



Dimensionamento de uma Ponte Pedonal na Avenida Sá Carneiro para acesso ao Campus do IPB

Ivan Karin Varela Spínola

Relatório final de projeto apresentado à

Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em

Engenharia da Construção

Desembro de 2020

Dimensionamento de uma Ponte Pedonal na Avenida Sá Carneiro para acesso ao Campus do IPB

Ivan Karin Varela Spínola

Relatório final de projeto apresentado à

Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em

Engenharia da Construção

Orientador:

Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César

Dezembro de 2020

Aos meus irmãos

À minha Mãe

Agradecimento

Em primeiro lugar, queria agradecer a todos aqueles que me ajudaram, direta ou indiretamente, neste percurso académico e especialmente na realização da minha dissertação.

Ao meu orientador professor Doutor Manuel Teixeira Braz César pela sua disponibilidade, ajuda, e ensinamentos, que sem eles não seria possível a conclusão deste trabalho.

Quero também expressar o meu agradecimento a todos os professores que contribuíram pela minha formação académica, à comunidade académica da Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança, e em particular ao Departamento de Mecânica Aplicada e Departamento de Construção Civil e Planeamento.

Aos meus amigos que me apoiaram sempre, principalmente nos momentos mais difíceis. Uma palavra ao Igor Fortes, amigo e colega de curso, pelos longos anos de amizade, conversas e incentivo que sempre demonstrou

Um agradecimento especial à toda minha família, aos meus pais e meus irmãos que sempre acreditaram em mim. Um especial obrigado à duas pessoas que sem eles nada disso seria possível, ao meu irmão Samuel Spínola e à mulher mais batalhadora do mundo, minha mãe.

Resumo

O presente projeto, diz respeito à conceção e o dimensionamento de uma ponte/passagem pedonal em betão armado e pré-esforçado sobre a estrada nacional EN 15 na Avenida Sá Carneiro, cidade de Bragança, para o acesso ao Campus do IPB (Instituto Politécnico de Bragança). Este projeto foi realizado no âmbito do trabalho final do mestrado em Engenharia da Construção do IPB. O trabalho é composto por uma parte teórica que fala sobre o aparecimento das primeiras pontes desde antiguidade e a forma que foi desenvolvendo até os dias de hoje, e outra parte que é o caso de estudo, este, constituído por cálculos dos elementos estruturais anpartir do cype.

A análise estrutural foi efetuada através do “*software*” de cálculo cype 3D, tendo como base os regulamentos nacionais e europeus, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e os Eurocódigos, modelou-se a estrutura com os elementos de barra, atribuindo-a as suas características mecânicas e geométricas. Por último, através dos resultados obtidos do programa, fez-se as respetivas verificações de segurança e os desenhos das armaduras

Palavras-Chave: Ponte Pedonal; Vibrações; Passagem Superior

Abstract

The present project concerns the design and dimensioning of a reinforced and prestressed concrete pedestrian bridge / crossing over the national road EN 15 at Avenida Sá Carneiro, city of Bragança, for access to the IPB Campus (Instituto Politécnico de Bragança). This project was carried out as part of the final work of the master's degree in Construction Engineering at IPB. The work consists of a theoretical part that talks about the appearance of the first bridges since antiquity and the form that has been developed until today, and another part that is the case study, this one, constituted by calculations of the structural elements starting from the cype.

The structural analysis was carried out using the cype 3D calculation software, based on national and European regulations, namely the Safety and Actions Regulation for Building and Bridge Structures and Eurocodes, the structure was modeled with the elements of bar, attributing it to its mechanical and geometric characteristics. Finally, through the results obtained from the program, the respective safety checks and armor designs were made

KEYWORDS: footbridge, vibrations, overpass

Índice

Agradecimento	II
Resumo.....	IV
Abstract	VI
Índice de Figuras	XI
Índice de Tabelas.....	XIV
Índice de Quadros.....	XVI
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2 OBJETIVOS E MOTIVAÇÕES.....	1
2. PONTES PEDONAIIS E PASSAGEM SUPERIORES	1
2.1 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO.....	1
2.1.1 A Pré-História	2
2.1.2 Era Romana.....	4
2.1.3 Idade Média	6
2.1.4 O Renascimento	8
2.1.5 A Revolução Industrial	10
2.1.6 Idade Contemporânea	14
2.2 PRINCIPAIS TIPOLOGIAS DE PONTES PEDONAIIS/PEDESTRES	21
2.3 LEGISLAÇÃO E REGULAMENTAÇÃO	23
2.3.1 Condicionantes da secção	23
2.4 QUANTIFICAÇÕES DAS AÇÕES	25
2.4.1 Ação da Neve.....	25
2.4.2 Ação do vento	27
2.4.3 Ações térmicas	32
2.4.4 Ação sísmica	33
2.5 SOBRECARGA INDUZIDAS POR PEÕES	38
2.5.1 Frequência da passada.....	39

2.5.2 Comprimento da passada	41
2.5.3 Velocidade do movimento	42
2.5.4 Tempo de contacto	43
2.5.5 Ação vertical	44
2.5.6 Ação horizontal	48
2.5.7 Função de carga para um grupo de peões ou multidão	50
3 CONDICIONANTES E LOCALIZAÇÃO DO PROJETO	51
3.1 LOCALIZAÇÃO DA PASSAGEM SUPERIOR	51
3.2 CARATERÍSTICAS CONDICIONANTES	52
4 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA PASSAGEM SUPERIOR (QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES E MÉTODO DE ANÁLISE DA PASSAGEM SUPERIOR)	52
4.1 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES	52
4.2 Ações variáveis	53
4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITE ÚLTIMO (ELU)	57
4.3.1 Combinação de ações fundamentais	57
4.3.2 Combinação de ações para situações de projeto sísmicas	58
4.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS)	58
4.4.1 Combinação característica	58
4.4.2 Combinação frequente	58
4.4.3 Combinação quase-permanente	58
4.4.4 Verificação dos estados limites de largura de fendas	59
4.5 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	59
5 CASO DE ESTUDO: DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE PEDONAL NA AVENIDA SÁ CARNEIRO PARA ACESSO AO CAMPUS DO IPB	59
5.1 INTRODUÇÃO	59
5.2 DEFINIÇÃO DE MATERIAS	59
5.3 TIPOLOGIA E GEOMETRIA DA SECÇÃO	60
5.4 DIMENSIONAMENTO	61
5.4.1 Escada	61

5.4.2 Dimensionamento da passagem superior.....	74
5.4.3 PILARES E FUNDAÇÕES	91
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA	121
Anexo	126
Peças Desenhadas.....	202

Índice de Figuras

Figura 1- Ponte natural sobre o rio Ardeche, França (Prandi, 2015).	2
Figura 2- Transposição de um pequeno rio através de troncos de arvores (Fialho, 2004).....	3
Figura 3- Ponte da origem neolítica em Lancashire, Inglaterra (Giel, 2015).....	3
Figura 4- Restos da Ponte Sublício em 1872 (Sommer & Behles, 2009).	4
Figura 5 -Ponte Sublício atualmente (Gobbler, 2009).	5
Figura 6 - Pont du Gard, Nîmes, França (Janberg, 2011b).	5
Figura 7- Ponte de Alcântara (Mendoza, 2016).	6
Figura 8 - Ponte Zhaozhou,China (Wanghongliu, 2008).	7
Figura 9 - Ponte de Frias, Espanha (Cortright, 2006).	7
Figura 10 - Ponte Vecchio, Florença, Itália (Anderson, 2007).	8
Figura 11 - Ponte de Rialto, Veneza (Bernabei et al., 2019).....	9
Figura 12 - Desenho de ponte em treliça reforçada com arco (Marinho, 2012).	9
Figura 13 - Lattice Truss, Minnesota (MARINHO, 2012).	10
Figura 14 - Primeira ponte em ferro do mundo após a restauração de 2018 (Tk420, 2019). ..	11
Figura 15 – Primeira Versão do Projeto da Ponte, 1773 (Museums, n.d.).....	11
Figura 16 – Segunda Versão do Projeto da Ponte, 1774 (Museums, n.d.).....	12
Figura 17 - Última Versão do Projeto da Ponte e Posteriormente Revista, 1775 (Museums, n.d.).	12
Figura 18 - Ponte Menai, País de Gales (Jones, 2019).....	13
Figura 19 - Litografia colorida à mão da Ponte Suspensa de Niagara (Parsons, 2012).	13
Figura 20 - Ponte Eads (Schultheis, 2012).....	15
Figura 21 - Ponte Maria Pia (Gonçalves, 2007).....	15
Figura 22 - Garabit Viaduct (Nicolas Janberg, 2009).	16
Figura 23 - Ponte Firth of Forth (Nicolas Janberg, 2016).....	16
Figura 24 - Modelo Empírico do Sistema Estrutural da Ponte Firth of Forth (Jiffry, 2013). ..	17
Figura 25 - Ponte de Brooklyn (Janberg, 2016).	17
Figura 26 - Primeira Construção de Betão Armado. Barco de Lambot 1848 (Radić et al., 2008).	18
Figura 27 - Primeira Ponte em Betão Armado (Monier, 1875).	19
Figura 28 - Pont de Luzancy sobre o Sena, 1945 (Appleton, 2005).	20

Figura 29 – a) Ponte 25 de Abril; b) Ponte Dom Luís I; c) Ponte da Arrábida; d) Viaduto Eduardo Pacheco; e) Ponte Vasco da Gama; f) Ponte Internacional da Gadiana (a) Cortright, 2017; b) Janberg, 2018b; C) Janberg, 2018a; d) Kanakaris-Wirtl, 2006; e) Janberg, 2018c; f) Haworth, 2007)).	21
Figura 30 -Exemplo de Pontes Pedonais em Portugal: a) Ponte Pedro e Inês (Ogando, 2012); b) Ponte da Galp (Engenharia e Construção, 2015); c) Ponte Pedonal da Ribeira da Carpinteira (Guerra, 2010); d) Ponte Pedonal sobre o Esteiro de São Pedro (Lima, 2013).	22
Figura 31 - Exemplo de Pontes Pedonais no mundo: a) Golden Bridge, Ba Na Hills, Vietname (Walsh, 2018); b) Hörn Bridge, Kiel, Alemanha (Frahm, 1997); c) Ponte Millennium de Gateshead, Tyneside, Inglaterra (Walsh et al., 2018) ; d) Ponte do Milénio, Londres, Inglaterra (Janberg, 2011a).	23
Figura 32 - Largura mínima para pontes pedonais (FIB, 2005).	25
Figura 33 - Classificação do território nacional por zonas (NP EN 1991-1-3 2009).	25
Figura 34- Coeficientes de forma para a carga da neve (NP EN 1991-1-3 2009).	26
Figura 35 - Direções da ação do vento (NP EN 1991-1-4 2010).	30
Figura 36 - Coeficiente de força C_f , xpara tabuleiros de pontes (NP EN 1991-1-4 2010).	30
Figura 37 -Altura a considerar para a are de referênci a (NP EN 1991-1-4 2010).	31
Figura 38 - Correlação entre a temperatura mínima/máxima do ar à sombra (T_{min}/T_{max}) e a componente da variação uniforme de temperatura mínima/máxima em pontes ($T_{e.min}/T_{e.max}$) (NP EN 1991-1-5 2009).	32
Figura 39 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1 2010).	34
Figura 40 – Forma do espectro de resposta elástico (NP EN 1998-1 2010).	36
Figura 41 - Funções de tempo típicas de cargas dinâmicas, a) Cargas periódicas; b) Cargas transitórias (Pimenta, 2008).	39
Figura 42- -Sistema de eixos das componentes da ação que o peão provoca sobre a estrutura (Pimenta, 2008).	39
Figura 43 - Distribuição das frequências de passada para um caminhar normal (Matsumoto et al., 1972).	41
Figura 44 - Relação entre frequência, comprimento da passada e velocidade do movimento (Wheeler, 1982, cit FIB, 2005).	43
Figura 45 - Relação do tempo de contacto pé-pavimento, t_c , com o factor de amplificação dinâmica da carga, F_a , e com a frequência da passada, f_p (Wheeler, 1982, cit FIB, 2005).	43
Figura 46 - Padrões de força vertical típicos para diferentes tipos de atividades humanas (Wheeler, 1982, cit Živanović et al., 2005).	44

Figura 47 - Função de carga para a ação de correr (Bachmann & Ammann, 1987).....	47
Figura 48 - Amplitude de componente de carga dos quatro primeiros harmônicos (Bachmann & Ammann, 1987).....	48
Figura 49 - Mecanismo de vibrações laterais (Nakamura & Fujino, 2002).	48
Figura 50 - Funções de carga horizontais de uma passada em andamento normal (Živanović et al., 2005).....	49
Figura 51 - Fator de multiplicação para carregamento de grupo / multidão (Franck, Lestuzz, & Low, 2008)	51
Figura 52 - Localização da passagem superior pedonal.....	51
Figura 53 - Cargas equivalente do pré-esforço	53
Figura 54 - Coeficiente de exposição <i>C_{ez}</i>	56
Figura 55 - Perfil longitudinal da passagem superior e secção transversal.....	61
Figura 56 – Perfil longitudinal da escada a ser dimensionada	61
Figura 57- Modelo de cálculo para o dimensionamento da escada.....	64
Figura 58-Diagrama do esforço transverso	64
Figura 59 – Diagrama do momento fletor	64
Figura 60 - Diagramas de esforços, Momento fletor e esforço axial	70
Figura 61 - Modelo de escoras e tirantes utilizado para as sapatas (Appleton et al., 2013). ...	73
Figura 62 - Sistema estrutural da passagem superior.....	74
Figura 63 - Representação dos esforços na secção nos dois planos, tendo em conta o seu volume de capacidade	79
Figura 64 - Diagrama parábola-retângulo para betão comprimido	82
Figura 65 - Diagrama tensões-extensões do aço das armaduras para betão armado.....	83
Figura 66 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis.....	83
Figura 67 -Equilíbrio da secção para os esforços resistentes	85
Figura 68 - Representação dos esforços na secção do pilar P1 e P3, nos diferentes e o seu volume de capacidade	96
Figura 69 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis.....	98
Figura 70 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis.....	99
Figura 71 - Capacidade resistente da secção do pilar P2	113
Figura 74 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis do pilar P2	113
Figura 75 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis.....	115

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Diferente geometria de acordo com códigos de alguns Países (FIB, 2005).....	24
Tabela 2 - Altura d_{tot} a considera para $Aref, x$ (NP EN 1991-1-4 2010).....	31
Tabela 3 - Tipos de terreno (NP EN 1998-1 2010).....	34
Tabela 4 - Frequência da passada para vários tipos de andamento (Bachmann & Ammann, 1987).....	40
Tabela 5.- Comprimento da passada para vários tipos de andamento (Bachmann & Ammann, 1987).....	41
Tabela 6 - Velocidades médias para vários tipos de movimento (Bachmann & Ammann, 1987).....	42
Tabela 7 - Fatores de Carga Dinâmica propostos por diferentes autores (Pimenta, 2008).....	46
Tabela 8 - Combinação de ação para a carga $Cp1$	63
Tabela 9 - Combinação de ação para a carga $Cp2$	64
Na Tabela 10 estão os valores dos esforços que a sapata está sujeita e os valores de calculo relativamente ao dimensionamento da armadura respetivamente. Os esforços que ela está sujeita são muito baixos, por isso no dimensionamento deu pouca armadura, no entanto foi adotada armadura mínima, $As, mim = 6.79 \text{ cm}^2/\text{m}$	73
Tabela 10 - Esforços que a sapata está sujeita	73
Tabela 11- Cálculos relativos ao dimensionamento da sapata.....	74
Tabela 12 - Dados gerais da viga (P1 a P2)	75
Tabela 13 - Verificação do cálculo das flechas ativa três meses e a prazo infinito	76
Tabela 14 – Resumo da flecha total máxima para diferente escalão de carga.....	77
Tabela 15- Verificação de armadura transversais mínima para viga em torno do eixo x	77
Tabela 16 - Verificação de armadura transversais mínima para viga em torno do eixo y	77
Tabela 17 - Verificação de armadura transversais para viga em torno do eixo y	78
Tabela 18 - Parâmetros de cálculo da esbelteza da viga para direção x.....	81
Tabela 19 -Parâmetros de cálculo da esbelteza da viga para direção y.....	81
Tabela 20- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis.....	84
Tabela 21 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes.....	84
Tabela 22 - Valores de parâmetros para esforços atuantes	84
Tabela 23 - Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas parar esforços resistente.....	85

