm}$$

Verificações do pilar P19

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 400.00 mm

e₀ : -8.20 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : -4.91 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : 598.99 kN

No eixo y:

e_{min} : 20.00 mm

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 300.00 mm

e₀ : 3.54 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : 2.12 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : 598.99 kN

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

N_{Sd} : 598.99 kN

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

M_{Sd,x} : -32.75 kN·m

M_{Sd,y} : 45.20 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

N_{Rd} : 1165.11 kN

M_{Rd}: Momento resistente

M_{Rd,x} : -63.70 kN·m

M_{Rd,y} : 87.93 kN·m

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

λ : 37.07

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 4.280 m

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

i_c : 11.55 cm

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

I: Inércia.

I : 160000.00 cm⁴

λ_{inf} : 23.17

Em que:

A : 0.74

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.8

Sendo:

B : 1.12

Verificações do pilar P19

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_c: Área total da secção de betão.

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\omega : 0.12$$

$$A_s : 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.25$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{Ed} : 598.99 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} : 598.99 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : -32.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : -54.68 \text{ mm}$$

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i: Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_e : -8.20 \text{ mm}$$

$$e_i : -10.34 \text{ mm}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 4.280 \text{ m}$$

$$\theta_i : 0.0048$$

Sendo:

θ₀: Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : 0.0050$$

α_h: Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\alpha_h : 0.9667$$

l: Altura

$$l : 4.280 \text{ m}$$

α_m: Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

$$\alpha_m : 1.0000$$

e₂: Flecha, segundo 5.8.8.

$$e_2 : -36.13 \text{ mm}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 4.280 \text{ m}$$

c: Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

$$c : 9.870$$

1/r: Curvatura.

$$1/r : 0.0195 \text{ m}^{-1}$$

Em que:

K_r: Factor de correcção dependente do esforço normal.

$$K_r : 1.000$$

Verificações do pilar P19

Em que:

$$n_u : 1.12$$

$$\omega : 0.12$$

$$n : 0.25$$

$$n_{bal} : 0.40$$

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : 1.443$$

Em que:

$$\beta : 0.253$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : 1.750$$

$$1/r_0 : 0.0135 \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : 0.00217$$

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

$$d : 358 \text{ mm}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : 49.42$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 4.280 \text{ m}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : 8.66 \text{ cm}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

I : Inércia.

$$I : 90000.00 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : 23.17$$

Em que:

$$A : 0.74$$

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.12$$

Sendo:

$$\omega : 0.12$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : 6.79 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

C : 0.70

n : 0.25

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 598.99 kN

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

N_{Sd} : 598.99 kN

M_{Sd} : 45.20 kN·m

Em que:

e_{tot} : 75.47 mm

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_e : 20.00 mm

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

e_i : 10.34 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

θ_i : 0.0048

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

θ_0 : 0.0050

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 0.9667

l : Altura

l : 4.280 m

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

e_2 : 45.12 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

$1/r$: Curvatura.

$1/r$: 0.0243 m⁻¹

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 1.000

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

Verificações do pilar P19

$$n : \underline{0.25}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : \underline{1.298}$$

Em que:

$$\beta : \underline{0.171}$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0187} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00217}$$

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

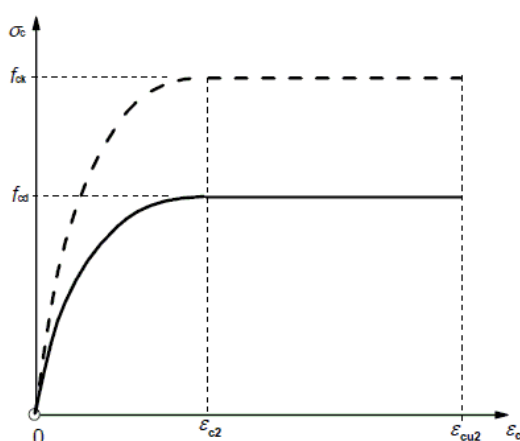
$$d : \underline{258} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ε_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

Verificações do pilar P19

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

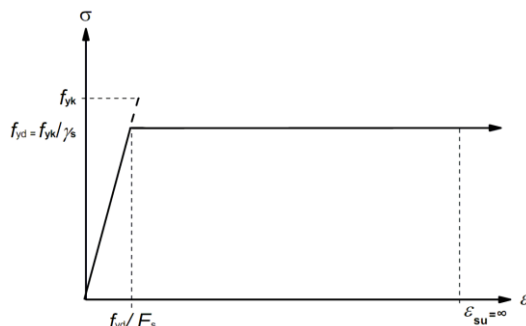
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \frac{1.00}{}$$

$$f_{ck} : \frac{30.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_c : \frac{1.5}{}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \frac{0.0100}{}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \frac{434.78}{\text{MPa}}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

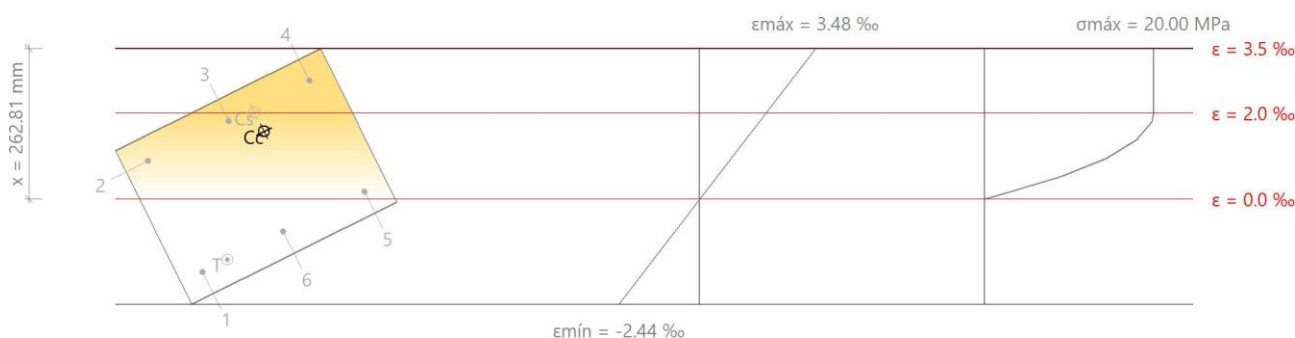
$$f_{yk} : \frac{500.00}{\text{MPa}}$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \frac{1.15}{}$$

- (e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-337.99	-0.001690
2	Ø12	108.00	158.00	+174.67	+0.000873
3	Ø12	108.00	0.00	+360.98	+0.001805
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002736
5	Ø12	-108.00	-158.00	+34.63	+0.000173
6	Ø12	-108.00	0.00	-151.68	-0.000758

Verificações do pilar P19

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1106.82	63.71	-47.34
Cs	113.67	100.56	-46.33
T	55.38	-108.00	109.06

$$N_{Rd} : \underline{1165.11 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-63.70 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{87.93 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1106.82 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{113.67 \text{ kN}}$$

$$T : \underline{55.38 \text{ kN}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{63.71 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-47.34 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{100.56 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-46.33 \text{ mm}}$$

$$e_{T,x} : \underline{-108.00 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{109.06 \text{ mm}}$$

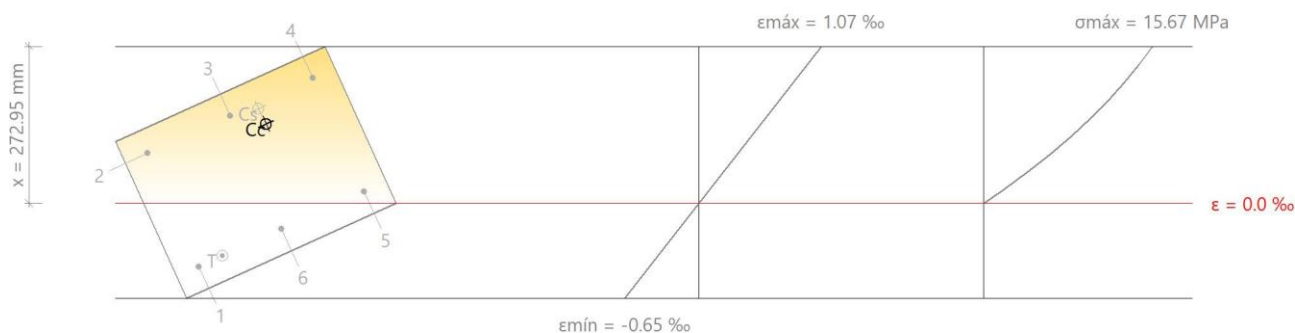
$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0017}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{337.99 \text{ MPa}}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-108.00	158.00	-86.09	-0.000430
2	Ø12	108.00	158.00	+68.02	+0.000340
3	Ø12	108.00	0.00	+119.15	+0.000596
4	Ø12	108.00	-158.00	+170.29	+0.000851
5	Ø12	-108.00	-158.00	+16.17	+0.000081
6	Ø12	-108.00	0.00	-34.96	-0.000175