Tabela 24 - Resultantes de esforços no aço e betão para esforços resistentes	86
Tabela 25 - Valores de parâmetros para esforços atuantes resistente	86
Tabela 26 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x	88
Tabela 27- Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção y	88
Tabela 28 - Dados relativos aos pilares da extremidade (topo)	91
Tabela 29 - Verificação da armadura mínima longitudinal nos pilares P1 e P3	92
Tabela 30 - Verificação da armadura máxima longitudinal nos pilares P1 e P3	92
Tabela 31 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x	93
Tabela 32- Parâmetros de cálculo para esforço transversal de tração na alma na direção x.....	94
Tabela 33 - Parâmetros de cálculo da esbelteza dos pilares P1 e P3 para direção x.....	96
Tabela 34 - Parâmetros de cálculo da esbelteza dos pilares P1 e P3 para direção y.....	97
Tabela 35- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis.....	98
Tabela 36 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes.....	98
Tabela 37 - Valores de parâmetros para esforços atuantes	99
Tabela 38- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis.....	99
Tabela 39 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes.....	100
Tabela 40 - Valores de parâmetros para esforços atuantes resistente	100
Tabela 41- Dados relativo aos pilares P1 e P3 (base)	101
Tabela 42 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x	102
Tabela 43 - Verificação de cálculos e segurança para as sapatas da extremidades	103
Tabela 44 - Dados relativo ao Pilar P2 (topo).....	107
Tabela 45 - Verificação da armadura mínima longitudinal do pilar P2.....	107
Tabela 46 - Verificação da armadura máxima longitudinal do pilar P2	108
Tabela 47 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x	109
Tabela 48- Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção y	109
Tabela 49- Parâmetros de cálculo para esforço transversal de tração na alma na direção x... 111	

Tabela 50- Parâmetros de cálculo para esforço transversal de tração na alma na direção x...	111
Tabela 51- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis	114
Tabela 52 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes.....	114
Tabela 53 - Valores de parâmetros para esforços atuantes	114
Tabela 54- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis	115
Tabela 55 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes.....	115
Tabela 56 - Valores de parâmetros para esforços atuantes resistente	116
Tabela 57 - Verificação de cálculos e segurança para a sapata S2	116

Índice de Quadros

Quadro 1 - Coeficientes de forma para a carga da neve (NP EN 1991-1-3 2009).....	27
Quadro 2 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias (NP EN 1991-1-3 2009).	27
Quadro 3 - Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4 2010).....	28
Quadro 4 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (NP EN 1991-1-4 2010).....	29
Quadro 5 - Valores recomendados da componente linear da variação de temperatura, para os diferentes tipos de tabuleiros de pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias (NP EN 1991-1-5 2009).....	33
Quadro 6 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica Tipo 1 (NP EN 1998-1 2010).....	37
Quadro 7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 2 (NP EN 1998-1 2010).....	37
Quadro 8 -Coeficientes de importância γ_{12} (NP EN 1998-1 2010).	38

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

As pontes pedonais e passagens superiores são estruturas muito relevante e de extrema importância no que diz respeito a ordenamento de espaços, circulação de pessoas de uma forma segura e cómoda e na facilitação de circulação de veículos, no caso de passagem superior. A necessidade de construir pontes pedonais não é de agora, tanto que desde antiguidade o homem construiu diversos tipos pontes pedonais, desde construção em madeira, cordas, pedras e entre outros.

A primeira conferência internacional sobre pontes pedonais realizou-se em Paris, França, em novembro de 2002, até à data existia pouca bibliografia específica sobre pontes pedonais e passagens superiores, era mais comum encontrar algum estudo sobre a mesma em bibliografia específicas relacionada a pontes (rodoviária e ferroviária).

Hoje em dia as pontes pedonais não são mera estrutura construída e utilizada para ultrapassar obstáculos, mas sim é uma obra de arte onde a questão estética e a integração no meio que se inseri é muito levado em consideração, agora constrói-se pontes de diversos tipos de matérias atingindo vãos incríveis e contribuindo no desenvolvimento social, cultural e ultrapassando barreiras geopolíticas.

1.2 Objetivos e motivações

O presente trabalho tem como o principal objetivo, o dimensionamento de uma ponte/passagem pedonal na Avenida Sá Carneiro para acesso ao Campus do IPB. Tendo em conta o aumento significativo de alunos no IPB, a circulação junto às cantinas tem sido congestionada, de forma a melhorar a acessibilidade e a segurança neste local, pretende-se com este trabalho apresentar uma alternativa de circulação de peões nessa zona.

2. PONTES PEDONAIS E PASSAGEM SUPERIORES

2.1 Enquadramento histórico

Desde muito cedo que os primeiros homens sentiram a necessidade de explora o espaço que lhe rodeia, no decorrer dessas explorações encontravam alguns obstáculos na natureza que os impediam de continuar, como por exemplo: lagos, rios e vales. Por outro lado, a própria natureza contribuía na facilidade de os ultrapassarem, ou porque as forças da mesma tinham

atravessado um maciço criando uma ponte natural (Figura 1), ou até porque uma árvore tinha caído sobre a margem de um curso de água e apoiado na outra, proporcionando assim uma forma de travessia. No entanto, eles viram o que a natureza fazia, fizeram uso dos seus engenhos, e começaram a imitá-la (Jesus, 2013).



Figura 1- Ponte natural sobre o rio Ardeche, França (Prandi, 2015).

A engenharia de pontes acompanhou desde sempre a evolução dos materiais, das novas tecnologias e o surgimento de novas metodologias construtivas. Neste processo de evolução, ela tem procurado corresponder os maiores desafios do nosso cotidiano, vencer maiores vãos, utilizando soluções construtiva mais leves, mais económicas e sustentável, garantir a parte estética e acima de tudo a segurança.

No presente capítulo, faz-se um breve apanhado desde o aparecimento das primeiras pontes até os dias de hoje, dando maior ênfase às pontes pedonais.

A subdivisão em determinados períodos histórico tem como principal objetivo ajudar o leitor a compreender a história do surgimento das pontes ao longo do tempo (Lucko, 1999).

2.1.1 A Pré-História

A arte de construir pontes remonta ao início dos tempos e faz parte da História, é muito provável que as primeiras pontes foram construídas em madeiras e pedras naturais, visto que as primeiras habitações tinham nas suas constituições materias como a argila e o junco. No entanto é de salientar que um simples tronco de arvore (Figura 2) deitado e apoiado nas margens de um pequeno rio servia de ponte, embora primitiva (Carrieri, 2007)



Figura 2- Transposição de um pequeno rio através de troncos de arvores (Fialho, 2004).

Como já referido no ponto anterior, a queda das arvores sobre os rios, fez com que aparecessem as primeiras pontes de forma natural, onde permitia que os homens se deslocassem de uma margem para outra. Na história da engenharia de pontes, a demanda sempre foi a principal força motora do desenvolvimento (Zhou & Zhang, 2019), porém, perante a necessidade de conquistar novos territórios, de procura de alimentos e da caça, o homem começou por colocar pedras (Figura 3) e troncos de arvores sobre os pequenos rios, vales e outros obstáculos, que lhes serviam de pontes.



Figura 3- Ponte da origem neolítica em Lancashire, Inglaterra (Giel, 2015).

De acordo com (Mendes et al., 2010), pode-se verificar na antiguidade o aparecimento das primeiras pontes, com estrutura bastante rudimentar e capacidade de carga bastante limitada. As primeiras pontes das quais se tem registro atualmente seriam da Mesopotâmia datadas de 5000 a.C e foram construídas com materiais diretamente extraídos da natureza, como madeira e pedra. Existem também vestígios da ocorrência de pontes na Grécia, na Turquia e no Egito Antigo datados entre 4000 e 2000 a.C

2.1.2 Era Romana

Sabe-se que os romanos foram os responsáveis (mas não os inventores) pela utilização do arco em grande escala na construção, onde conseguiram projetar edifícios de dimensão monumental e alcançar vão de maior dimensão, nomeadamente na construção de pontes e aquedutos. Foi então nesta era que se propaga a utilização de arco de volta perfeita assente em pilares que é uma das principais características do estilo romano.

Os romanos foram exímios construtores de pontes em arco por toda a Europa. A sua influência na tecnologia de construção de pontes e arquitetura foi realmente profunda. Eles entenderam que o estabelecimento e manutenção do seu império dependiam de um sistema de comunicações eficiente e permanente. Portanto, construir estradas e pontes foram uma das suas prioridades mais notórias (Jorge, 2005).

Na Figura 4 pode-se ver o resto da ponte mais antiga construída pelos romanos por volta de 642 a.C., denominado de Ponte Sublício. A ponte atravessa o rio Tibre ligando a *Piazza dell'Emporio* a *Piazza di Porta Portese*, era totalmente feita em madeira e assente sobre as estacas pontiaguda da mesma, tem 105.5 m comprimento total, 20 m de largura e 2 m de vão.

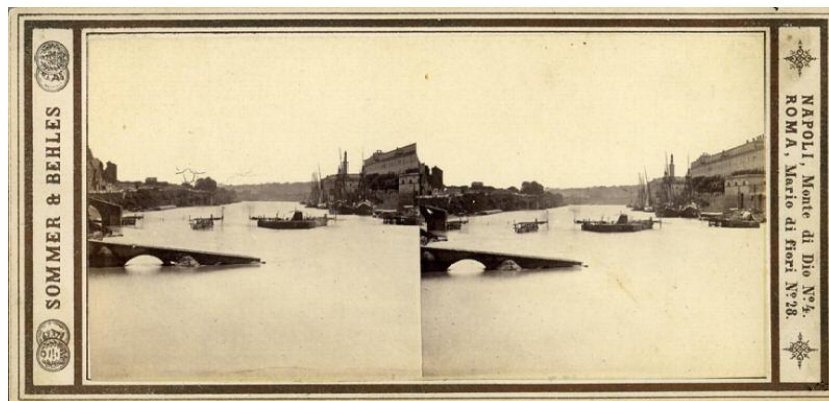


Figura 4- Restos da Ponte Sublício em 1872 (Sommer & Behles, 2009).

A ponte mais antiga da Roma, encontra se hoje conforme mostra a Figura 5, foi reconstruída em 1918, tem 20 m de largura e 105.55 m de comprimento total.



Figura 5 -Ponte Sublício atualmente (Gobbler, 2009).

Outras construções feitas pelos romanos consideradas autênticas obras de arte, é a Pont du Gard (Figura 6), Património Mundial da UNESCO, situada perto de Nîmes, no sul da França e faz parte do aqueduto de Nîmes com aproximadamente 50 km de comprimento. Ela tem 49 m de altura, e 275 m de comprimento, foi provavelmente construída no século I a.C..



Figura 6 - Pont du Gard, Nîmes, França (Janberg, 2011b).

A Ponte de Alcântara na Figura 7, foi construída por volta do ano 106 d.C. tem 5 pilares onde suportam os 6 arcos, 194 metros de comprimento, 61 metros de altura e 8 metros de largura. Fica sobre o rio Tejo, Alcântara.



Figura 7- Ponte de Alcântara (Mendoza, 2016).

Sem dúvida, o arco é uma das mais brilhantes descobertas da humanidade. O princípio do arco foi essencial em toda a construção e tecnologia de pontes ao longo dos últimos séculos. A sua dinâmica e forma expressiva deram notoriedade a algumas das melhores estruturas de pontes já alguma vez construídas (Jorge, 2005)

2.1.3 Idade Média

A Idade Média ficou marcada como um período muito conturbado e até de regressão urbana, houve decréscimo significativo nas construções de pontes em comparação com a época do império Romano. Teve o seu início com a queda do império romano no século V e demorou até ao século XV com a tomada de Constantinopla.

As pontes medievais tinham como principais características o arco abatido e arco em forma de ogiva conforme se pode ver na Figura 8 e Figura 9. No entanto, é nesse período que o artesão Chines, Li Chun constrói a primeira ponte em arco de pedra (ainda hoje existente) com um único vão, a ponte de Zhaozhou em Zhao County na província de Hebei, China. Foi construída entre os anos de 595 e 605 d.C., tem 37 m de vão e 50.82 m de comprimento, este feito aconteceu durante a Dinastia Sui (518 - 619).



Figura 8 - Ponte Zhaozhou, China (Wanghongliu, 2008).

Outra construção importante desta época é a ponte de frías construída sobre o rio Ebro, é considerado um dos monumentos mais importante da cidade de Frías em Espanha, é constituída por uma torre central e nove arcos onde pode se ver uns mais abatidos e outros em forma de ogiva.



Figura 9 - Ponte de Frías, Espanha (Cortright, 2006).

De acordo com (Salamak & Fross, 2016), na Idade Média, algumas cidades muradas começaram a ficar sem terra para a construção, por consequência muitas pontes começaram a ser construídas e adaptadas para fins residenciais. As estruturas eram focadas nas pessoas e seu principal objetivo era atender suas necessidades. Segundo (Carrieri, 2007), ao contrário do que é construído hoje, as pontes da Idade Média além de servir de elemento de ligação entre dois pontos servindo aos pedestres e ao tráfego, também serviam de lugar para outras atividades humanas: lojas, mercados, cabines de pagar portagem e capelas eram construídas sobre elas, como por exemplo a ponte construída em Florença sobre o rio Arno por (Figura 10) Taddeo Gaddi.



Figura 10 - Ponte Vecchio, Florença, Itália (Anderson, 2007).

2.1.4 O Renascimento

A Ponte Rialto (Figura 11) em Veneza é a mais antiga e mais famosa ponte que atravessa o "Canal Grande". De acordo com crônicas antigas (G. Lorenzetti, 1994 cit Bernabei et al., 2019), a primeira ponte na área era uma ponte de barco, ou seja, uma ponte flutuante feita de barcos conectados entre si por pranchas (Bernabei et al., 2019). Só depois, sob o ducado de Sebastiano Ziani ou Orio Mastropiero (segunda metade do século XII) que o carpinteiro Nicolò Barattiero veio a construir uma verdadeira ponte, apoiada em postes de madeira e recebeu o nome de "Ponte della Moneta" (a ponte da moeda) porque a antiga casa da moeda de Veneza ficava no extremo leste. Mais tarde veio a receber o nome de ponte Rialto depois da sua reconstrução.



Figura 11 - Ponte de Rialto, Veneza (Bernabei et al., 2019).

A construção de pontes de madeira em treliças alcançou novos patamares no século XVIII atingindo assim vãos de maior comprimento. Em 1755, Hans Grubenmann, um construtor suíço usou treliças para sustentar uma ponte de madeira coberta com vãos de 51 e 58 metros sobre o Reno em Schaffhausen. Os melhores projetos de pontes em treliça de madeira foram construídos nos Estados Unidos de América, onde se destaca o projeto de Theodore Burr de Torrington, Connecticut, e baseado em um desenho de Palladio, uma treliça reforçada por um arco (Figura 12), estabeleceu um novo padrão para pontes cobertas nos Estados Unidos de América (Shirley-Smith et al., 2020).

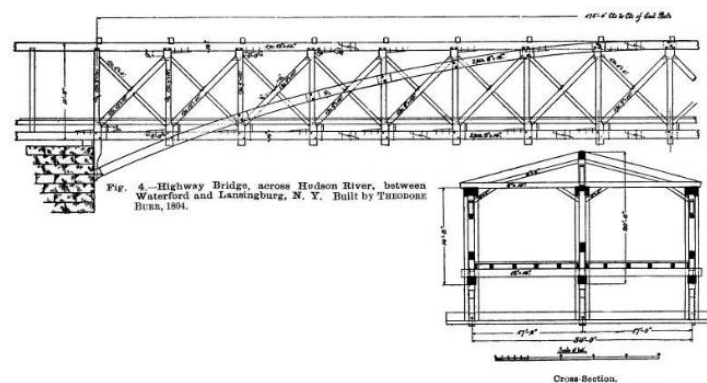


Figura 12 - Desenho de ponte em treliça reforçada com arco (Marinho, 2012).

Outro projeto bem-sucedido foi o "Lattice" (Figura 13), patenteado pela Ithiel Town em 1820, em que os acordes superior e inferior eram feitos de madeiras horizontais conectadas por uma rede de tábuas diagonais (Shirley-Smith et al., 2020).



Figura 13 - Lattice Truss, Minnesota (MARINHO, 2012).

A mais significativa contribuição do renascimento foi a invenção do sistema de treliça, desenvolvido por Palladio. E a fundamentação da ciência de análise de estruturas através do primeiro livro escrito por Galileu, “*Dialoghi Delle Nuove Scienze*” publicado em 1638 (Jorge, 2005).

2.1.5 A Revolução Industrial

De acordo com (Navarro, 2006), após o renascimento, houve avanços significativo no campo científico, principalmente após os trabalhos de Newton (fins do Século XVII e início do Século XVIII D.C.) que teve um papel importante no auxílio à Revolução Industrial iniciada em meados do Século XVIII D.C. que libertaram o pensamento científico de Deus e do pensamento religioso. Durante a Revolução Industrial, a tradição da madeira e alvenaria foi ofuscada pelo uso de ferro, que era mais forte que a pedra e geralmente menos caro (Encyclopedia Britannica, 2019, p. 6).

A revolução industrial teve o seu início no final do século XVIII e início do século XIX, mais concretamente em Inglaterra, porém, tinham abundantes recursos minerais que tiveram uma particular importância em todo o processo da industrialização, como é o caso do carvão e do ferro. É nesse período que são inventados diferentes tipos de máquinas, acabando por substituir a fabricação artesanal, como por exemplo, a máquinas de fiação e tecelagem, o motor a vapor e só mais tarde a locomotiva a vapor.

Segundo (Lucko, 1999), com o aumento da produção industrial, os trilhos ferroviários estavam se espalhando por toda a Inglaterra e exigiam a construção de muitas novas pontes para atravessar obstáculos. A primeira ponte feita totalmente em ferro no mundo, foi uma ponte construída em pequenos arcos de ferro (Figura 14) de 30,5 m de vão principal e 60 m do

comprimento total, desenhada por arquiteto Thomas Farnolls Pritchard e construída por Abraham Darby III sobre o Rio Severn no Coalbrookdale em 1779.



Figura 14 - Primeira ponte em ferro do mundo após a restauração de 2018 (Tk420, 2019).

Na Figura 15, Figura 16 e Figura 17 pode-se verificar três propostas de projeto assinados pelo Pritchard: A primeira em 1773, a segunda em 1774 e a última em 1775, esta posteriormente revista, onde veio dar lugar ao Projeto que hoje encontra-se executado. Ainda é de referir, segundo (De Haan, 2015), em fevereiro 1774 houve uma reunião em Broseley, onde o Pritchard terá apresentado a versão da última proposta do projeto da ponte, com o intuito de aumentar o interesse em pedir ao Parlamento a permissão para construir uma ponte sobre o Severn. embora tenha data de outubro de 1775.

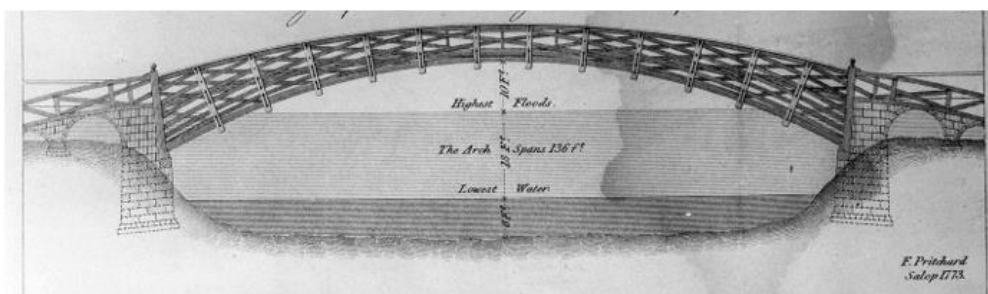


Figura 15 – Primeira Versão do Projeto da Ponte, 1773 (Museums, n.d.).

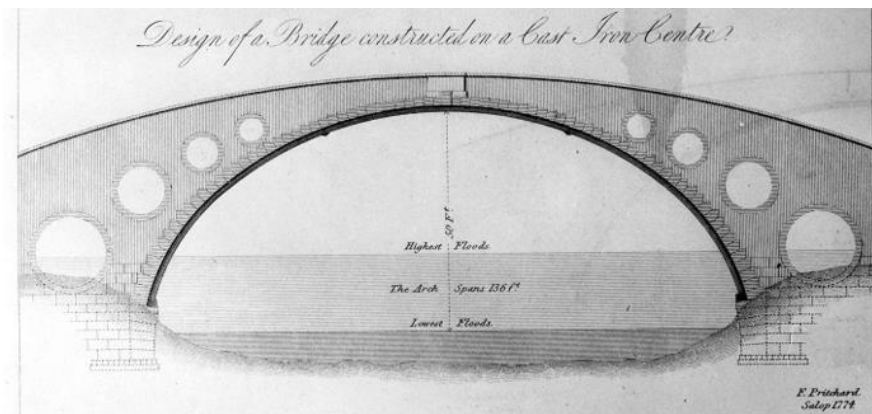


Figura 16 – Segunda Versão do Projeto da Ponte, 1774 (Museums, n.d.).

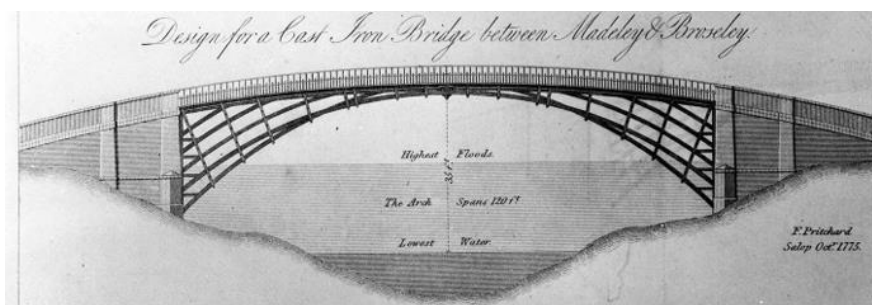


Figura 17 - Última Versão do Projeto da Ponte e Posteriormente Revista, 1775 (Museums, n.d.).

As pontes suspensas em ferro começaram a ser usadas no final do século XVIII para pontes rodoviárias com vãos inatingíveis na época em qualquer outro sistema (Encyclopedia Britannica, 2007, p. 103). É nessa época, mais concretamente em 1819 no norte do País de Gales que o engenheiro civil, arquiteto e pedreiro Thomas Telford projetou e começou a construção daquela que é considerada a primeira ponte suspensa moderna do mundo, a ponte suspensa em ferro de Menai (Figura 18). Foi concluída em 1826, tem um total de 417 m de comprimento, arcos clássicos de alvenaria semicircular levam ao vão principal suspenso de 176 m de comprimento (Lucko, 1999, p. 43), 12 m de largura e 30 m de altura.

O (Lucko, 1999), afirma ainda que as duas torres de alvenaria que sustentam os cabos, foram construídas entre 1820 e o início de 1825, no entanto, foram necessários dezasseis cabos de corrente para ser içados de barcaças para as torres para apoiar a estrada através de cabides.

A pista era estreita e bastante vulnerável a esforços de vento por causa da não utilização de elementos de contraventamento, tanto que ela teve de ser reforçada em 115 anos por duas vezes, até ser inteiramente reconstruída em 1940 (Carrieri, 2007).



Figura 18 - Ponte Menai, País de Gales (Jones, 2019).

O engenheiro John Augustus Roebling (1806-1869), teve a audácia de ser o pioneiro em fazer vários testes empíricos para chegar a uma solução que colmatasse o problema de oscilações das pontes (Muñoz et al., 2017) , mas também pela construção daquilo que veria ser a primeira ponte suspensa ferroviária do mundo. Porém, de acordo com (Carrieri, 2007), em 1855 o Roebling veria a conseguir um feito único na altura, a construção da tal ponte suspensa ferroviária, a ponte de Niágara (Figura 19), suficientemente rígida e com capacidade de resistir à ação do vento e ao impacto do tráfego de uma ferroviária.

Ainda o (Carrieri, 2007) afirma que na ponte sob as Cataratas do Niágara, o Roebling adotou uma solução inesperado e engenhosa para a época, projetando dois tabuleiros: o superior para a passagem do comboio e o inferior para a passagem de pessoas e veículos sobre rodas, reforçados por treliças separadas em intervalos de 5,50 metros, vencendo um vão livre de aproximadamente 250 metros. Foi um feito de engenharia que obrigou o reconhecimento universal do grande gênio do Sr. Roebling (Munn & Company, 1869).

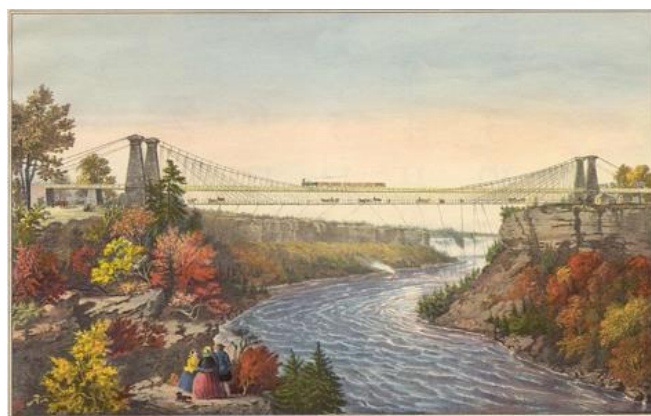


Figura 19 - Litografia colorida à mão da Ponte Suspensa de Niágara (Parsons, 2012).

De acordo com o (Muñoz et al., 2017), a ponte sobre o Niágara era um protótipo para as próximas pontes, assim, em 1866, Roebling concluiu uma ponte sobre o rio Ohio com 321 metros de extensão (71 metros mais extenso do que a ponte de Niágara) em Cincinnati, tornando-a a maior ponte suspensa do mundo, com um sistema de rigidez do tabuleiro bastante melhorado por causa da introdução dos tirantes inclinados.

2.1.6 Idade Contemporânea

2.1.6.1 As primeiras pontes em aço

No decorrer do século XIX, notou-se um grande avanço na indústria siderúrgica, onde houve uma grande melhoria no que diz respeito a produção de ferro, começou a produção industrial de ferro pudelado, onde viria substituir o ferro fundido, esta com menos resistência à tração. Mais tarde, segundo (Correia et al., 2006), na segunda metade do século XIX houve um grande aumento na construção de pontes metálica. Muitas destas pontes tinham sido construídas em ferros pudelados, porém, nos últimos anos tem vindo a sofrer algumas intervenções visando a sua reabilitação e conservação, muitas das quais as peças de ferro pudelado é substituído por aço (Correia et al., 2006).

Com o passar dos anos, mais concretamente nas últimas décadas do século XIX, houve avanços significativos na investigação no campo de resistência dos materiais. Sendo assim, com o conhecimento de que o aço é dúctil, resistente a esforço de flexão e mais resistente do que o ferro, (Delony, 1996) afirma que nos últimos trinta anos do mesmo século, o ferro foi substituído de uma forma progressiva por chapas de aço e formas laminadas, levando assim à grande produção de treliças de aço e vigas de comprimentos cada vez maiores.

A ponte Eads (Figura 20) sobre o rio Mississippi nos EUA, é a primeira ponte do mundo onde foi usado o aço estrutural em grande escala na sua construção, grande parte do material utilizado foi ferro forjado, mas os principais elementos que a constituía eram em aço. Ela foi inaugurada em 1874 batendo assim o record de maior vão na altura, 159 m. Tem três vãos em arcos e dois tabuleiros, uma rodoviária e outra ferroviária.



Figura 20 - Ponte Eads (Schultheis, 2012).

Também é importante referir outras pontes em arco de extrema relevância a nível mundial, como por exemplo as pontes construídas por Eiffel, que de acordo com o (LNEC, 2010) é considerado um dos principais impulsionadores das pontes em arco treliçados.

Em 1877, Eiffel construiu a ponte ferroviária Maria Pia (Figura 21) no Porto, Portugal, atingindo 160 m de vão, batendo assim o record de maior vão de ponte em arco na altura, mais tarde em 1884, concluiu o viaduto de Garabit (Figura 22) em França, uma das obras mais conhecidas de Eiffel, atingindo um vão de 165 m, ambas as pontes foram construídas em ferro forjado.

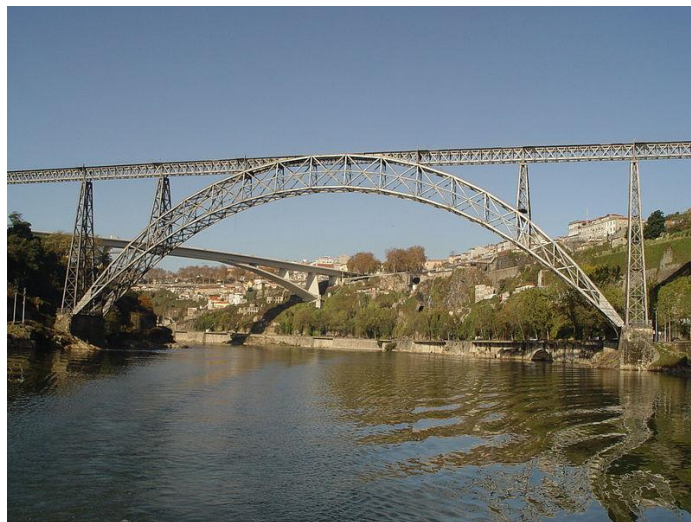


Figura 21 - Ponte Maria Pia (Gonçalves, 2007).



Figura 22 - Garabit Viaduct (Nicolas Janberg, 2009).

A primeira ponte do mundo construída totalmente em aço, é a ponte Firth of Forth representado na Figura 23, É uma ponte ferroviária em consola ou do tipo cantilever inaugurada em 1890 na Escócia. Esta ponte foi projetada por Benjamin Barker e John Fowler e demorou 6 anos (1883-1890) a ser construída, tornando-se na ponte com maior vão do mundo da época, com 521m (LNEC, 2010).

Na altura Benjamin Barker tinha feito muitos testes, medindo o vento em vários locais da área onde seria implementado a ponte. Depois de dois anos de testes, chegou a conclusão que a pressão a considerar no projeto era de 274 kg/m^2 , sendo assim, a ponte foi projetada para resistir 5,5 vezes mais ao esforço de vento que derrubaram a Ponte Tay na Escócia em 1879 (um dos maiores desastres de engenharia relacionados a pontes) (Delony, 1996).



Figura 23 - Ponte Firth of Forth (Nicolas Janberg, 2016).

Na Figura 24 demonstra-se o modelo empírico do sistema estrutural da ponte Firth of Forth, com Benjamin Baker e John Fowler sentados nas extremidades e Kaichi Watanabe sentado no meio, um dos primeiros japoneses a estudar engenharia no Reino Unido.