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	570.42	69.35	-51.01

Verificações do pilar P19

Cs	42.26	98.65	-50.08
T	13.69	-108.00	112.37

$$N_{sd} : \underline{598.99 \text{ kN}}$$

$$M_{sd} : \underline{-32.75 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{sd,y} : \underline{45.20 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{570.42 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{42.26 \text{ kN}}$$

$$T : \underline{13.69 \text{ kN}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{69.35 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-51.01 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{98.65 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-50.08 \text{ mm}}$$

$$e_{T,x} : \underline{-108.00 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{112.37 \text{ mm}}$$

$$\varepsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\varepsilon_{smax} : \underline{0.0004}$$

$$\sigma_{cma} : \underline{15.67 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{sma} : \underline{86.09 \text{ MPa}}$$

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3) (EN 1998-1:2004, NP EN 1998-1:2010)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



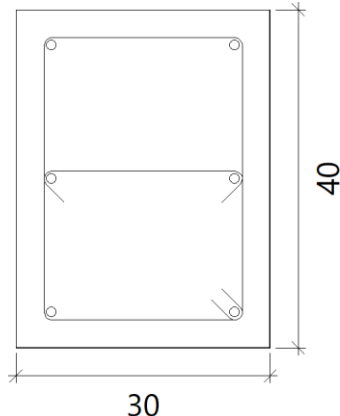
Esforços de cálculo. Pilares (5.4.2.3) (EN 1998-1:2004)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Verificações do pilar P19

6. RC (-3.2 - 0 M)

Dados do pilar			
	Geometria		
	Dimensões	: 30x40 cm	
	Tramo	: -3.200/0.000 m	
	Altura livre	: 2.88 m	
	Recobrimento	: 3.0 cm	
	Tamanho máximo do inerte	: 15 mm	
	Materiais	Comprimento de encurvadura	
	Betão : C30/37	Plano ZX : 2.88 m	
	Aço : S-500	Plano ZY : 2.88 m	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal	
Cantos	: 4Ø12	Armaduras transversais	: 1eØ6+X1rØ6
Face Y	: 2Ø12	Separação	: 15 cm
Quantidade	: 0.57 %		

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 8.2 e 9.5)

Um pilar é um elemento cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura (Pontos 5.3.1(7) e 9.5.1):

$$400 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 400.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 300.00 mm

Armadura longitudinal

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$146 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 12 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\varnothing_{max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{max}$: 12 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 9.5.2(1)):

$$12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

$\varnothing_{min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$\varnothing_{min}$: 12 mm

Armaduras transversais

A distância livre s_b (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a s_{min} (Artigo 8.2(2)):

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

Verificações do pilar P19

s_1 : 6 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões transversais.

d_g : Dimensão máxima do agregado.

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

$\emptyset_{\max}$: 6 mm

d_g : 15 mm

150 mm ≤ 180 mm ✓

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

s_1 : 180 mm

s_2 : 300 mm

s_3 : 300 mm

Sendo:

$\emptyset_{\min}$: Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$B_{\min}$: Dimensão mínima da secção.

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

$\emptyset_{\min}$: 12 mm

$B_{\min}$: 300 mm

6 mm ≥ 6 mm ✓

Em que:

$\emptyset_{\max}$: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$\emptyset_{\max}$: 12 mm

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 2.40 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,min}$: 2.40 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

6.79 cm² ≤ 48.00 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

$A_{s,max}$: 48.00 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

6.79 cm² ≥ 2.67 cm² ✓

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

Verificações do pilar P19

$$A_{s,min} : \underline{\quad 2.67 \quad} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{\quad 1161.39 \quad} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{\quad 434.78 \quad} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{\quad 0.006 \quad} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{\quad 3.78 \quad} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{\quad 1.93 \quad} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,x} : \underline{\quad 708.73 \quad} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,y} : \underline{\quad 628.82 \quad} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{\quad 0.039 \quad} \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{\quad 3.78 \quad} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{\quad 1.93 \quad} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transverso resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{\quad 112.94 \quad} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{\quad 97.17 \quad} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·V(-Xexc.-)".

Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transverso resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transverso na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{\quad 708.73 \quad} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{\quad 1.250 \quad}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{\quad 6.44 \quad} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{\quad 1068.06 \quad} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{\quad 6.79 \quad} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{\quad 434.78 \quad} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{\quad 20.00 \quad} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 400.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 236.24 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 628.82 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.250

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 6.44 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 1068.06 kN

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 6.79 cm²

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

b_w : 300.00 mm

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : 279.48 mm

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·V(-Xexc.-)".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$V_{Rd,s}$: 111.86 kN

com um valor mínimo de:

Verificações do pilar P19

Em que:

$$V_{Rd,s} : \underline{112.94} \text{ kN}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1068.06} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{97.17} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{90.49} \text{ kN}$$

Em que:

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.005}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

σ_{cp} : 4.00 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 1068.06 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

b_w : 300.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

η : 0.004 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 1.99 kN

$V_{Ed,y}$: 1.38 kN

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$V_{Rd,max,x}$: 671.32 kN

$V_{Rd,max,y}$: 595.62 kN

η : 0.023 ✓

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 1.99 kN

$V_{Ed,y}$: 1.38 kN

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$V_{Rd,s,Vx}$: 112.94 kN

$V_{Rd,s,Vy}$: 97.17 kN

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)-SisX2-0.3·SisY2".

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 671.32 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.184

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 3.68 MPa

Verificações do pilar P19

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

N_{Ed} : 736.68 kN
 A'_s : 6.79 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 400.00 mm
 z : 236.24 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$: 595.62 kN

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

α_{cw} : 1.184

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

σ_{cp} : 3.68 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.
 A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total da secção de betão.
 f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .
 f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.
 b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5
 v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

N_{Ed} : 736.68 kN
 A'_s : 6.79 cm²
 A_c : 1200.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa
 b_w : 300.00 mm
 z : 279.48 mm
 v_1 : 0.600

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

α : 90.0 graus

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

θ : 45.0 graus

Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)-SisX2-0.3·SisY2".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{111.86} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{112.94} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.880}$$

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\rho_l : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{736.68} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.49} \text{ MPa}$$

Esforço Transverso na direcção Y:

Resistência a esforço transverso de cálculo em peças sem armadura de esforço transverso, obtida de acordo com (Artigo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,s} : \underline{97.17} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{90.49} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.847}$$

Verificações do pilar P19

ρ_l : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

ρ_l : 0.005

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

A_{sl} : 4.52 cm²

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 4.00 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido.

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

N_{Ed} : 736.68 kN

A_c : 1200.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

d : 279.00 mm

V_{min} : 0.48 MPa

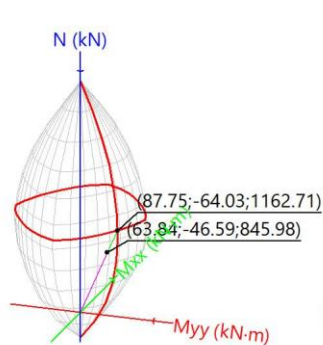
Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·V(-Yexc.-)".

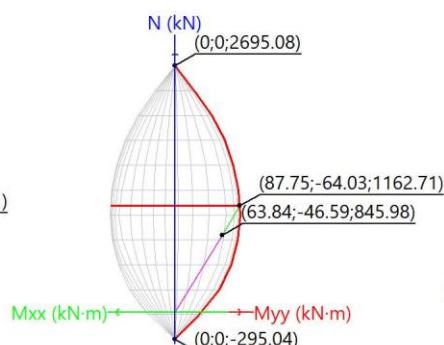
Deve satisfazer:

η : 0.375 ✓

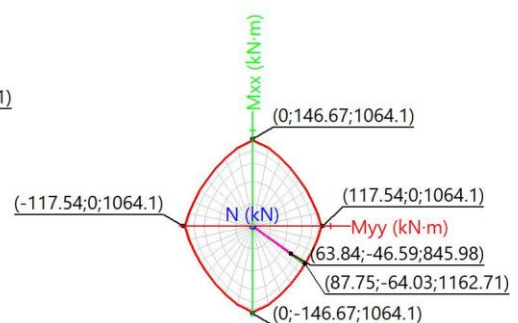
η : 0.728 ✓



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

N_{Ed} : 845.98 kN

Verificações do pilar P19

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} M_{Ed,x} &: \underline{-7.27} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{16.92} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{2256.84} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-19.40} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{45.14} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: \underline{20.00} \text{ mm} \\ e_{e,y} &: \underline{-8.60} \text{ mm} \end{aligned}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-8.60} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-7.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{845.98} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{2.71} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{2.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{845.98} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd} : Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

$$N_{Sd} : \underline{845.98} \text{ kN}$$

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd,x} : \underline{-46.59} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{63.84} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

$$N_{Rd} : \underline{1162.71} \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{aligned} M_{Rd,x} &: -64.03 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: 87.75 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : 37.07$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 4.280 \text{ m}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : 11.55 \text{ cm}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

I : Inércia.

$$I : 160000.00 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : 19.50$$

Em que:

$$A : 0.74$$

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.12$$

Sendo:

$$\omega : 0.12$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : 6.79 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.35$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : 845.98 \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{Sd} : 845.98 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : -46.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : -55.07 \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$e_e : -8.60 \text{ mm}$$

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_i : -10.34 \text{ mm}$$

Em que:

Verificações do pilar P19

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

θ_i : 0.0048

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

θ_0 : 0.0050

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 0.9667

l : Altura

l : 4.280 m

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

e_2 : -36.13 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

$1/r$: Curvatura.