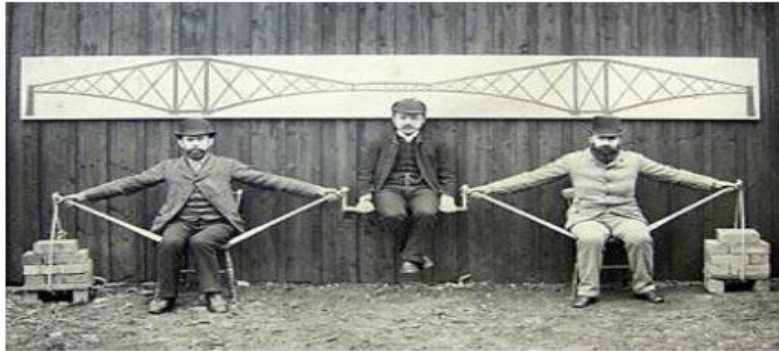


Figura 24 - Modelo Empírico do Sistema Estrutural da Ponte Firth of Forth (Jiffry, 2013).

Outra ponte muito conhecida a nível mundial também construída em aço, é a ponte de Brooklyn (Figura 25), a primeira ponte suspensa construída em aço do mundo. Foi projetada por John Roebling que viria a falecer logo após o início da construção em 1869, depois do seu falecimento, a construção foi retomada, ficando assim ao encargo do filho e da nora a continuidade e o término da construção.

Então em 1883 é concluída a ponte de Brooklyn, ligando assim os distritos de Manhattan e Brooklyn, com um comprimento de 478 m do vão central, sendo novamente um record e tornando-se num símbolo do progresso (Muñoz et al., 2017).



Figura 25 - Ponte de Brooklyn (Janberg, 2016).

2.1.6.2 Pontes de Betão Armado

A construções em betão armado, deve se graça a invenção de cimento Portland por Joseph Aspdin no início do século XIX, no entanto, foi no ano 1824 que produziu e patenteou um pó

fino a partir da queima de calcário e argila em um forno, e posteriormente moído. Denominou-o de cimento Portland devido a sua aparência com a rocha Portland da ilha Portland, Inglaterra. Os primeiros registos ao betão armado datam de 1830 (Appleton, 2005), no entanto o (RADIĆ et al., 2008) afirma que o barco (Figura 26) construído em betão hidráulico de cal reforçado com um esqueleto de barras de ferro pelo francês Jean-Louis Lambot (1814 - 1887) em 1848 é considerado como a obra mais antiga de betão armado ainda existente. Em 1855 Lambot expõe seu barco (que media aproximadamente 4m de comprimento, 1,30m de largura e com paredes de aproximadamente 4cm de espessura) na Exposição Mundial de Paris e solicita a patente de seu projeto (Kaefer, 1998).

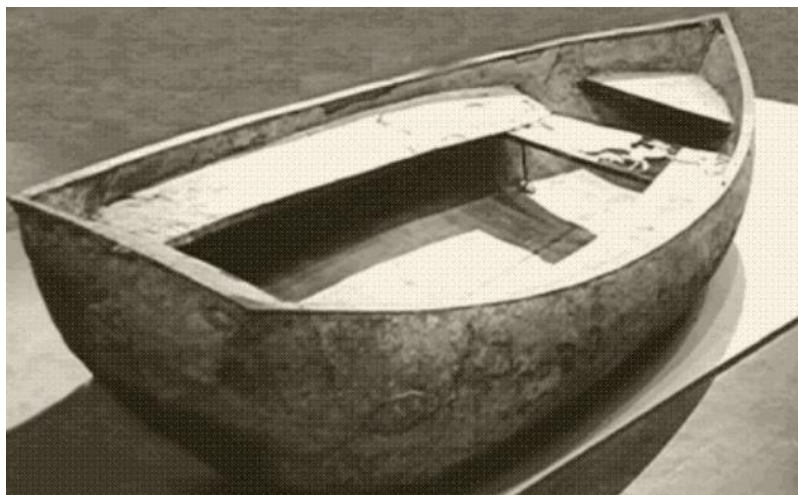


Figura 26 - Primeira Construção de Betão Armado. Barco de Lambot 1848 (Radić et al., 2008).

A primeira ponte em betão armado do mundo (Figura 27), foi construída por Joseph Monier, um jardineiro, que fabricava vasos e tubos de betão desde 1849, considerando seus vasos muito frágeis começa a adicionar no betão malha de aço tornando-os mais resistentes (Kaefer, 1998). De acordo (Appleton, 2005) é considerado um dos principais pioneiros do betão armado com as suas patentes de vasos em 1849, casas e tubagens em 1867 e pontes em arco em 1873. A ponte mede 16,5 metros de vão e 4,0 metros de largura, situa-se nas propriedades do Marquês de Tillière em Chazelet, Touraine França.

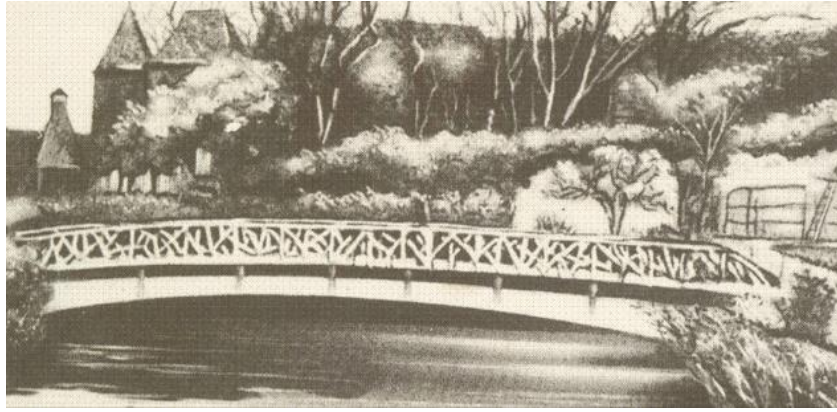


Figura 27 - Primeira Ponte em Betão Armado (Monier, 1875).

2.1.6.3 Pontes de Betão Armado Pré-esforçado

Quando se fala de betão pré-esforçado, é indispensável falar do engenheiro Eugène Freyssinet (1879 – 1962), o inventor do pré-esforço e o pioneiro em aplicá-lo na construção. Segundo o (Kaefer, 1998) com o feito conseguido na construção da estação marítima do Havre (a consolidação das suas fundações), ele conseguiu demonstrar realmente as vantagens da pré-esforço. Entretanto, é no final da 2ª Guerra Mundial que começou o desenvolvimento do pré-esforço, onde, em 1945 surgiu a STUP – Société Technique pour l'Utilization de la Précontrainte e a construção da primeira ponte de betão pré-esforçado (Figura 28) do mundo (Kaefer, 1998).

A ponte de Luzancy tem tabuleiro pré-fabricado com 3 vigas caixão com 55m de vão e 1.22m de altura no vão, também é importante referir que após os trabalhos pioneiros de Freyssinet, Gustave e Hoyer assiste-se após a 2ª Guerra Mundial ao grande desenvolvimento deste sistema construtivo que veio alargar a fronteira da aplicação do betão nas construções (Appleton, 2005)

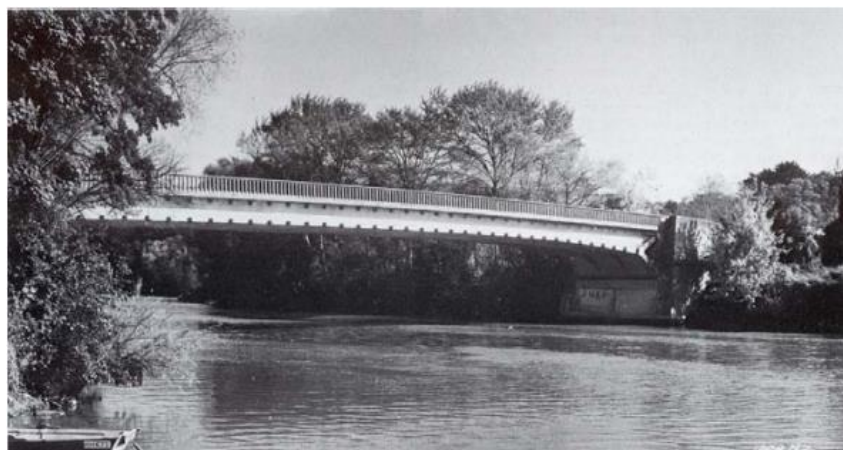


Figura 28 - Pont de Luzancy sobre o Sena, 1945 (Appleton, 2005).

2.1.6.4 Algumas Pontes Rodoviárias e Ferroviárias Relevante em Portugal

Na Figura 29 estão representadas algumas pontes existentes em Portugal, elas foram construídas com diferentes tipos de matérias e foi adotada diferentes sistemas estruturais, entre as quais se destacam a ponte 25 de Abril, ponte Dom Luís I e a ponte Vasco da Gama. A ponte 25 de Abril é uma ponte suspensa com 2277 metros de comprimento um vão livre de 1013 metros, o tabuleiro superior alberga seis vias rodoviárias (três por sentido), enquanto que o tabuleiro inferior alberga duas linhas ferroviárias eletrificadas, a ponte Dom Luís I, é uma ponte em arco de dois tabuleiros construída em ferro, com 385.25 metros de comprimento, e a ponte Vasco da Gama considerada a mais longa da união europeia, é uma ponte atirantada com 12,3 km de comprimento.



a)



b)



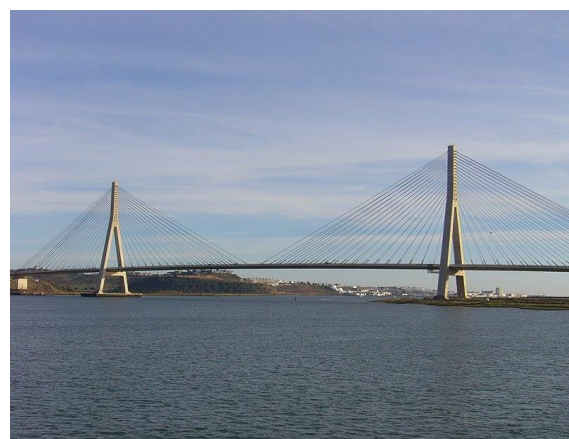
c)



d)



e)



f)

Figura 29 – a) Ponte 25 de Abril; b) Ponte Dom Luís I; c) Ponte da Arrábida; d) Viaduto Eduardo Pacheco; e) Ponte Vasco da Gama; f) Ponte Internacional da Guadiana (a) Cortright, 2017; b) Janberg, 2018b; C) Janberg, 2018a; d) Kanakaris-Wirtl, 2006; e) Janberg, 2018c; f) Haworth, 2007)).

2.2 Principais tipologias de pontes pedonais/pedestres

- **Em Portugal**

Na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, pode-se ver exemplos de algumas pontes pedonais de diferentes formas arquitetónicas, matérias e sistemas estruturais construídas em Portugal.

A primeira imagem (a), a ponte Pedro e Inês situa-se sobre o rio Mondego em Coimbra, tem tabuleiro com secção mista em aço-betão armado, mede 247.5 m de comprimento, 4 m de largura (atingindo 8 m ao meio vão onde tem uma praça) e foi inaugurada em 2006. A ponte Galp (b) sobre a segunda circular em Lisboa foi eleita como uma das dez melhores do mundo pelo site Designboom, está assente numa estrutura de betão armado e uma outra metálica, foi inaugurada em 2015. A imagem c) corresponde a ponte pedonal da Ribeira da Carpinteira em Covilhã com 220 m de comprimento e 4 m de largura, tabuleiro e os dois pilares maiores são

construídos em aço, enquanto que os outros dois pilares são em betão. A ponte pedonal sobre o esteiro de São Pedro (d) situa-se na ria de Aveiro ligando as duas partes do campus da universidade de Aveiro, construída em aço e com tabuleiro em betão, tem um comprimento total de 367 metros e uma largura de 4 m.



a)



b)



c)



d)

Figura 30 -Exemplo de Pontes Pedonais em Portugal: a) Ponte Pedro e Inês (Ogando, 2012); b) Ponte da Galp (Engenharia e Construção, 2015); c) Ponte Pedonal da Ribeira da Carpinteira (Guerra, 2010); d) Ponte Pedonal sobre o Esteiro de São Pedro (Lima, 2013).

- **No Mundo**

Na Figura 31, tem alguns exemplos de diversos tipos de pontes pedonais construídas no mundo, a imagem a) corresponde a uma ponte pedonal com o tabuleiro feito em aço de 150 metros de comprimento e 5 metros de largura, a imagem b), diz respeito a uma ponte basculante de três segmentos construída em 1997, tem 5 metros de largura e um vão principal de 25,5 metros que se dobra para permitir a passagem de navios. A ponte correspondente a imagem c) é uma ponte inclinada para ciclistas e pedestres, é contruída em aço, tem 126 metros de comprimentos e 8 metros de largura e a imagem d) é duma ponte muito conhecida, a ponte do Milénio, ela é suspensa e construída em aço, tem 325 metros de comprimento e 4 metros de largura, foi

inaugurada no ano 2000, mas, por causa do problema de vibrações foi interdita dois dias após a sua abertura, e só veio a ser reaberta dois anos depois com o problema solucionado.



a



b



c



d

Figura 31 - Exemplo de Pontes Pedonais no mundo: a) Golden Bridge, Ba Na Hills, Vietname (Walsh, 2018); b) Hörn Bridge, Kiel, Alemanha (Frahm, 1997); c) Ponte Millennium de Gateshead, Tyneside, Inglaterra (Walsh et al., 2018) ; d) Ponte do Milénio, Londres, Inglaterra (Janberg, 2011a).

2.3 Legislação e Regulamentação

As quantificações de ações, as combinações de ações, a verificação de segurança e o dimensionamento da estrutura serão feitas de acordo com o preconizado nos Eurocódigos (EC0, EC1 e EC2) e eventualmente recorrer-se-á ao Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) se assim for necessário.

2.3.1 Condicionantes da secção

Para determinar as condicionantes geométricas da secção recorreu-se a bibliografia auxiliar, nomeadamente o manual de boas práticas construtivas: *Guidelines for the Design of*

Footbridges, visto não ser um tema abordado especificamente nas regulamentações diretamente aplicáveis em Portugal.

Um dos aspetos mais importantes a ter em conta quando se projeta uma ponte pedonal é a largura do tabuleiro, ou seja, a capacidade da ponte. No entanto ela depende das codificações locais, da densidade esperada de pedestres e da localização da passarela, seja em uma trilha, em um parque ou em um ambiente urbano (FIB, 2005).

a) Inclinação máxima recomendada

A inclinação recomendada varia de país para país como se pode constatar nos diferentes documentos de diferentes países apresentado na Tabela 1 assim como outras recomendações.

Tabela 1 – Diferente geometria de acordo com códigos de alguns Países (FIB, 2005).

Code / Spec	Country	Min. Deck Width [m]	Clearance [m]	Max. Inclination [%]
Austrroads 13, 14, 92	Australia	1.5-1.8 (pedestrians) 1.5-2.0 (cyclists 1 lane) 2.5-3.0 (cyclist 2 lanes) 2.5-3.0 (mixed traffic)	2.1-2.4 (pedestrian) 2.5-3.0 (cyclists)	12.5 (pedestrians) 5.0 (cyclists) 3.0 (mixed traffic)
DIN 18024-1	Germany	1.8 (pedestrians) 2.0 (mixed traffic) 2.7 (pedestrians/cyclists separated)	-	6.0
Structures Design Manual	Hong Kong	2.0 3.0 (at metro stations)	-	5.0-8.3 (pedestrians) 4.0-8.0 (cyclists)
Japanese Footbridge Design Code (1979) [28]	Japan	1.5 Pedestrians 2.0 Cyclist and Wheelchair Users	2.5	12.0
Japanese Footbridge Design Guidelines for Pedestrians (1998)	Japan	3.0	-	5.0
Design specifications of road structures	South Korea	1.5 – 3.0 (pedestrians) 3.0 (cyclists)	2.5	-
BS 5400	United Kingdom	1.8 (pedestrians) 2.0 (mixed traffic) 2.7 (pedestrians / cyclists separated)	-	5.0 – 8.3 (pedestrians)

b) Largura do tabuleiro

De acordo com o referenciado no manual de boas práticas “*Guidelines for the Design of Footbridges*” a largura transversal dos tabuleiros de pontes pedonais devem ser entre dois limites de valores, W1 e W2, dependendo para que fins se destinam, conforme mostra a Figura 32.

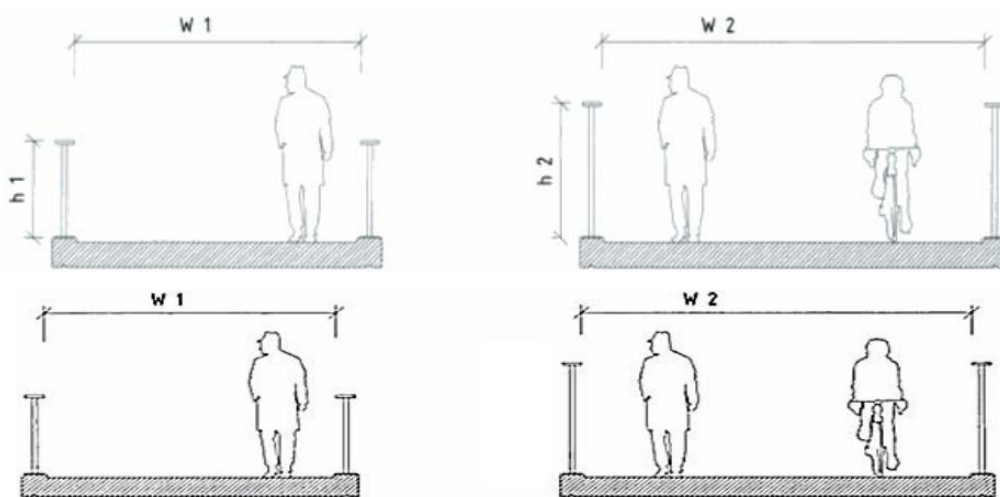


Figura 32 - Largura mínima para pontes pedonais (FIB, 2005).

O valor $W1$ varia entre 2.50 m e 3.00 m caso a ponte seja destinada à pedestres, enquanto que o valor mínimo recomendado de $W2$ é 3.50 m caso a ponte se destina à pedestres e ciclistas.

2.4 Quantificações das Ações

2.4.1 Ação da Neve

Para determinar o valor de carga da neve deve-se ter em consideração as diferentes situações de projeto e o respetivo zonamento do território conforme mostra a Figura 33

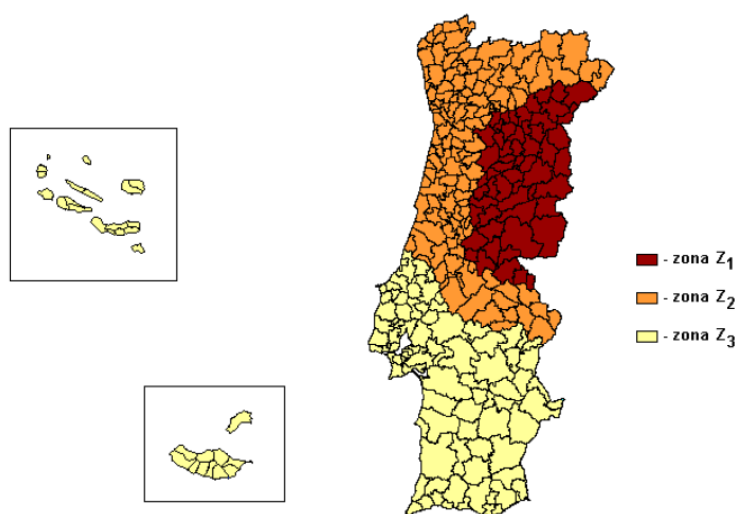


Figura 33 - Classificação do território nacional por zonas (NP EN 1991-1-3 2009).

$$s_k = C_z * \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

O valor característicos da carga da neve ao nível do solo (s_k) é dado pela expressão 2.1

em que:

C_z - coeficiente dependente da zona (igual a 0.30 para zona Z_1 , 0.20 para zona Z_2 e 0.10 para zona Z_3)

H - Altitude do local, em metros

A carga da neve (s) deve ser determinada da seguinte forma:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (2.2)$$

em que:

μ_i - Coeficiente de forma para a carga da neve

C_e - Coeficiente de exposição

C_t - Coeficiente térmico

Como pode se constatar na Figura 34, o coeficiente de forma μ_i depende da inclinação da superfície em análise. O α , é o ângulo que o elemento faz com a horizontal.

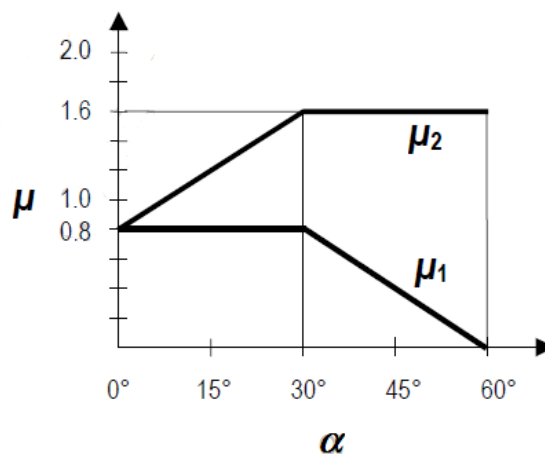


Figura 34- Coeficientes de forma para a carga da neve (NP EN 1991-1-3 2009).

No Quadro 1 encontram-se valores tabelados do μ_i que dependem do ângulo que faz com a horizontal.

Quadro 1 - Coeficientes de forma para a carga da neve (NP EN 1991-1-3 2009).

Ângulo de inclinação da vertente α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	-

O coeficiente de exposição, C_e , é dado pelos valores do Quadro 2 de acordo com as características topográfica.

Quadro 2 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias (NP EN 1991-1-3 2009).

Topografia	C_e
Exposta ao vento ^{a)}	0,8
Normal ^{b)}	1,0
Abrigada ^{c)}	1,2
<p>a) Topografia exposta ao vento: zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.</p> <p>b) Topografia normal: zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.</p> <p>c) Topografia abrigada: zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o do terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por outras construções mais altas.</p>	

Para o coeficiente térmico deve adotar-se o valor unitário ($C_t = 1,0$), salvo algumas exceções.

2.4.2 Ação do vento

O valor de referência da velocidade do vento, v_b , é dado através da seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} * v_{b,0} \quad (2.3)$$

em que:

c_{dir} - Coeficiente de direção

c_{season} - O coeficiente de sazão

$v_{b,0}$ - Valor básico da velocidade de referência do vento

De acordo com (NP EN 1991-1-4 2010) o coeficiente de direção e o coeficiente de sazão, tomam valores unitários. O valor básico da referência do vento é dado pelo Anexo Nacional NA dependendo de duas zonas distintas conforme mostra o Quadro 3.

Zona A – a generalidades do território exceto as regiões pertencentes à Zona B.

Zona B – os arquipélagos dos açores e da madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600m

Quadro 3 - Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4 2010).

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, é afetado pela rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento, v_b , e deverá ser determinada através da expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \quad (2.4)$$

em que:

$c_r(z)$ - Coeficiente de rugosidade

$c_0(z)$ - Coeficiente de orografia

O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ pode ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.5)$$

em que:

z_0 - Comprimento de rugosidade

k_r - Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através:

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.6)$$

em que:

$z_{0,II} = 0.05$ m (Categoria de terreno II, ver o Quadro 4)

z_{min} - altura mínima definida no Quadro 4

z_{max} - é considerado igual a 200 m

Os valores de z_0 e z_{min} dependem da categoria de terreno. Conforme o Quadro 4.

Quadro 4 - Categorias de terreno e respectivos parâmetros (NP EN 1991-1-4 2010).

Categoria do terreno	z_0	z_{min}
	[m]	[m]
I Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

A pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, deve ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \left(\frac{1}{2}\right) * \rho * v_m^2(z) = C_e(z) * q_b \quad (2.7)$$

em que:

ρ – massa volúmica do ar, com valor recomendado de 1.25 kg/m³;

$I_v(z)$ – intensidade de turbulência;

$C_e(z)$ – coeficiente de exposição;

q_b – pressão dinâmica de referência, calculada pela expressão (2.8)

$$q_b = \left(\frac{1}{2}\right) * \rho * v_b^2 \quad (2.8)$$

A força na direção x produzida pelo vento pode ser calculada através da seguinte expressão

$$F_{w,x} = q_p(z) * C_{f,x} * A_{ref,x} \quad (2.9)$$

em que:

$C_{f,x}$ – coeficiente de força na direção x

$A_{ref,x}$ – área de referência sobre a qual atua a ação do vento

As ações do vento em pontes produzem forças nas direções x , y e z conforme é representado na Figura 35 (NP EN 1991-1-4 2010).

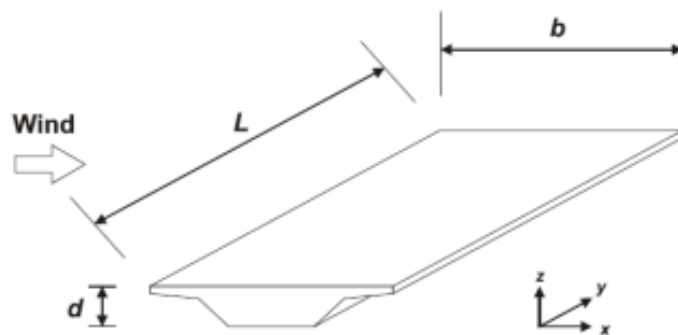


Figura 35 - Direções da ação do vento (NP EN 1991-1-4 2010).

Tendo em conta o sistema de eixo representado, o parâmetro $C_{f,x}$ é tratado como $C_{f,x,0}$, esses valores podem ser consultados no gráfico que relacionando este coeficiente com a razão b/d_{tot} representado na Figura 36

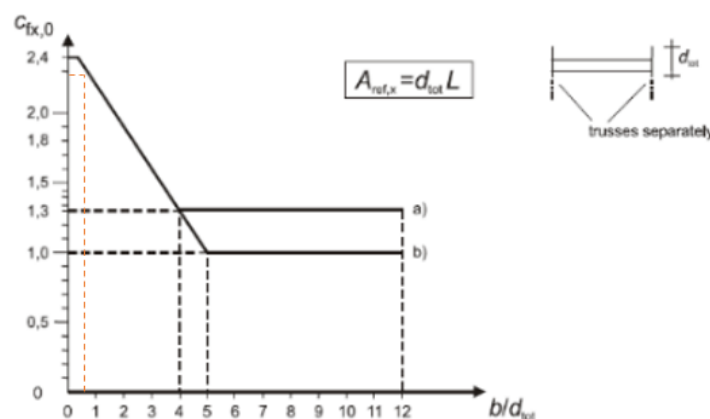


Figura 36 - Coeficiente de força $C_{f,x}$ para tabuleiros de pontes (NP EN 1991-1-4 2010).

A altura d_{tot} deve ser considerada de acordo com a Figura 37.

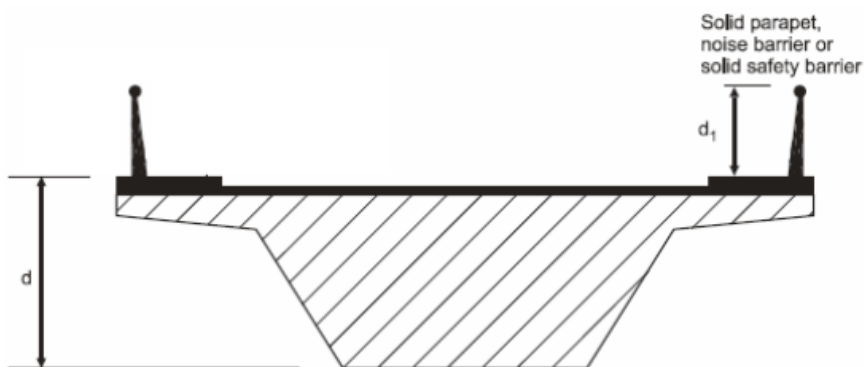


Figura 37 -Altura a considerar para a are de referência (NP EN 1991-1-4 2010).

De acordo com NP EN 1991-1-4 as áreas de referência $A_{ref,x}$ para combinações de ações deverão ser definidas com base no valor apropriado de d_{tot} , definido na Tabela 2

Tabela 2 - Altura d_{tot} a considera para $A_{ref,x}$ (NP EN 1991-1-4 2010).

Barreiras de Segurança	Num lado	Nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0.3 \text{ m}$	$d + 0.6 \text{ m}$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d1$	$d + 2 * d1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0.6 \text{ m}$	$d + 1.2 \text{ m}$

O valor da ação do vento na direção vertical, pode ser fornecido pelo Anexo Nacional no caso da ausência de ensaios em túnel de ventos, entretanto o valor recomendado é de ± 0.90 . Para a direção Y (direção longitudinal do tabuleiro), o Anexo Nacional define que se deve assumir 25% das forças assumidas na direção X para tabuleiros de vigas de alma cheia, e 50% para tabuleiros de vigas treliçadas, se necessários.

2.4.3 Ações térmicas

É muito importante considerar a influencia que a ação da temperatura pode causar numa estrutura, visto que, durante o verão os elementos de uma estrutura tende a dilatar-se e durante o inverno tende a contrair-se. No entanto, essas variações de comprimento nos elementos estruturais podem causar esforços significativos nas estruturas se não forem tomadas as devidas precauções.

De acordo com o (NP EN 1991-1-5 2009) os valores que caracterizam essas ações deverão ser analisados a partir da componente da variação uniforme de temperatura e das componentes da variação diferencial de temperatura.

O cálculo das temperaturas uniformes mínimas e máximas da ponte é realizado de acordo com a informação presente na Figura 38, considerando o tipo de tabuleiro em estudo

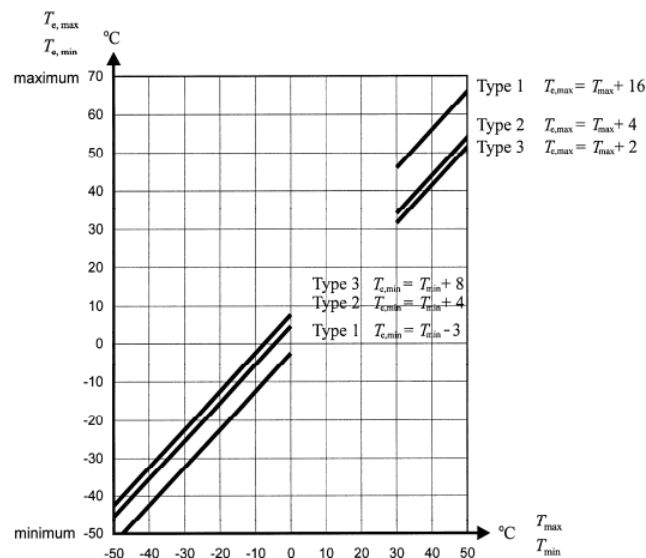


Figura 38 - Correlação entre a temperatura mínima/máxima do ar à sombra (T_{min}/T_{max}) e a componente da variação uniforme de temperatura mínima/máxima em pontes ($T_{e,min}/T_{e,max}$) (NP EN 1991-1-5 2009).

Os valores das componentes da variação diferencial de temperatura, nomeadamente, na face superior e inferior do tabuleiro é representado no Quadro 5 para diferentes tipos de pontes.