$1/r$: 0.0195 m⁻¹

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 1.000

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

n : 0.35

n_{bal} : 0.40

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

K_ϕ : 1.443

Em que:

β : 0.253

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.750

$1/r_0$: 0.0135 m⁻¹

Em que:

ϵ_{yd} : 0.00217

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

d : 358 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

Verificações do pilar P19

$$\lambda : \underline{49.42}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$l_0 : \underline{4.280} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{19.50}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.35}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{845.98} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{sd} : \underline{845.98} \text{ kN}$$

$$M_{sd} : \underline{63.84} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : \underline{75.47} \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_e : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{10.34} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{4.280} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0048}$$

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$$\alpha_h : \underline{0.9667}$$

Verificações do pilar P19

I : Altura	I :	<u>4.280</u>	m
α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.	α_m :	<u>1.0000</u>	
e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.	e_2 :	<u>45.12</u>	mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura	l_0 :	<u>4.280</u>	m
c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).	c :	<u>9.870</u>	
$1/r$: Curvatura.	$1/r$:	<u>0.0243</u>	m-1

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.	K_r :	<u>1.000</u>	
---	---------------------------	--------------	--

Em que:

n_u :	<u>1.12</u>	
---------------------------	-------------	--

ω :	<u>0.12</u>	
------------------------------	-------------	--

n :	<u>0.35</u>	
------------	-------------	--

n_{bal} :	<u>0.40</u>	
-------------------------------	-------------	--

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.	K_ϕ :	<u>1.298</u>	
---	------------------------------	--------------	--

Em que:

β :	<u>0.171</u>	
-----------------------------	--------------	--

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.	ϕ_{ef} :	<u>1.750</u>	
---	---------------------------------	--------------	--

$1/r_0$:	<u>0.0187</u>	m-1
-----------------------------	---------------	-----

Em que:

ϵ_{yd} :	<u>0.00217</u>	
-------------------------------------	----------------	--

d: Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

d :	<u>258</u>	mm
------------	------------	----

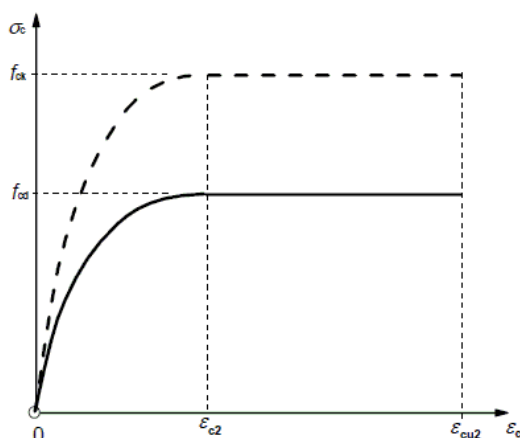
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

Verificações do pilar P19

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

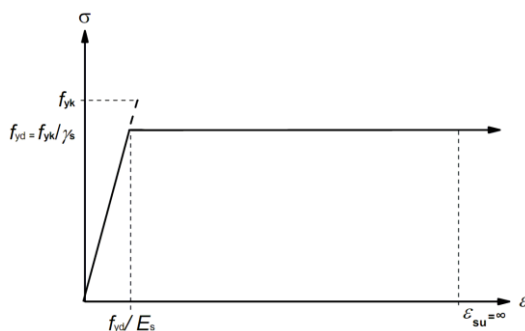
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

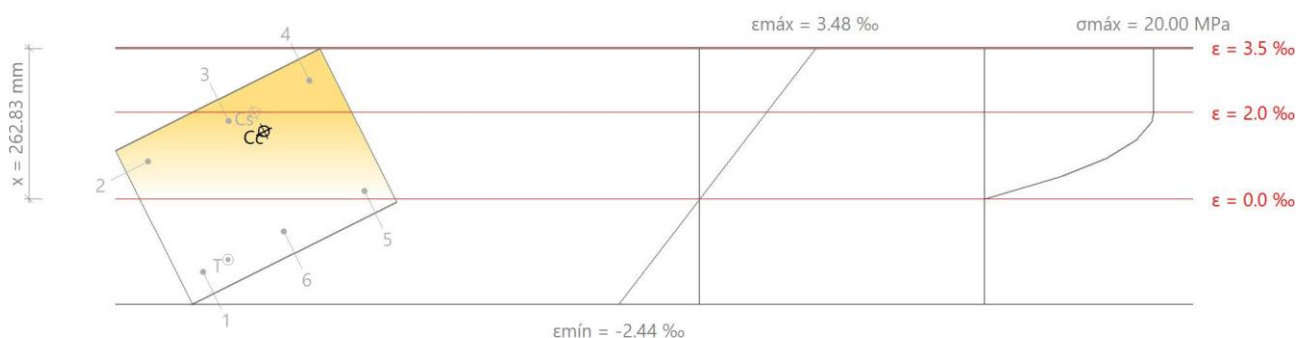
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-339.10	-0.001696
2	Ø12	108.00	158.00	+172.96	+0.000865
3	Ø12	108.00	0.00	+360.08	+0.001800
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002736
5	Ø12	-108.00	-158.00	+35.13	+0.000176
6	Ø12	-108.00	0.00	-151.99	-0.000760

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1104.82	63.68	-47.67
Cs	113.43	100.43	-46.78
T	55.54	-108.00	109.10

N_{Rd} : 1162.71 kN

M_{Rd} : -64.03 kN·m

$M_{Rd,y}$: 87.75 kN·m

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 1104.82 kN

C_s : 113.43 kN

T : 55.54 kN

e_{cc,x} : 63.68 mm

e_{cc,y} : -47.67 mm

e_{cs,x} : 100.43 mm

e_{cs,y} : -46.78 mm

e_{T,x} : -108.00 mm

e_{T,y} : 109.10 mm

ε_{cmax} : 0.0035

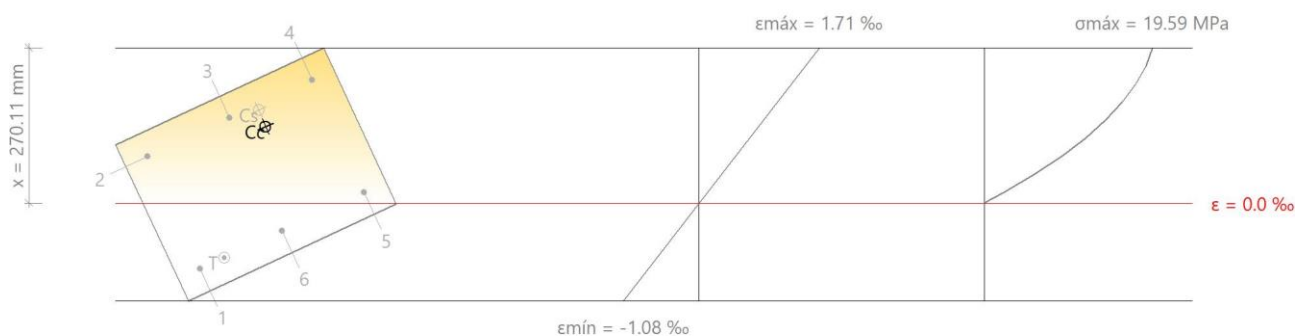
ε_{smax} : 0.0017

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 339.10 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-145.69	-0.000728
2	Ø12	108.00	158.00	+102.76	+0.000514
3	Ø12	108.00	0.00	+187.33	+0.000937
4	Ø12	108.00	-158.00	+271.89	+0.001359
5	Ø12	-108.00	-158.00	+23.44	+0.000117
6	Ø12	-108.00	0.00	-61.12	-0.000306

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	803.16	68.16	-50.48
Cs	66.21	99.35	-51.97
T	23.39	-108.00	111.30

N_{sd} : 845.98 kN

M_{sd} , : -46.59 kN·m

M_{sd,y} : 63.84 kN·m

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 803.16 kN

C_s : 66.21 kN

T : 23.39 kN

e_{cc,x} : 68.16 mm

e_{cc,y} : -50.48 mm

e_{cs,x} : 99.35 mm

e_{cs,y} : -51.97 mm

e_{T,x} : -108.00 mm

e_{T,y} : 111.30 mm

ε_{cmax} : 0.0017

ε_{smax} : 0.0007

σ_{cma} : 19.59 MPa

σ_{sma} : 145.69 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

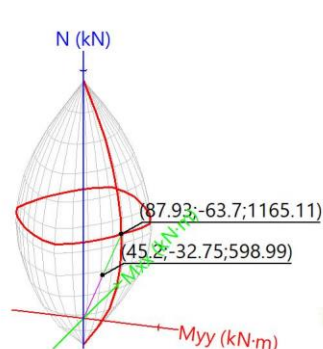
Verificações do pilar P19

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0 m', para a combinação "PP+RP+0.3·Qa(A)-0.3·SisX2-SisY2".