Quadro 5 - Valores recomendados da componente linear da variação de temperatura, para os diferentes tipos de tabuleiros de pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias (NP EN 1991-1-5 2009).

Tipo de tabuleiro	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: Tabuleiro de aço	18	13
Tipo 2: Tabuleiro misto aço-betão	15	18
Tipo 3: Tabuleiro betão:		
- Viga em caixão	10	5
- Laje vigada;	15	8
- Laje	15	8

2.4.4 Ação sísmica

Para fazer análise sísmica de uma estrutura, deve-se ter em conta alguns fatores, como: o local de implantação, o tipo de terreno e a classe de importância da obra. Depois de ter em conta estas considerações iniciais, pode-se determinar o espectro de resposta e sujeitar a estrutura a uma análise espectral.

Zonamento do território

O zonamento sísmico para Portugal Continental e os arquipélagos são definidos por Concelhos, conforme consta no anexo nacional. Estes zonamentos do território são feitos em função da natureza e da intensidade sísmica de uma região. Essa intensidade vai reduzindo da zona 1 para

a zona 6 caso for o sismo do tipo 1 e da zona 1 para a zona 5, caso for o sismo do tipo 2 conforme a Figura 39

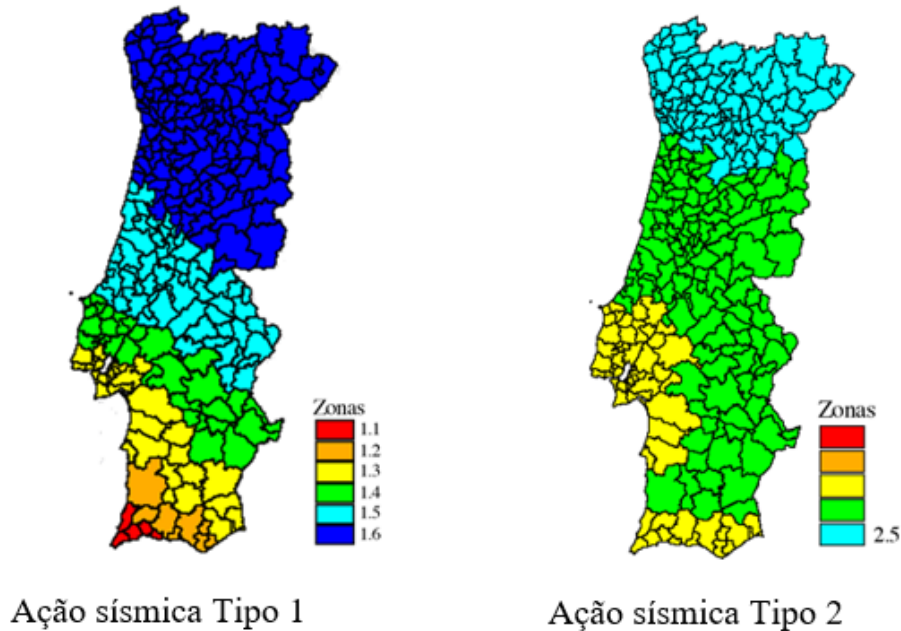


Figura 39 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1 2010).

Tipo de terreno

Após a identificação da zona sísmica, procede-se a definição do tipo de terreno de acordo com a Tabela 3

Tabela 3 - Tipos de terreno (NP EN 1998-1 2010).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		V _{s,30} [m/s]	NSPT	Cu [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	>50	>250

Tabela 3 continuação

C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 -306	15 - 50	70 - 250
D	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 ou dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	<100 (indicativo)	-	10 - 20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1			

Espectro de resposta

Segundo o que consta no EC 8, a ação sísmica pode ser descrita e quantificada através de espectros de resposta, que por sua vez, é a representação gráfica do valor máximo da resposta de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade quando solicitados por uma determinada ação sísmica. Este valor depende da frequência própria dos osciladores e do valor do coeficiente de amortecimento considerado (Guerreiro, 1999).

O espetro de resposta elástico (Figura 40) é determinado analiticamente através das seguintes equações:

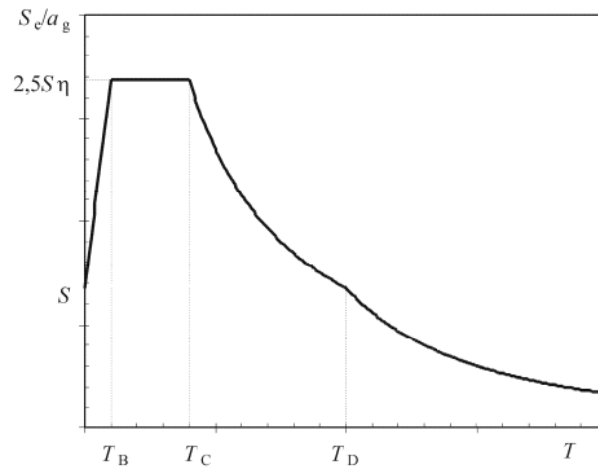


Figura 40 – Forma do espectro de resposta elástico (NP EN 1998-1 2010).

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * [1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1)] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 [\frac{T_C}{T}] \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T \leq 4S : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 [\frac{T_C T_D}{T^2}] \quad (2.13)$$

em que:

$S_e(T)$ - espectro de resposta elástica;

T – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

T_B – limite inferior 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 do descolamento constante;

S – coeficiente do solo;

η - coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5 % de amortecimento viscoso.

Nos quadros que se seguem, são apresentados os valores a ter em consideração para os parâmetros do espectro de resposta imposto pelo EC8 para a Ação Sísmica do Tipo 1 e a ação sísmica do tipo 2, Quadro 6 e Quadro 7 respetivamente.

Quadro 6 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica Tipo 1 (NP EN 1998-1 2010).

Tipo de terreno	S_{max}	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
A	1.0	0.1	0.6	2.0
B	1.4	0.1	0.6	2.0
C	1.6	0.1	0.6	2.0
D	2.0	0.1	0.8	2.0
E	1.8	0.1	0.6	2.0

Quadro 7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 2 (NP EN 1998-1 2010).

Tipo de terreno	S_{max}	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
A	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.3	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

Também é necessário definir a classe de importância da estrutura, segundo o EC8 ela pode ser da seguinte forma:

Classe I – Edifícios de pouca importância para a segurança pública;

Classe II – Edifícios comuns, não pertencentes às outras classes;

Classe III – Edifícios cuja integridade após um sismo é importante para a sociedade;

Classe IV – Edifícios de importância vital cuja operacionalidade deve ser assegurada mesmo para um sismo muito forte;

Os coeficientes de importância γ_1 , que devem ser adotados em Portugal, encontram-se no Quadro 8.

Quadro 8 -Coeficientes de importância γ_{12} (NP EN 1998-1 2010).

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0.65	0.75	0.85
II	1.00	1.00	1.00
II	1.45	1.25	1.15
IV	1.95	1.50	1.35

2.5 Sobrecarga induzidas por peões

Ao decorrer dos anos vem sendo construído pontes pedonais com diferentes tipos de matérias, cada vez mais leves e mais esbelta. Sendo assim, estas estruturas tendem a ficar mais vulneráveis às vibrações quando submetidas à carregamentos dinâmicos. A ação dinâmica da circulação dos peões sobre a ponte pedonal pode criar problemas de ressonância, ou até o seu colapso. Isto acontece se a frequência da passada dos peões igualarem a frequência natural de vibração da ponte.

As cargas dinâmicas causadas pelo homem sobre uma estrutura devido a sua atividade física podem ser de natureza periódica ou transitória (Figura 41), As periódicas são causadas através das seguintes formas de movimento humano: caminhar; correr, saltar e dançar, enquanto que

as transitórias resultam de um movimento de agitação que dá um único impulso a um membro estrutural (Bachmann & Ammann, 1987).

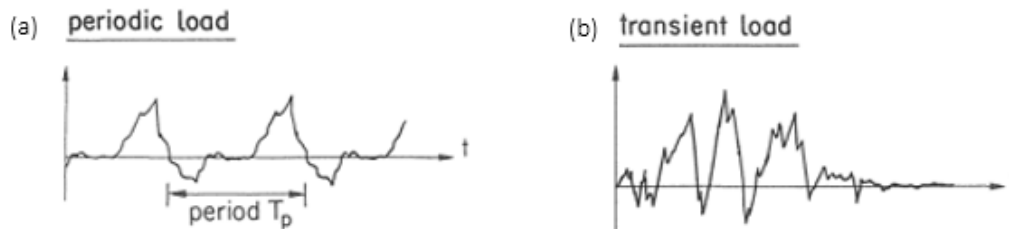


Figura 41 - Funções de tempo típicas de cargas dinâmicas, a) Cargas periódicas; b) Cargas transitórias (Pimenta, 2008).

Um peão ao movimentar-se sobre uma estrutura, carrega-a com uma determinada força dinâmica variável no tempo com componentes em três direções (Figura 42): vertical (F_z), horizontal-longitudinal (F_y) e horizontal-lateral (F_x) (Bachmann & Ammann, 1987). O (Živanović et al., 2005) afirma que essa força já foi estudada há muitos anos, em particular a componente vertical, que é considerada a mais importante, visto que essa tem a maior magnitude.



Figura 42- -Sistema de eixos das componentes da ação que o peão provoca sobre a estrutura (Pimenta, 2008).

Para fazer uma correta caracterização da ação do peão sobre a estrutura é necessário definir alguns parâmetros fundamentais e saber o valor que poderão tomar. Estes parâmetros são: frequência da passada, o comprimento da passada, a velocidade do movimento, e o tempo de contacto pé-pavimento

2.5.1 Frequência da passada

A frequência da passada, f_p , é definida como o número de passos dados por um peão num intervalo de tempo de um segundo. O estudo levado a cabo por (Bachmann & Ammann, 1987), define valores médio da frequência da passada para alguns tipos de movimentos conforme pode

constatar na Tabela 4, ainda, segundo o mesmo autor, a frequência é um parâmetro fundamental na definição da ação do peão e é mais adequado expressá-la em Hz devido a sua natureza de frequência de carga

Tabela 4 - Frequência da passada para vários tipos de andamento (Bachmann & Ammann, 1987).

Tipo de movimento	Valor médio da frequência da passada, fp (Hz)
Caminhada lenta	~1.7
Caminhada normal	~2.0
Caminhada rápida	~2.3
Corrida lenta	~2.5
Corrida rápida	>3.2

(Matsumoto et al., 1972) foi um dos pioneiros a realizar o estudo sobre as frequências normais de caminhada, com uma amostra de 505 pessoas chegou a conclusão estatisticamente muito confiável de que as frequências de passada seguem uma distribuição normal com uma frequência média de 2,0 Hz e desvio padrão de 0,173 Hz conforme mostra a Figura 43. Também a afirmação de (Bachmann et al., 1995) vai de acordo, só que com uma pequena diferença, segundo ele, 95% dos pedestres andam a uma frequência entre 1,65 e 2,35 Hz. (em média 2 Hz) e um desvio padrão de 0,175 Hz.

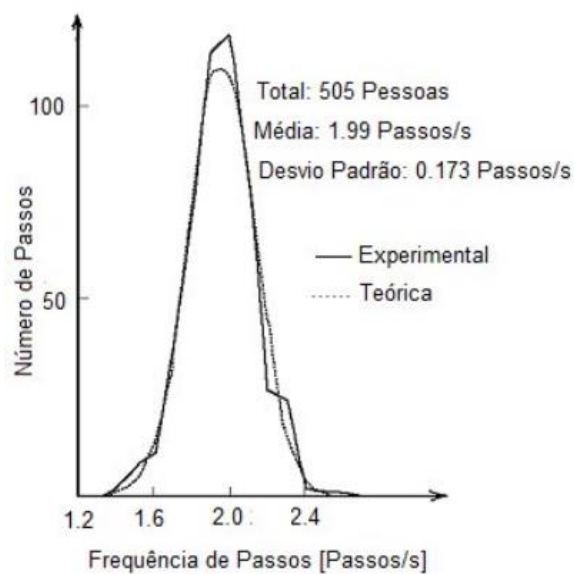


Figura 43 - Distribuição das frequências de passada para um caminhar normal (Matsumoto et al., 1972).

2.5.2 Comprimento da passada

O comprimento da passada l_p , pode ser definido como a distância entre os pontos de contacto dos pés com o pavimento em passadas sucessivas. Os seus respetivos valores para os diferentes tipos de movimentos encontram-se na Tabela 5.

Tabela 5.- Comprimento da passada para vários tipos de andamento (Bachmann & Ammann, 1987).

Tipo de movimento	Valor médio do comprimento da passada, l_p (m)
Caminhada lenta	0.6
Caminhada normal	0.75
Caminhada rápida	1.00
Corrida lenta	1.30
Corrida rápida	1.75

2.5.3 Velocidade do movimento

A velocidade do movimento é outro parâmetro importante na caracterização da ação induzida por pedestres, ela é diretamente proporcional a frequência do movimento e o comprimento da passada, ambos se relacionam através da seguinte expressão:

$$v_p = f_p * l_p \quad (2.14)$$

em que:

l_p - comprimento da passada

v_p - velocidade do movimento

f_p - frequência do movimento

Na Tabela 6 encontram-se os valores médios da velocidade do movimento para diferentes tipos de movimento do peão, desde caminhada lenta até corrida rápida.

Tabela 6 - Velocidades médias para vários tipos de movimento (Bachmann & Ammann, 1987)

Tipo de movimento	Valor médio da velocidade do movimento, v_p (m/s)
Caminhada lenta	1.1
Caminhada normal	1.5
Caminhada rápida	2.2
Corrida lenta	3.3
Corrida rápida	5.5

A velocidade do peão está associada à frequência da passada através do comprimento do passo, logicamente, é fácil deduzir que pessoas diferentes podem ter comprimentos e frequência de passagem muito distintos para a mesma velocidade de passagem (Bachmann & Ammann, 1987). A Figura 44 mostra essa correlação entre esses parâmetros, obtido através de imenso estudo realizado por Wheeler.

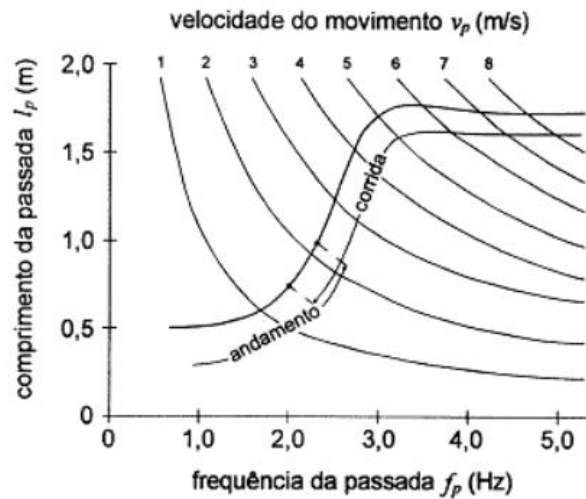


Figura 44 - Relação entre frequência, comprimento da passada e velocidade do movimento (Wheeler, 1982, cit FIB, 2005).

2.5.4 Tempo de contacto

No abaco da Figura 45 está caracterizada o valor do tempo de contacto (t_c) definida por Wheeler e as relações entre a frequência da passada, o tempo de contato com o solo e o fator da amplificação da carga. O tempo de contato pode ser definido como o intervalo de tempo em que um pé está em contato com o solo (Živanović et al., 2005) .

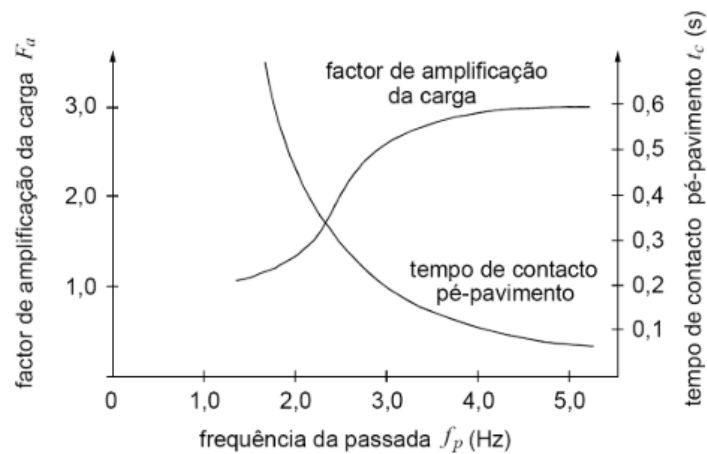


Figura 45 - Relação do tempo de contacto pé-pavimento, t_c , com o factor de amplificação dinâmica da carga, F_a , e com a frequência da passada, f_p (Wheeler, 1982, cit FIB, 2005).

Segundo a (FIB, 2005), as cargas dinâmicas mudam consoante o tipo de andamento, por exemplo, para andamento lento, com frequência de passo menor de 1 Hz, as cargas dinâmicas são equivalentes as cargas estáticas devido ao peso corporal, para andamento rápido com frequência de 2 a 2.5 Hz as cargas dinâmicas aumentam 1.5 vezes, enquanto que para

andamento rápido, com frequência superior a 3.5 Hz o máximo é cerca de três vezes o peso corporal.

2.5.5 Ação vertical

A componente vertical da força induzida pelos pés é a mais importante como já referido anteriormente, no entanto, a evolução dessa força que o pé exerce sobre o pavimento ao longo do tempo pode ser caracterizada através do gráfico designado por função de carga. De acordo com a (FIB, 2005), a força vertical induzida através de andamento normal tem dois máximos, primeiro causado pelo impacto do calcanhar e o segundo causado através do impulso da ponta dos pés.

Na Figura 46 pode-se ver a variação da função de carga para os diferentes tipos de andamento, onde é visível os dois picos em todos os gráficos, exceto ao correspondente a corrida, que tem apenas um pico devido ao aumento da frequência do passo. Também é importante referir que essas funções de carga são muito influenciadas por tipo de piso, calçado, sexo do indivíduo, forma de andar e entre outros fatores.

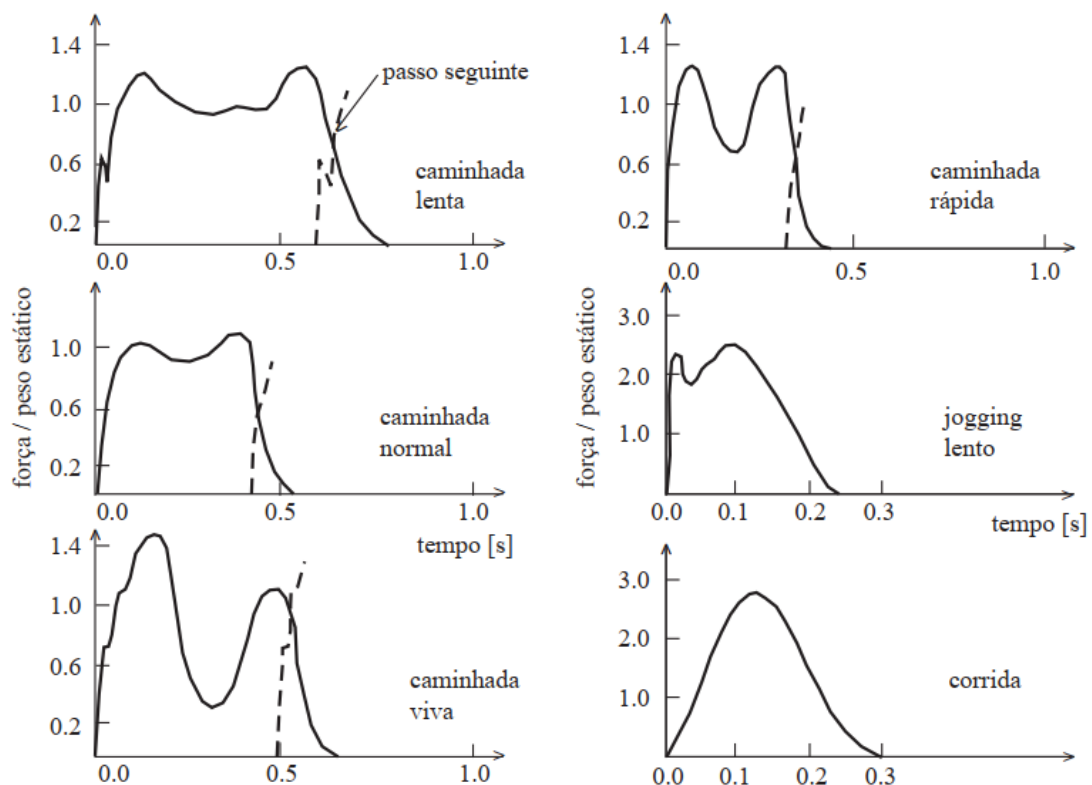


Figura 46 - Padrões de força vertical típicos para diferentes tipos de atividades humanas (Wheeler, 1982, cit Živanović et al., 2005).

2.5.5.1 Função de carga para a ação de caminhar

Qualquer função $F(t)$ que é periódica ao longo de um intervalo T pode ser decomposta em duas parcelas: uma constante e a outra em série infinita de contribuições de força harmônica (dinâmica) que, através da sua sobreposição, resultam na função total de força-tempo fornecida (Bachmann et al., 1995).

Essa decomposição harmônica resulta em uma série de Fourier como mostra a expressão 2.15

$$F(t) = F_0 + \sum_{i=1}^{\infty} [a_i \cos(i\Omega t) + b_i \sin(i\Omega t)] \quad (2.15)$$

Para muitos propósitos práticos, a série de Fourier é expressa como a soma de Fourier em que, $\Omega (= 2\pi \cdot f)$ corresponde a uma frequência fixa de excitação correspondente ao período T . O inteiro i , é o número de ordem das várias componentes harmônicas. No entanto, é comum encontrar em muitos casos práticos a equação 2.16 expressa da seguinte forma:

$$F(t) = G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \sin(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \phi_i) \quad (2.16)$$

Em que G é o peso do peão e α_i o coeficiente de Fourier da n -ésima harmônica, $G \cdot \alpha_i$ representa a amplitude da força da n -ésima harmônica, f_p a frequência da passada, ϕ_i o ângulo de fase da n -ésima harmônica relativamente à primeira, i o número de ordem dos termos da série e n o número total de harmônicas consideradas, normalmente são consideradas três. Alguns autores dizem que as três primeiras harmônicas são suficientes, excetuando alguns casos que podem ser consideradas a 4ª e a 5ª, como por exemplo no caso de saltos ou no estudo da componente horizontal. Em algumas literaturas é comum encontrar a equação 2.16 escrita na sua forma expandida até à 3ª harmônica conforme a equação 2.17.

$$F_p(t) = G + \Delta G_1 \sin(2\pi \cdot f_p \cdot t) + \Delta G_2 \sin(4\pi \cdot f_p \cdot t - \phi_2) + \Delta G_3 \sin(6\pi \cdot f_p \cdot t - \phi_6) \quad (2.16)$$

Ao longo dos anos, diferentes autores estudaram os valores de coeficientes de Fourier e os de ângulos de fase, (Pimenta, 2008) fez uma compilação desses valores, onde pode verificar-se a discrepância que variam de autores para autores, conforme mostra a Tabela 7.

Tabela 7 - Fatores de Carga Dinâmica propostos por diferentes autores (Pimenta, 2008).

Autor	Coefficientes de Fourier	Ângulos de Fase	Observações
Blanchard [28]	$\alpha_1=0,257$	---	Valores menores para f_p entre 4 e 5Hz
Bachmann [24]	$\alpha_1=0,4 / \alpha_2=0,1 / \alpha_3=0,1$ $\alpha_1=0,5$	$\phi_1=0 ; \phi_2=\pi/2 ; \phi_3=\pi/2$	$f_p = 2\text{Hz}$ $f_p = 2,4\text{Hz}$
Schulze [19]	$\alpha_1=0,37 / \alpha_2=0,10 / \alpha_3=0,12 /$ $\alpha_4=0,04 / \alpha_5=0,015$	---	$f_p = 2\text{Hz}$
Young [29]	$\alpha_1=0,37(f_p-0,95) \leq 0,5$ $\alpha_2=0,054+0,0088 f_p$ $\alpha_3=0,026+0,015 f_p$ $\alpha_4=0,01+0,0204 f_p$	---	Valores médios dos coeficientes
Pernica [27]	$\alpha_1=0,43 f_p - 0,38$ $\alpha_2=0,1$ $\alpha_3=0,1$	---	$1 < f_p < 1,5\text{Hz}$
	$\alpha_1=0,43 f_p - 0,38$ $\alpha_2=0,15 f_p - 0,125$ $\alpha_3=0,1$	---	$1,5 < f_p < 2,5\text{Hz}$
ISO 10137 [01]	$\alpha_1=0,37 (f_p - 1,0)$ $\alpha_2=0,1$ $\alpha_3=0,06$ $\alpha_4=0,06$ $\alpha_5=0,06$	$\phi_1=0$ $\phi_2=\pi/2$ $\phi_3=\pi/2$ $\phi_4=\pi/2$ $\phi_5=\pi/2$	1,2 a 2,4 Hz 2,4 a 4,8 Hz 3,6 a 7,2 Hz 4,8 a 9,6 Hz 6,0 a 12,0 Hz
Synpex [26]	$\alpha_1=0,0115 f_p^2 + 0,2803 f_p - 0,2902$ $\alpha_2=0,0669 f_p^2 + 0,1067 f_p - 0,0417$ $\alpha_3=0,0247 f_p^2 + 0,1149 f_p - 0,1518$ $\alpha_4=-0,0039 f_p^2 + 0,0285 f_p - 0,0082$	$\phi_1=0$ $\phi_2=-99,76f_p^2+478,92f_p-387,8 [^\circ]$ $\phi_3=-150,88f_p^3+819,65f_p^2-1431,35 f_p+811,93 [^\circ]$ $\phi_4=813,12f_p^3+5357,6f_p^2+11726 f_p+8505,9 [^\circ]$ $\phi_5=34,19 f_p - 65,14 [^\circ]$	$f_p < 2\text{Hz}$ $f_p \geq 2\text{Hz}$

O guia elaborado pela associação Francesa de Engenharia Civil demonstra que no caso prático para o dimensionamento, é possível limitar-se o estudo apenas à consideração da primeira harmónica para cada uma das três componentes. Neste caso, para a componente vertical a função de carga pode ser escrita da seguinte forma (Association Française de Génie Civil, 2006):

$$F_v(t) = 0.4G_0 \sin(2\pi \cdot f_p \cdot t) \quad (2.7)$$

2.5.5.2 Função de carga para a ação de correr

A função tempo de carga para corrida Figura 47, geralmente é caracterizada por uma única carga máxima, isso deve a descontinuidade do contacto entre o pé e o pavimento.

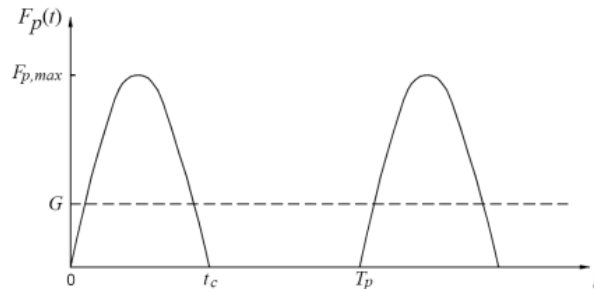


Figura 47 - Função de carga para a ação de correr (Bachmann & Ammann, 1987).

A forma para a modelação matemática da ação dentro de um período consiste na utilização de uma função semi-sinusoidal conforme a equação 2.18 (Bachmann & Ammann, 1987).

$$F_p(t) = \begin{cases} k_p \cdot G \sin\left(\frac{\pi \cdot t}{t_c}\right) & , t \leq t_c \\ 0 & , t_c < t < t_p \end{cases} \quad (2.18)$$

Sendo, k_p representa o factor de impacto dinâmico, definido pela relação entre o valor máximo da força aplicada $F_{p,max}$ e o peso do pé G ($k_p = F_{p,max}/G$), t_c é o tempo de contacto pé-pavimento e T_p o período da passada.

No entanto, tendo em conta que a função sinusoidal é periódica, é possível também aproximá-la através de um desenvolvimento em série de Fourier:

$$F(t) = G_0 + \sum_{i=2}^n G_i \cdot \cos 2\pi i f_p \left(t \frac{t_c}{2} \right) \quad (2.19)$$

A Figura 48 mostra as amplitudes do componente de carga dos quatro primeiros harmônicos em relação a razão t_p/T_p .

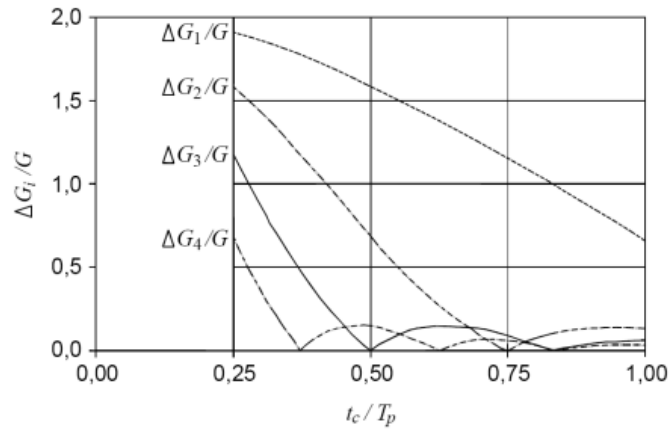


Figura 48 - Amplitude de componente de carga dos quatro primeiros harmônicos (Bachmann & Ammann, 1987).

2.5.6 Ação horizontal

As forças dinâmicas horizontais induzidas por pões sobre as pontes, são provocadas através da oscilação lateral do centro de gravidade do seu corpo, devido a consequência do deslocamento dos dois pés em alternado. A frequência dessa carga lateral é de cerca de 1 Hz (Figura 49) e a amplitude das oscilações laterais atinge geralmente 1 a 2 cm (Nakamura & Fujino, 2002).

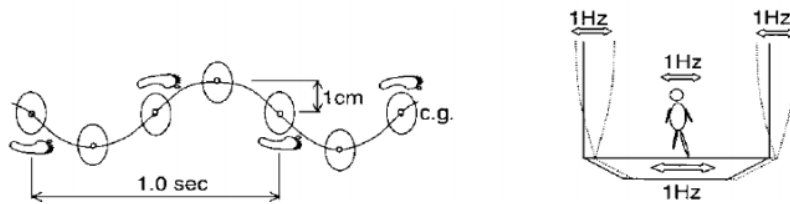


Figura 49 - Mecanismo de vibrações laterais (Nakamura & Fujino, 2002).

Na Figura 50 é apresentada as formas típicas dos componentes horizontais de uma passada em andamento normal exercida pelo pé no pavimento ao longo do tempo

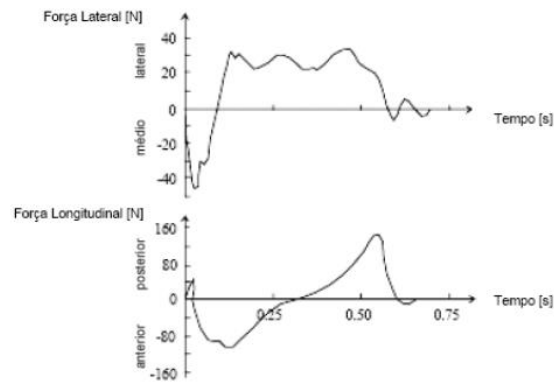


Figura 50 - Funções de carga horizontais de uma passada em andamento normal (Živanović et al., 2005).