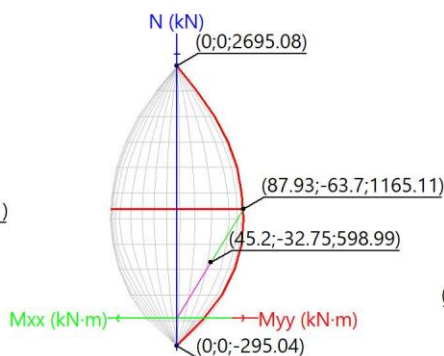
Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.265} \quad \checkmark$$

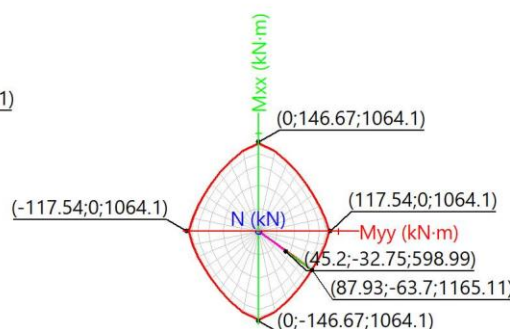
$$\eta : \underline{0.514} \quad \checkmark$$



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Ed}} : & 598.99 & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Ed,x}} : & -4.91 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Ed,y}} : & 11.98 & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{N_{Rd}} : & 2258.29 & \text{kN} \\ \mathbf{M_{Rd,x}} : & -18.52 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} : & 45.17 & \text{kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} \mathbf{e_{e,x}} : & 20.00 & \text{mm} \\ \mathbf{e_{e,y}} : & -8.20 & \text{mm} \end{array}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$\mathbf{e_{min}} : \underline{20.00} \quad \text{mm}$$

Verificações do pilar P19

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-8.20} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-4.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{598.99} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{3.54} \text{ mm}$$

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{2.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{598.99} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

$$N_{Sd} : \underline{598.99} \text{ kN}$$

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd,x} : \underline{-32.75} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{45.20} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

$$N_{Rd} : \underline{1165.11} \text{ kN}$$

M_{Rd}: Momento resistente

$$M_{Rd,x} : \underline{-63.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{87.93} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{37.07}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{4.280} \text{ m}$$

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : \underline{11.55} \text{ cm}$$

A_c: Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

I: Inércia.

$$I : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{23.17}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef}: Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

Verificações do pilar P19

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_c: Área total da secção de betão.

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\omega : 0.12$$

$$A_s : 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.25$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : 598.99 \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{sd} : 598.99 \text{ kN}$$

$$M_{sd} : -32.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : -54.68 \text{ mm}$$

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$e_e : -8.20 \text{ mm}$$

e_i: Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_i : -10.34 \text{ mm}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 4.280 \text{ m}$$

$$\theta_i : 0.0048$$

Sendo:

θ₀: Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : 0.0050$$

α_h: Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\alpha_h : 0.9667$$

l: Altura

$$l : 4.280 \text{ m}$$

α_m: Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

$$\alpha_m : 1.0000$$

e₂: Flecha, segundo 5.8.8.

$$e_2 : -36.13 \text{ mm}$$

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 4.280 \text{ m}$$

c: Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

$$c : 9.870$$

1/r: Curvatura.

$$1/r : 0.0195 \text{ m}^{-1}$$

Em que:

K_r: Factor de correcção dependente do esforço normal.

$$K_r : 1.000$$

Verificações do pilar P19

Em que:

$$n_u : 1.12$$

$$\omega : 0.12$$

$$n : 0.25$$

$$n_{bal} : 0.40$$

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : 1.443$$

Em que:

$$\beta : 0.253$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : 1.750$$

$$1/r_0 : 0.0135 \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : 0.00217$$

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

$$d : 358 \text{ mm}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : 49.42$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 4.280 \text{ m}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : 8.66 \text{ cm}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

I : Inércia.

$$I : 90000.00 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : 23.17$$

Em que:

$$A : 0.74$$

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.12$$

Sendo:

$$\omega : 0.12$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : 6.79 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 1200.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

C : 0.70

n : 0.25

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 598.99 kN

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

N_{Sd} : 598.99 kN

M_{Sd} : 45.20 kN·m

Em que:

e_{tot} : 75.47 mm

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_e : 20.00 mm

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

e_i : 10.34 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

θ_i : 0.0048

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

θ_0 : 0.0050

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 0.9667

l : Altura

l : 4.280 m

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

e_2 : 45.12 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 4.280 m

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

$1/r$: Curvatura.

$1/r$: 0.0243 m⁻¹

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 1.000

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

Verificações do pilar P19

$$n : \underline{0.25}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : \underline{1.298}$$

Em que:

$$\beta : \underline{0.171}$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0187} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00217}$$

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

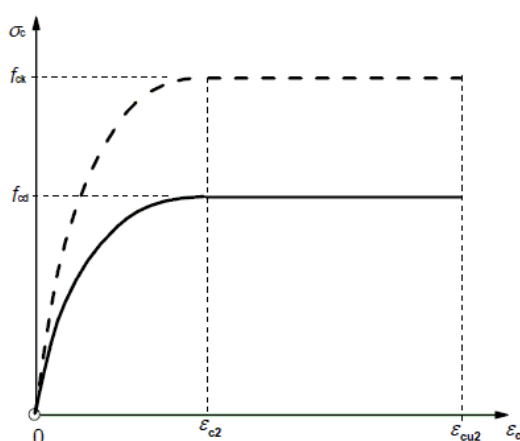
$$d : \underline{258} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ε_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

Verificações do pilar P19

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

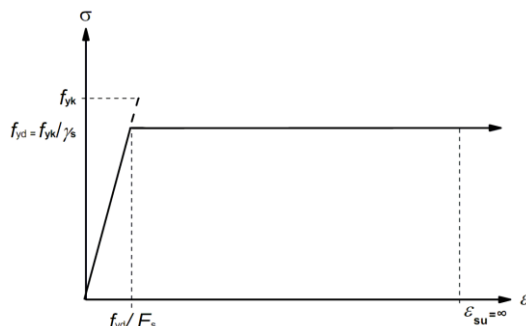
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \frac{1.00}{}$$

$$f_{ck} : \frac{30.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_c : \frac{1.5}{\text{MPa}}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \frac{0.0100}{}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \frac{434.78}{\text{MPa}}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

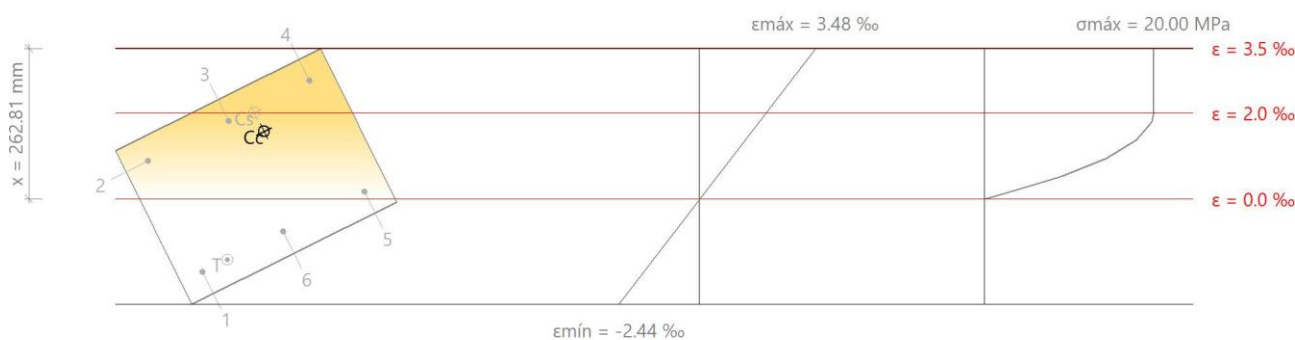
$$f_{yk} : \frac{500.00}{\text{MPa}}$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \frac{1.15}{\text{MPa}}$$

- (e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-337.99	-0.001690
2	Ø12	108.00	158.00	+174.67	+0.000873
3	Ø12	108.00	0.00	+360.98	+0.001805
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002736
5	Ø12	-108.00	-158.00	+34.63	+0.000173
6	Ø12	-108.00	0.00	-151.68	-0.000758

Verificações do pilar P19

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1106.82	63.71	-47.34
Cs	113.67	100.56	-46.33
T	55.38	-108.00	109.06

$$N_{Rd} : 1165.11 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : -63.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : 87.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : 1106.82 \text{ kN}$$

$$C_s : 113.67 \text{ kN}$$

$$T : 55.38 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 63.71 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -47.34 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 100.56 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -46.33 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : -108.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 109.06 \text{ mm}$$

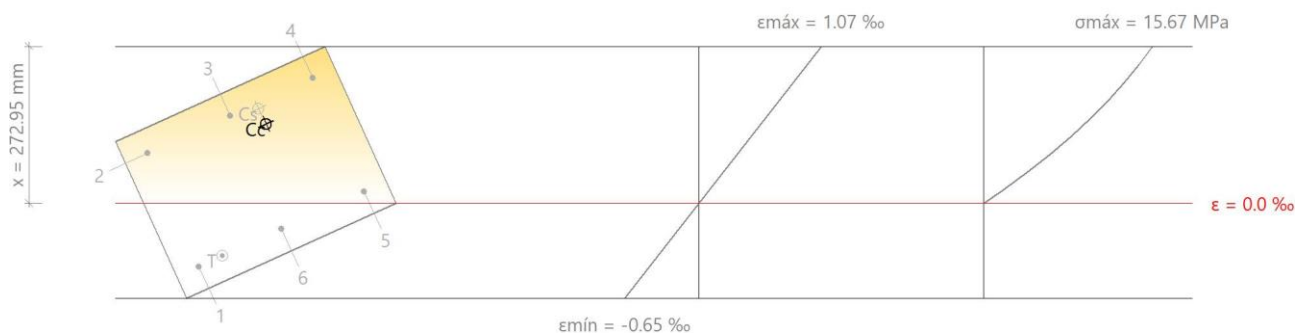
$$\epsilon_{cmax} : 0.0035$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0017$$

$$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 337.99 \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-108.00	158.00	-86.09	-0.000430
2	Ø12	108.00	158.00	+68.02	+0.000340
3	Ø12	108.00	0.00	+119.15	+0.000596
4	Ø12	108.00	-158.00	+170.29	+0.000851
5	Ø12	-108.00	-158.00	+16.17	+0.000081
6	Ø12	-108.00	0.00	-34.96	-0.000175

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	570.42	69.35	-51.01

Verificações do pilar P19

Cs	42.26	98.65	-50.08
T	13.69	-108.00	112.37

$$N_{sd} : \underline{598.99 \text{ kN}}$$

$$M_{sd} : \underline{-32.75 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{sd,y} : \underline{45.20 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{570.42 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{42.26 \text{ kN}}$$

$$T : \underline{13.69 \text{ kN}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{69.35 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-51.01 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{98.65 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-50.08 \text{ mm}}$$

$$e_{T,x} : \underline{-108.00 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{112.37 \text{ mm}}$$

$$\varepsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\varepsilon_{smax} : \underline{0.0004}$$

$$\sigma_{cma} : \underline{15.67 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{sma} : \underline{86.09 \text{ MPa}}$$

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

O dimensionamento sísmico para ductilidade baixa não contempla verificações adicionais.

Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3) (EN 1998-1:2004, NP EN 1998-1:2010)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



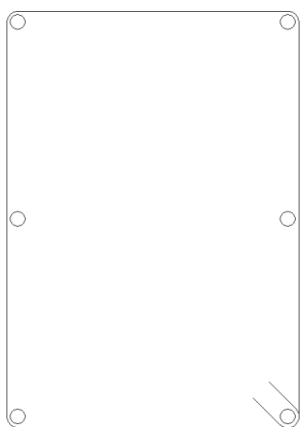
Esforços de cálculo. Pilares (5.4.2.3) (EN 1998-1:2004)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Verificações do pilar P19

7. FUNDAÇÃO

Dados do pilar	
	Geometria
	Dimensões : 30x40 cm
	Tramo : -3.724/-3.200 m
	Altura livre : 0.00 m
	Recobrimento : 3.0 cm
	Tamanho máximo do inerte : 15 mm
	Materiais
	Betão : C30/37
	Aço : S-500
	Comprimento de encurvadura
	Plano ZX : 2.88 m
	Plano ZY : 2.88 m
	Armadura longitudinal
	Cantos : 4Ø12
	Face Y : 2Ø12
	Quantidade : 0.57 %
	Armadura transversal
	Armaduras transversais : 1eØ6

Disposições relativas às armaduras (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 8.2 e 9.5)

A verificação não é necessária

Armadura mínima e máxima (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Artigo 9.5.2)

A verificação não é necessária

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{3.78} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{1.93} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,x} : \underline{708.73} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,y} : \underline{628.82} \text{ kN}$$

Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções 1.35·PP+1.35·RP+1.05·Qa(A)+1.5·V(-Xexc.-).

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{708.73} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{6.44} \text{ MPa}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.	N_{Ed} : <u>1068.06</u> kN
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s : <u>6.79</u> cm ²
A_c : Área total da secção de betão.	A_c : <u>1200.00</u> cm ²
f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .	f_{yd} : <u>434.78</u> MPa
f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.	f_{cd} : <u>20.00</u> MPa
b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5	b_w : <u>400.00</u> mm
z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5	z : <u>236.24</u> mm
v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.	v_1 : <u>0.600</u>
α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.	α : <u>90.0</u> graus
θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	θ : <u>45.0</u> graus

Esforço Transverso na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{628.82} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.	α_{cw} : <u>1.250</u>
Sendo:	
σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.	σ_{cp} : <u>6.44</u> MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.	N_{Ed} : <u>1068.06</u> kN
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s : <u>6.79</u> cm ²
A_c : Área total da secção de betão.	A_c : <u>1200.00</u> cm ²
f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .	f_{yd} : <u>434.78</u> MPa
f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.	f_{cd} : <u>20.00</u> MPa
b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5	b_w : <u>300.00</u> mm
z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5	z : <u>279.48</u> mm
v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.	v_1 : <u>0.600</u>
α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.	α : <u>90.0</u> graus
θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	θ : <u>45.0</u> graus

Verificações do pilar P19

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{1.99} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{1.38} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{671.32} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{595.62} \text{ kN}$$

Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções PP+RP+0.3·Qa(A)-SisX2-0.3·SisY2.

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

O esforço transversal resistente por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Transversal na direcção X:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{671.32} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.184}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{3.68} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{736.68} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{236.24} \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Esforço Transversal na direcção Y:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

Verificações do pilar P19

$$V_{Rd,max} : \underline{595.62} \text{ kN}$$

Em que:

α_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.184}$$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : \underline{3.68} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{736.68} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{279.48} \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

θ : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

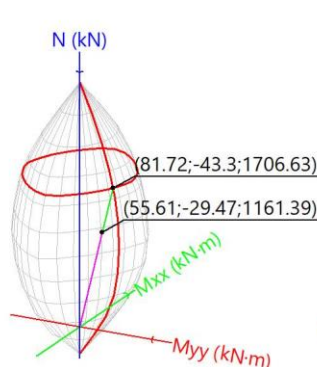
Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot RP + 1.5 \cdot Qa(A) + 1.05 \cdot Qa(D) + 0.9 \cdot V(-Y_{exc.-})$.

Deve satisfazer:

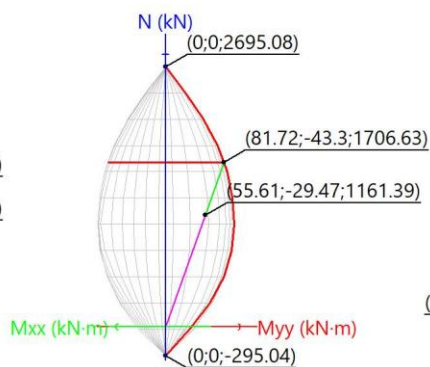
$$\eta : \underline{0.512} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.681} \checkmark$$

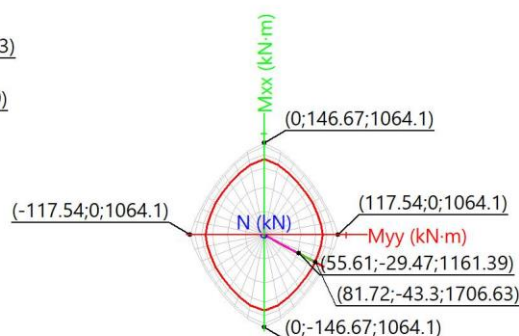
Verificações do pilar P19



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: 1161.39 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: -2.66 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: 23.23 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 2269.48 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: -5.20 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: 45.39 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: 20.00 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: -2.29 \text{ mm} \end{aligned}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : 400.00 \text{ mm}$$

$$e_0 : -2.29 \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : -2.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : 1161.39 \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

Verificações do pilar P19

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

h : 300.00 mm

e₀ : 2.26 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem.

M_d : 2.63 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo.

N_d : 1161.39 kN

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd}: Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

N_{Sd} : 1161.39 kN

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

M_{Sd,x} : -29.47 kN·m

M_{Sd,y} : 55.61 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

N_{Rd} : 1706.63 kN

M_{Rd}: Momento resistente

M_{Rd,x} : -43.30 kN·m

M_{Rd,y} : 81.72 kN·m

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

λ : 24.94

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 2.880 m

i_c: Raio de rotação da secção de betão.

i_c : 11.55 cm

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

I: Inércia.

I : 160000.00 cm⁴

λ_{inf} : 16.64

Em que:

A : 0.74

Sendo:

φ_{ef}: Coeficiente de fluência efectivo.

φ_{ef} : 1.8

B : 1.12

Sendo:

ω : 0.12

Em que:

A_s: Área total de reforço longitudinal.

A_s : 6.79 cm²

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 1200.00 cm²

f_{yd}: Limite elástico da armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do betão.

f_{cd} : 20.00 MPa

C : 0.70

n : 0.48

Sendo:

Verificações do pilar P19

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 1161.39 kN

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

N_{Sd} : 1161.39 kN

M_{Sd} : -29.47 kN·m

Em que:

e_{tot} : -25.37 mm

Sendo:

e_e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_e : -2.29 mm

e_i: Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

e_i : -7.20 mm

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 2.880 m

θ_i : 0.0050

Sendo:

θ₀: Valor básico (1/200).

θ₀ : 0.0050

α_h: Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 1.0000

l: Altura

l : 2.880 m

α_m: Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e₂: Flecha, segundo 5.8.8.

e₂ : -15.88 mm

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura

l₀ : 2.880 m

c: Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

1/r: Curvatura.

1/r : 0.0189 m⁻¹

Em que:

K_r: Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 0.884

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

n : 0.48

n_{bal} : 0.40

Verificações do pilar P19

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$K_\phi : \underline{1.584}$$

Em que:

$$\beta : \underline{0.334}$$

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0135} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00217}$$

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

$$d : \underline{358} \text{ mm}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

$$\lambda : \underline{33.26}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.880} \text{ m}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

I : Inércia.

$$I : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{16.64}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.48}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1161.39} \text{ kN}$$

Verificações do pilar P19

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

Em que:

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

l : Altura

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

$1/r$: Curvatura.

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

Em que:

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

$$N_{sd} : \underline{1161.39} \text{ kN}$$

$$M_{sd} : \underline{55.61} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$e_{tot} : \underline{47.88} \text{ mm}$$

$$e_e : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{7.20} \text{ mm}$$

$$l_0 : \underline{2.880} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$$l : \underline{2.880} \text{ m}$$

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

$$e_2 : \underline{20.68} \text{ mm}$$

$$l_0 : \underline{2.880} \text{ m}$$

$$c : \underline{9.870}$$

$$1/r : \underline{0.0246} \text{ m}^{-1}$$

$$K_r : \underline{0.884}$$

$$n_u : \underline{1.12}$$

$$\omega : \underline{0.12}$$

$$n : \underline{0.48}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

$$K_\phi : \underline{1.487}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

$$\beta : \underline{0.278}$$

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0187} \text{ m}^{-1}$$

Em que:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00217}$$

d: Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

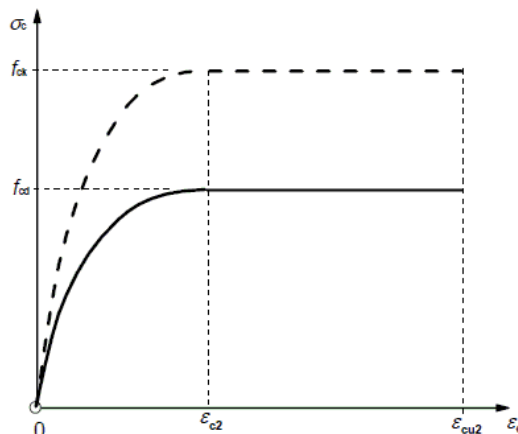
$$d : \underline{258} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- (a) A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- (b) As deformações do betão seguem uma lei plana.
- (c) As deformações ε_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- (d) As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.



ε_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de longa duração.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

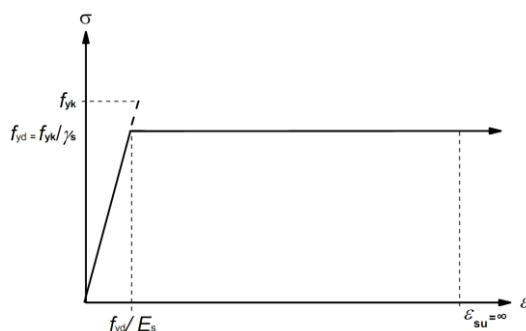
$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8

Verificações do pilar P19



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

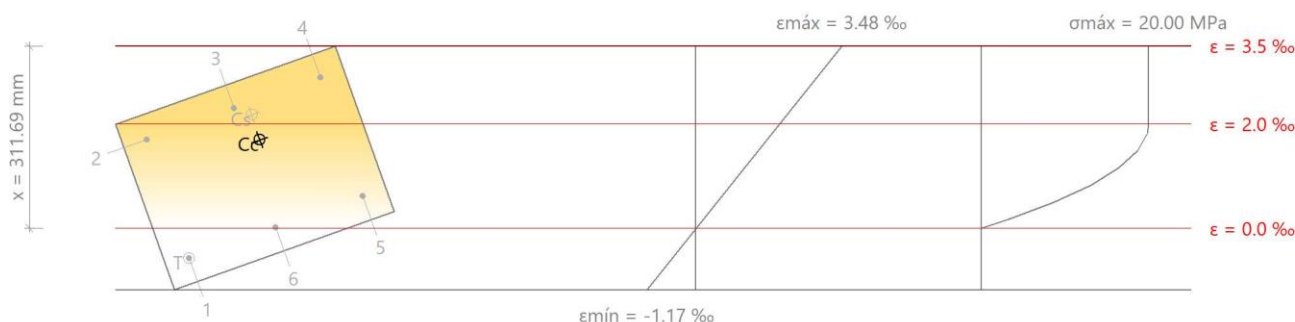
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_s : 1.15

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-114.51	-0.000573
2	Ø12	108.00	158.00	+340.34	+0.001702
3	Ø12	108.00	0.00	+434.78	+0.002292
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002883
5	Ø12	-108.00	-158.00	+121.80	+0.000609
6	Ø12	-108.00	0.00	+3.65	+0.000018

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1568.55	42.76	-23.84
Cs	151.03	87.71	-25.59
T	12.95	-108.00	158.00

N_{Rd} : 1706.63 kN

Verificações do pilar P19

$$M_{Rd,x} : \underline{-43.30} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{81.72} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1568.55} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{151.03} \text{ kN}$$

$$T : \underline{12.95} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{42.76} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-23.84} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{87.71} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-25.59} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-108.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{158.00} \text{ mm}$$

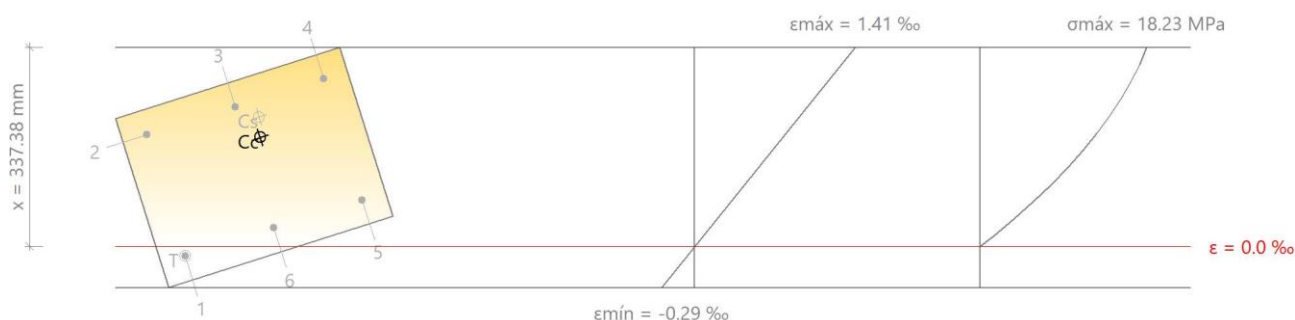
$$\varepsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$\varepsilon_{smax} : \underline{0.0006}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{114.51} \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-108.00	158.00	-13.89	-0.000069
2	Ø12	108.00	158.00	+157.65	+0.000788
3	Ø12	108.00	0.00	+197.39	+0.000987
4	Ø12	108.00	-158.00	+237.13	+0.001186
5	Ø12	-108.00	-158.00	+65.59	+0.000328
6	Ø12	-108.00	0.00	+25.85	+0.000129

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1085.65	45.43	-24.53
Cs	77.32	79.11	-33.53
T	1.57	-108.00	158.00

$$N_{Sd} : \underline{1161.39} \text{ kN}$$

$$M_{Sd,x} : \underline{-29.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{55.61} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Verificações do pilar P19

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T : Resultante de tracções no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$e_{T,x}$: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 1085.65 kN

C_s : 77.32 kN

T : 1.57 kN

$e_{cc,x}$: 45.43 mm

$e_{cc,y}$: -24.53 mm

$e_{cs,x}$: 79.11 mm

$e_{cs,y}$: -33.53 mm

$e_{T,x}$: -108.00 mm

$e_{T,y}$: 158.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0014

ϵ_{smax} : 0.0001

σ_{cmax} : 18.23 MPa

σ_{smax} : 13.89 MPa

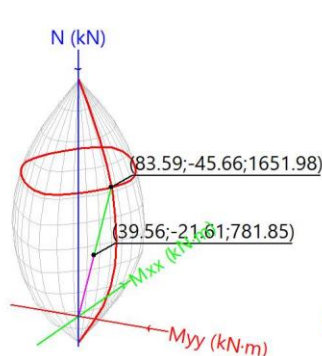
Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas) (NP EN 1992-1-1:2010/NA, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções PP+RP+0.3·Qa(A)+0.6·Qa(D)-0.3·SisX2-SisY2.

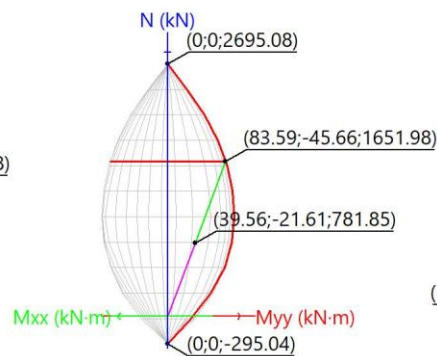
Deve satisfazer:

η : 0.345 ✓

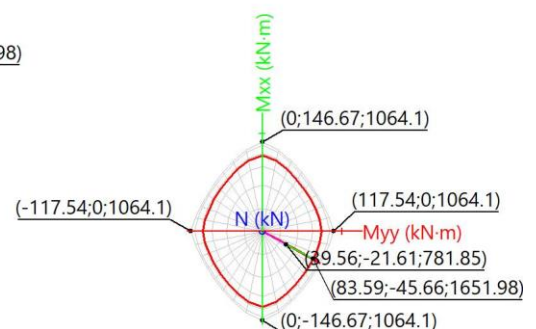
η : 0.473 ✓



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da secção (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 6.1(4):

N_{Ed} : Esforço normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

N_{Ed} : 781.85 kN

$M_{Ed,x}$: -1.94 kN·m

$M_{Ed,y}$: 15.64 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

N_{Rd} : 2269.29 kN

$M_{Rd,x}$: -5.62 kN·m

Verificações do pilar P19

Em que:

$$M_{Rd,y} : \underline{45.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-2.48} \text{ mm}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são inferiores à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-2.48} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-1.94} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{781.85} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{1.70} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{1.33} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{781.85} \text{ kN}$$

Verificação do estado limite de instabilidade (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços actuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

N_{Sd} : Esforço axial actuante de cálculo desfavorável.

$$N_{Sd} : \underline{781.85} \text{ kN}$$

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd,x} : \underline{-21.61} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{39.56} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

$$N_{Rd} : \underline{1651.98} \text{ kN}$$

M_{Rd} : Momento resistente

$$M_{Rd,x} : \underline{-45.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{83.59} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

Verificações do pilar P19

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$\lambda : \underline{24.94}$$

$$l_0 : \underline{2.880} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{11.55} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{20.28}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.12}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : \underline{6.79} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.33}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{781.85} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$N_{Sd} : \underline{781.85} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{-21.61} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

$$e_{tot} : \underline{-27.64} \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

$$e_e : \underline{-2.48} \text{ mm}$$

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$e_i : \underline{-7.20} \text{ mm}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{2.880} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

Verificações do pilar P19

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

α_h : 1.0000

l : Altura

l : 2.880 m

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.

α_m : 1.0000

e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.

e_2 : -17.96 mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 2.880 m

c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).

c : 9.870

$1/r$: Curvatura.

$1/r$: 0.0214 m⁻¹

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.

K_r : 1.000

Em que:

n_u : 1.12

ω : 0.12

n : 0.33

n_{bal} : 0.40

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

K_ϕ : 1.584

Em que:

β : 0.334

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} : 1.750

$1/r_0$: 0.0135 m⁻¹

Em que:

ϵ_{yd} : 0.00217

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

d : 358 mm

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não se podem desprezar, já que a esbelteza mecânica do pilar λ é maior que a esbelteza limite inferior λ_{lim} indicada em 5.8.3.2.

λ : 33.26

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

l_0 : 2.880 m

Verificações do pilar P19

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

A_c : Área total da secção de betão.

I : Inércia.

$$\begin{aligned} i_c &: \underline{8.66} \text{ cm} \\ A_c &: \underline{1200.00} \text{ cm}^2 \\ I &: \underline{90000.00} \text{ cm}^4 \\ \lambda_{inf} &: \underline{20.28} \end{aligned}$$

Em que:

Sendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$\begin{aligned} A &: \underline{0.74} \\ \varphi_{ef} &: \underline{1.8} \\ B &: \underline{1.12} \end{aligned}$$

Sendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

A_c : Área total da secção de betão.

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\begin{aligned} A_s &: \underline{6.79} \text{ cm}^2 \\ A_c &: \underline{1200.00} \text{ cm}^2 \\ f_{yd} &: \underline{434.78} \text{ MPa} \\ f_{cd} &: \underline{20.00} \text{ MPa} \\ C &: \underline{0.70} \\ n &: \underline{0.33} \end{aligned}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{781.85} \text{ kN}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do ponto 5.8.8, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade que representa as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, segundo se mostra seguidamente:

$$\begin{aligned} N_{Sd} &: \underline{781.85} \text{ kN} \\ M_{Sd} &: \underline{39.56} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Em que:

$$e_{tot} : \underline{50.60} \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} segundo o ponto 6.1(4).

e_i : Excentricidade adicional para considerar o efeito das imperfeições geométricas, segundo 5.2.

$$\begin{aligned} e_e &: \underline{20.00} \text{ mm} \\ e_i &: \underline{7.20} \text{ mm} \end{aligned}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$\begin{aligned} l_0 &: \underline{2.880} \text{ m} \\ \theta_i &: \underline{0.0050} \end{aligned}$$

Sendo:

θ_0 : Valor básico (1/200).

α_h : Coeficiente de redução relativo à altura.

$$\begin{aligned} \theta_0 &: \underline{0.0050} \\ \alpha_h &: \underline{1.0000} \end{aligned}$$

l : Altura

$$l : \underline{2.880} \text{ m}$$

Verificações do pilar P19

α_m : Coeficiente de redução relativo ao número de elementos.	α_m :	<u>1.0000</u>	
e_2 : Flecha, segundo 5.8.8.	e_2 :	<u>23.40</u>	mm

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura	l_0 :	<u>2.880</u>	m
c : Coeficiente dependente da distribuição da curvatura (π^2).	c :	<u>9.870</u>	
$1/r$: Curvatura.	$1/r$:	<u>0.0278</u>	m-1

Em que:

K_r : Factor de correcção dependente do esforço normal.	K_r :	<u>1.000</u>	
---	---------	--------------	--

Em que:

n_u :	<u>1.12</u>	
---------	-------------	--

ω :	<u>0.12</u>	
------------	-------------	--

n :	<u>0.33</u>	
-------	-------------	--

n_{bal} :	<u>0.40</u>	
-------------	-------------	--

K_ϕ : Coeficiente que tem em conta a fluência.

K_ϕ :	<u>1.487</u>	
------------	--------------	--

Em que:

β :	<u>0.278</u>	
-----------	--------------	--

ϕ_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

ϕ_{ef} :	<u>1.750</u>	
---------------	--------------	--

$1/r_0$:	<u>0.0187</u>	m-1
-----------	---------------	-----

Em que:

ϵ_{yd} :	<u>0.00217</u>	
-------------------	----------------	--

d : Distância desde a fibra mais comprimida de betão até ao centro de gravidade da armadura mais traccionada.

d :	<u>258</u>	mm
-------	------------	----

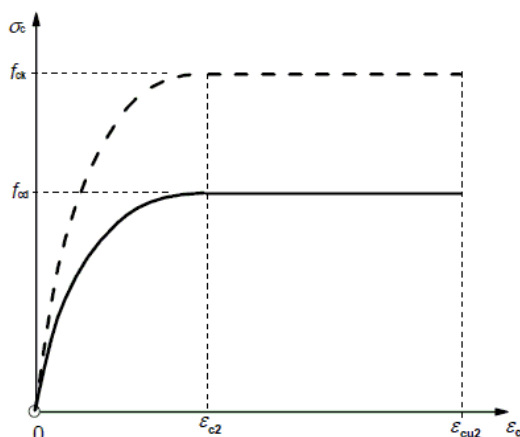
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A rotura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da secção, definidas pelos domínios de deformação de rotura.
- As deformações do betão seguem uma lei plana.
- As deformações ϵ_s das armaduras passivas mantêm-se iguais às do betão que as envolve.
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7(1).

O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola rectângulo. Não se considera a resistência do betão à tracção.

Verificações do pilar P19



ϵ_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

α_{cc} : Factor que tem em conta a fadiga do betão quando está submetido a altos níveis de tensão de compressão devido a cargas de larga duração.

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

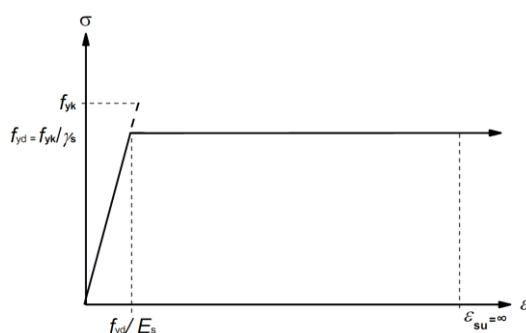
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) As tensões nas armaduras obtêm-se do diagrama dado em: Artigo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Extensão última, de acordo com Artigo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

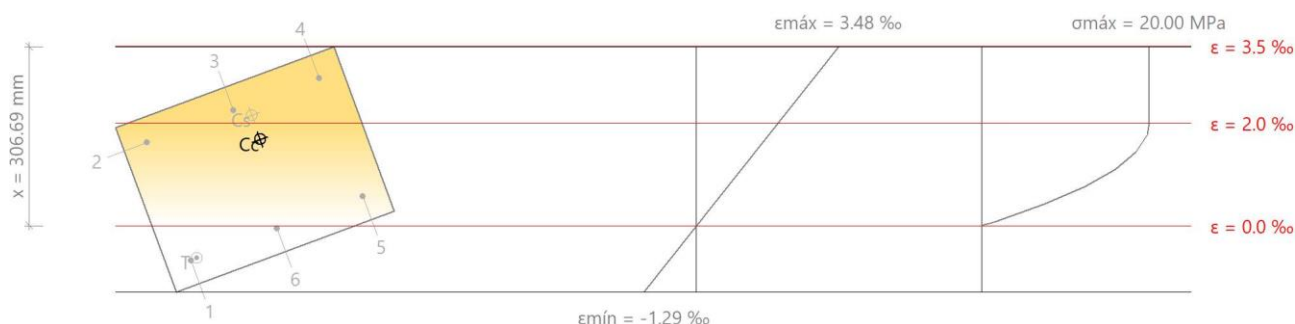
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-135.59	-0.000678
2	Ø12	108.00	158.00	+324.34	+0.001622
3	Ø12	108.00	0.00	+434.78	+0.002246
4	Ø12	108.00	-158.00	+434.78	+0.002870
5	Ø12	-108.00	-158.00	+113.98	+0.000570
6	Ø12	-108.00	0.00	-10.80	-0.000054

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1520.62	45.12	-25.80
Cs	147.92	89.18	-27.11
T	16.56	-108.00	146.34

$$N_{Rd} : \underline{1651.98 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd} : \underline{-45.66 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{83.59 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1520.62 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{147.92 \text{ kN}}$$

$$T : \underline{16.56 \text{ kN}}$$

$$e_{cc,x} : \underline{45.12 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-25.80 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,x} : \underline{89.18 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-27.11 \text{ mm}}$$

$$e_{T,x} : \underline{-108.00 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{146.34 \text{ mm}}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

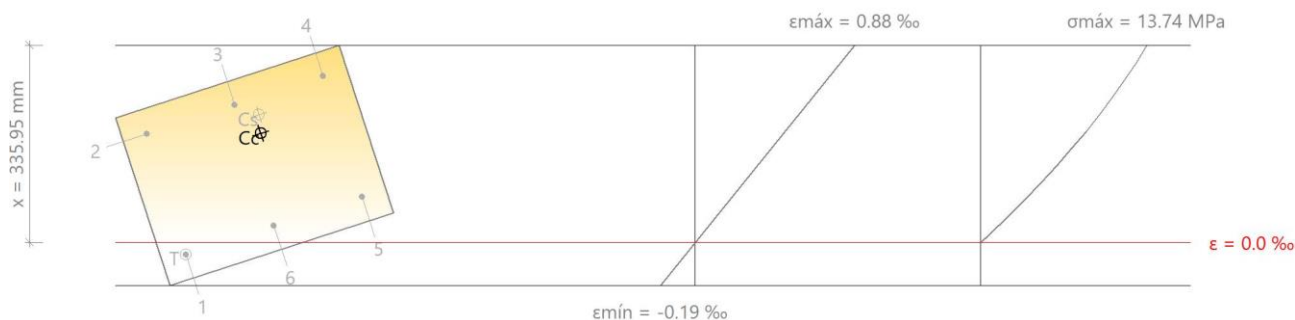
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0007}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{135.59 \text{ MPa}}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:

Verificações do pilar P19



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	158.00	-10.49	-0.000052
2	Ø12	108.00	158.00	+97.28	+0.000486
3	Ø12	108.00	0.00	+122.87	+0.000614
4	Ø12	108.00	-158.00	+148.47	+0.000742
5	Ø12	-108.00	-158.00	+40.70	+0.000204
6	Ø12	-108.00	0.00	+15.11	+0.000076

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	735.04	48.45	-26.91
Cs	48.00	79.60	-34.21
T	1.19	-108.00	158.00

N_{sd} : 781.85 kN

M_{sd} , : -21.61 kN·m

M_{sd,y} : 39.56 kN·m

Em que:

C_c: Resultante de compressões no betão.

C_s: Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tracções no aço.

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

e_T: Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

ε_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ε_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

σ_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

C_c : 735.04 kN

C_s : 48.00 kN

T : 1.19 kN

e_{cc,x} : 48.45 mm

e_{cc,y} : -26.91 mm

e_{cs,x} : 79.60 mm

e_{cs,y} : -34.21 mm

e_{T,x} : -108.00 mm

e_{T,y} : 158.00 mm

ε_{cmax} : 0.0009

ε_{smax} : 0.0001

σ_{cma} : 13.74 MPa

σ_{sma} : 10.49 MPa

Critérios de dimensionamento por sismo (NP EN 1998-1:2010)

A verificação não é necessária

Verificações do pilar P19

Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3) (EN 1998-1:2004, NP EN 1998-1:2010)

Classe de ductilidade estrutural: DCL (Baixa)



Esforços de cálculo. Pilares (5.4.2.3) (EN 1998-1:2004)

Nesta zona não são aplicáveis as verificações de dimensionamento por capacidade.



ANEXO V – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO MURO M4

Referência: M4 Dimensões: 220 x 60 Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno (A1 - Conjunto B): <i>Critério de CYPE</i>		
-Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.261731 MPa	Verifica
-Tensão média em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.175795 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.291848 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.307936 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.206599 MPa	Verifica
Tensões sobre o terreno (A2 - Conjunto C): <i>Critério de CYPE</i>		
-Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.198751 MPa	Verifica
-Tensão média em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.175795 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.222098 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.236029 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.437428 MPa Calculado: 0.206599 MPa	Verifica
Derrube da sapata: <i>Se % de reserva de segurança é maior que zero, quer dizer que os coeficientes de segurança ao derrube são maiores que os valores estritos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
-Na direcção X:	Reserva segurança: 811.3 %	Verifica
-Na direcção Y:	Reserva segurança: 95475.2 %	Verifica
Flexão na sapata:		
-Na direcção X:	Momento: 0.00 kN·m	Verifica
-Na direcção Y:	Momento: 2756.15 kN·m	Verifica
Esforço na sapata:		
-Na direcção X:	Transverso: 0.00 kN	Verifica
-Na direcção Y:	Transverso: 306.95 kN	Verifica
Compressão oblíqua na sapata: <i>Critério de CYPE</i>		
-Combinações fundamentais:	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 496.5 kN/m ²	Verifica
-Combinações fundamentais sísmicas:	Calculado: 330.9 kN/m ²	Verifica

Altura mínima: <i>Critério de CYPE</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 60 cm	Verifica
Espaço para amarrar arranques na fundação: -P4: -P5: -P6: -P7: -P8: -P9: -M4:	Mínimo: 12 cm Calculado: 53 cm Calculado: 53 cm Calculado: 53 cm Calculado: 53 cm Calculado: 53 cm Calculado: 53 cm	Verifica Verifica Verifica Verifica Verifica Verifica Verifica
Quantidade geométrica mínima: <i>Norma EC-2. Artigo 9.2.1.1</i> -Armadura inferior direcção X: -Armadura inferior direcção Y:	Mínimo: 0.0015 Calculado: 0.0022 Calculado: 0.0022	Verifica Verifica
Diâmetro mínimo dos varões: -Malha inferior: <i>Norma EC-2. Artigo 9.8.2.1</i>	Mínimo: 8 mm Calculado: 16 mm	Verifica
Afastamento máximo entre varões: <i>Critério de CYPE</i> -Armadura inferior direcção X: -Armadura inferior direcção Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Verifica Verifica
Afastamento mínimo entre varões: <i>Critério de CYPE</i> -Armadura inferior direcção X: -Armadura inferior direcção Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Verifica Verifica
Comprimento de amarração: <i>Norma EC-2. Artigo 8.4</i> -Armadura inf. direcção Y para cima: -Armadura inf. direcção Y para baixo:	Mínimo: 26 cm Calculado: 43 cm Mínimo: 29 cm Calculado: 47 cm	Verifica Verifica
Comprimento mínimo das patilhas: -Armadura inf. direcção Y para cima: -Armadura inf. direcção Y para baixo:	Mínimo: 13 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Verifica Verifica
Cumprem-se todas as verificações		
Informação adicional: - Sapata de tipo rígida (Critério de CYPE) - Flexão na sapata (Na direcção X): 0.00 - Relação rotura desfavorável (Na direcção Y): 0.66 - Esforço Transverso resistente (Na direcção X): 0.00 kN - Esforço Transverso resistente (Na direcção Y): 3182.66 kN		