No primeiro gráfico os termos lateral e médio significam que os valores da força representados medidos na transversal se verificam na zona extrema e mediana do tabuleiro, respetivamente. No segundo gráfico, os termos anterior e posterior correspondem aos valores da força verificados atrás e à frente do ponto em que o peão se encontra longitudinalmente

Função de carga para a ação de caminhar

Em relação a ação horizontal também pode ser modelada matematicamente através de desenvolvimento em série de Fourier como mostra as equações 2.20 e 2.21 para a direção transversal e longitudinal respetivamente. Segundo o estudo realizado por (Bachmann & Ammann, 1987), a ação da caminhada ou corrida humana é muito menor nas direções horizontal (transversal e longitudinal) do que na direção vertical, mas, mesmo assim é importante contabiliza-lo principalmente em estruturas muito flexíveis.

- Direção transversal:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1/2}^n G \cdot \alpha_{i,t} \sin(\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \phi_i) \quad (2.20)$$

- Direção longitudinal:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1/2}^n G \cdot \alpha_{i,t} \sin(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \phi_i) \quad (2.21)$$

sendo G o peso do peão [N] e $\alpha_{i,t}$ o coeficiente de Fourier da n -ésima harmónica na direcção transversal, $\alpha_{i,l}$ o coeficiente de Fourier da n -ésima harmónica na direcção longitudinal, f_p a

frequência da passada [Hz], ϕ_i o ângulo de fase da n -ésima harmónica relativamente à primeira, i o número de ordem dos termos da série e n o número total de harmónicas consideradas

Como já referido anteriormente, ao limitar-se o estudo apenas à consideração da primeira harmónica no caso prático, a função de carga para as componentes horizontais (transversal e longitudinal), podem ser definidas de acordo com as expressões (Association Française de Génie Civil, 2006):

$$F_{ht}(t) = 0.05 G_0 \sin\left(2\pi \left(\frac{f_p}{2}\right) t\right) \quad (2.22)$$

$$F_{hl}(t) = 0.2 G_0 \sin(2\pi f_p t) \quad (2.23)$$

2.5.7 Função de carga para um grupo de peões ou multidão

Uma descrição matemática da excitação por mais de um pedestre é bastante difícil (Bachmann et al., 1995). As primeiras tentativas de definir a carga induzida por vários pedestres foram em termos de multiplicação da carga induzida por um único (Živanović et al., 2005) pedestre. Segundo o (Franck et al., 2008) Uma das primeiras propostas foi apresentada por (Matsumoto et al 1978), onde admitiram que a chegada de pedestres em uma ponte seguia uma distribuição de Poisson, o que não acontecia com o ângulo de fase, que por sua vez seguia uma distribuição completamente aleatória. Com base nessas suposições, eles definiram um fator m para multiplicar a amplitude de vibração calculada para um único pedestre:

$$m = \sqrt{\lambda \cdot T_0} \quad (2.24)$$

em que,

λ - representa o fluxo médio de peões, por segundo, por metro de largura ocupável da estrutura durante um determinado período de tempo ($\lambda_{\text{máx}}=1,5$ p/s.m);

T_0 - tempo necessário para o atravessamento de uma ponte de comprimento L a uma velocidade $T_0 = L/V_p$)

O produto $\lambda T = n$ - representa o número de pedestres presentes em qualquer instante na ponte, isso significa que as forças dinâmicas para n pedestres circulam de forma aleatória sobre a ponte são equivalentes a todos os $m = n$ pedestres que circulam de forma sincronizada (Figura 51)

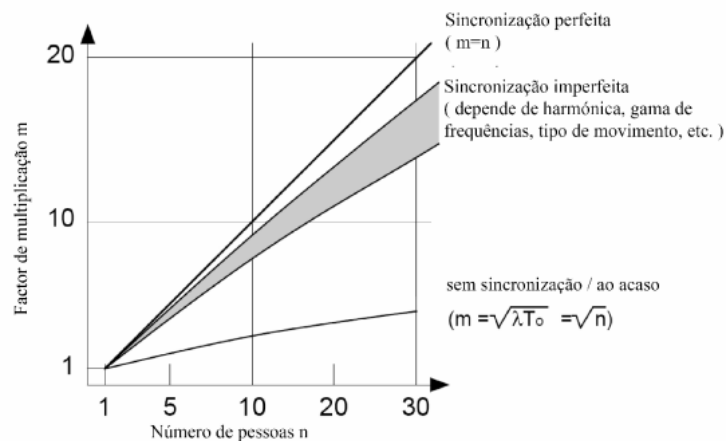


Figura 51 - Fator de multiplicação para carregamento de grupo / multidão (Franck, Lestuzz, & Low, 2008)

Tendo definido o grau de sincronização, a ação total produzida por um grupo ou multidão pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$F(t)_{grupo\ peões} = m * F(t)_{um\ peão} \quad (2.25)$$

3 CONDICIONANTES E LOCALIZAÇÃO DO PROJETO

3.1 Localização da passagem superior

A localização da passagem superior pedonal será a indicada na Figura 52, ela destina-se ao atravessamento pedonal da estrada nacional EN 15, na Avenida Sá Carneiro, no concelho de Bragança, cidade de Bragança, ligando o campus IPB (à direita da via) à avenida Sá Carneiro, mais concretamente a área do “supinorte” (à esquerda da via).



Figura 52 - Localização da passagem superior pedonal

3.2 Características condicionantes

Tendo em conta que o presente projeto tem como principal objetivo a travessia de uma via municipal, a maior condicionante será o tráfego rodoviário nessa via. No entanto a construção da mesma deve respeitar os regulamentos vigentes de maneira que não afete a circulação de veículos neste local. Outras condicionantes no local é o pouco espaço nas laterais para a construção das escadas de acesso à passagem superior e a existência de uma ciclovia num dos lados.

4 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA PASSAGEM SUPERIOR (QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES E MÉTODO DE ANÁLISE DA PASSAGEM SUPERIOR)

4.1 Quantificação das ações

4.1.1 Peso próprio

O peso próprio do tabuleiro será calculado, em cada secção, através do produto da área pelo peso específico do betão, considerado igual a 25 KN/m³.

4.1.2 Restante carga permanente

- Viga

Vedação0.5 x 2 = 1.00 KN/m

Guarda-corpos0.5 x 2 = 1.00 KN/m

2.00 KN/m

4.1.3 Pré-esforço

Na escolha do valor do pré-esforço na origem em cada cabo admitiu-se as seguintes características para os cordões:

área de cada cordão: 1.40 cm²

f_{puK} = 1860 MPa

$f_{p0.1K}$ = 1670 MPa

σ'_0 = 0.75 * 1860 = 1395 MPa

Onde f_{puK} é valor característico da tensão de rotura, $f_{p0,1K}$ é valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% e σ'_0 é a tensão de tração (positiva) correspondente ao pré-esforço na origem.

Para o cálculo das perdas, deve considera-se apenas as devidas à deformação instantânea do betão, visto que, por se tratar de um sistema de pré-esforço aderente, não existem perdas por atrito nem por reentrada de cabos. Mas é importante referir que o programa de cálculo utilizado (cype 3D 2021) não permite calcular os valores das perdas e do pré-esforço, por esse motivo deve-se calcular o valor das cargas equivalentes do pré-esforço e introduzir como cargas equivalentes.

Para o cálculo de cargas equivalente gerada pelo pré-esforço, considerou-se $P_\infty = 1306.2$ kN e uma excentricidade, $e=0.45$. Tendo em conta que a estrutura é simétrica com dois vãos iguais de 10.31 m só foi apresentado o cálculo para o primeiro tramo. O traçado do cabo de pré-esforço é retilíneo, no entanto a carga aplicada nas extremidades gera um esforço axial e um momento fletor conforme a Figura 53

sabem

$$M = P * e = 1306.2 * 0.45 = 587.8 \text{ kN}$$

$$N = P = 1306.2 \text{ kN}$$

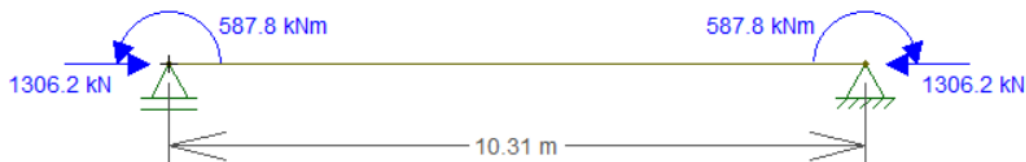


Figura 53 - Cargas equivalente do pré-esforço

4.2 Ações variáveis

4.2.1 Sobrecarga

De acordo com o RSA, deve-se considerar uma sobrecarga uniformemente distribuída de 4kN/m^2 para passadiços.

4.2.2 Variação uniforme de temperatura

De acordo com estipulado no regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes (RSA), os valores característicos das variações uniformes de temperatura para estruturas de betão armado e pré-esforçada não protegidas, constituídas por elementos de pequenas espessuras é de $\pm 15^\circ\text{C}$.

Para módulo de elasticidade do betão, será adotado a metade do respetivo valor médio conforme indicado no REBAP

4.2.3 Variação diferencial de temperatura

Os valores das variações diferenciais de temperatura serão computados, em cada caso, de acordo com as condições climáticas locais e as características térmicas da estrutura (RSA). Para a face superior e inferior do tabuleiro, foram Considerado as seguintes variações diferenciais de temperatura:

- Caso 1
Face superior.....+10°C
Face inferior..... 0°C
- Caso 2
Face superior.....-5°C
Face inferior..... 0°C

4.2.4 Ação da neve

Considerou-se a ação da neve como uma carga distribuída por metro quadrado e em plano horizontal, com um valor característico:

A passagem superior será implantada na cidade de Bragança, correspondente a Zona 2 de acordo com a classificação do território nacional.

Então:

$C_z = 0.20$ (valor correspondente para zona 2)

$h = 680$ m

Valor da carga da neve ao nível do solo:

$$s_k = C_z * \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] = 0.569 \text{ kN/m}^2 \quad (4.1)$$

Cálculo do valor da ação da neve

$\mu_i = 0.8$

$C_e = 1$

$C_t = 1$

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0.455 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2)$$

4.2.5 Ação do vento

Valor de referência da velocidade do vento

$$c_{dir} = 1$$

$$c_{season} = 1$$

$v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$ (zona B, por situar-se a uma altitude superior a 600 m)

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 30 \text{ m/s} \quad (4.3)$$

- **Coefficiente de terreno**

$$z_0 = 1.0 \text{ m}$$

$$z_{0,II} = 0.05$$

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.234 \quad (4.4)$$

- **Rugosidade do terreno Cr**

$z = 7.42 \text{ m}$ (cota máxima da passagem superior)

$$c_r(z) = k_r * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.469 \quad (4.5)$$

- **Velocidade média do vento**

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 14.07 \text{ m/s} \quad (4.6)$$

- **Coefficiente de exposição**

Através do ábaco da Figura 54, considerando categoria de terreno do tipo IV e a altura $z = 7.42 \text{ m}$, obtêm-se: $C_e(z) = 1.43$.

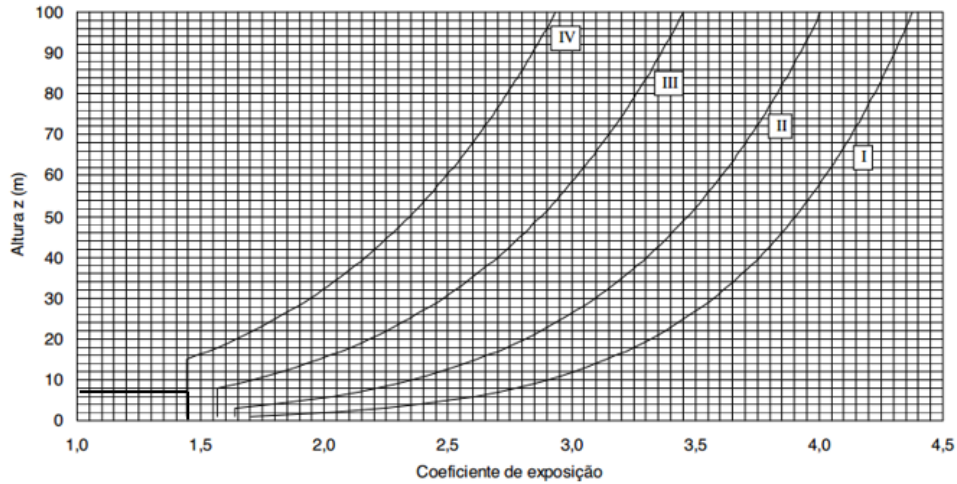


Figura 54 - Coeficiente de exposição $C_e(z)$

- **Pressão dinâmica de referência**

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

$$q_b = \left(\frac{1}{2}\right) * \rho * v_b^2 = 0.563 \text{ kN/m}^2 \quad (4.7)$$

- **Pressão dinâmica de pico $q_b(z)$**

$$q_p(z) = C_e(z) * q_b = 0.805 \text{ kN/m}^2 \quad (4.8)$$

A força horizontal correspondente à ação do vento a atuar transversalmente à estrutura é dada pela seguinte expressão:

$$F_{w,x} = q_p(z) * C * A_{ref,x} = 19.99 \text{ kN} \quad (4.9)$$

$$C = C_e * C_{f,x} = 3.29 \quad (4.10)$$

$$A_{ref,x} = d_{tot} * L = 7.55 \text{ m}^2 \quad (4.11)$$

Ao dividir a força resultante da ação do vento pelo comprimento total da ponte ($L = 20.61 \text{ m}$), resulta numa força linear horizontal de 9.06 kN/m .

Para calcular a área de referência onde o vento atuará, é necessário antes conhecer o valor de d_{tot} (ver a Figura 37). Considerando a barreira de segurança com guarda corpo não vazado nos dois lados, adotou-se $d_{tot} = d + 2d_1$ para o presente projeto.

$$d_{tot} = d + 2d_1 = 3.42 \text{ m} \quad (4.12)$$

$$d = 1,42 \text{ m}$$

$$d_1 = 1 \text{ m}$$

O coeficiente de força do vento é: $C_{f,x} = 2,3$, obtido a partir da aplicação do ábaco da relação b/d_{tot} (ver Figura 36) com $b = L = 2,20 \text{ m}$ (largura do tabuleiro).

Como já referido no ponto 2.4.2 no cálculo da componente vertical da ação do vento na direção Z, o coeficiente de força, $C_{f,z}$, deve tomar o valor de $\pm 0,9$, $A_{ref,z} = b.L = 45,34 \text{ m}^2$.

$$C = C_e * C_{f,x} = \pm 1,29 \quad (4.13)$$

$$F_{w,z} = 0,805 * (\pm 1,29) * 45,34 = \pm 47,08 \text{ kN} \quad (4.14)$$

No entanto, ao dividir o valor da ação vertical do vento pelo comprimento da passagem, teremos uma força uniformemente distribuída vertical de $\pm 2,28 \text{ kN/m}$.

Para a direção horizontal y deve-se assumir 25% das forças assumidas na direção x, no entanto $F_{w,y} = 2,27 \text{ kN/m}$ (ver o ponto 2.2.5).

4.3 Verificação da segurança aos Estados Limite Último (ELU)

A verificação de segurança em relação ao ELU, têm como objetivo efetuar a verificação de segurança da estrutura de modo que não haja rotura ou deformação excessiva, para tal, deve-se determinar os esforços atuantes de cálculo na estrutura e considerar satisfeita a segurança, se estes valores forem inferiores ou iguais aos correspondentes esforços resistentes, ou seja, $E_d \leq R_d$.

Relativamente sobre as combinações de ações, é importante referi que segundo o EC1, não se pode considerar simultaneamente as ações do vento e o efeito da variação de temperatura a atuarem numa ponte pedonal.

4.3.1 Combinação de ações fundamentais

Os esforços atuantes de cálculo das combinações de ações fundamentais para situação de projeto persistente ou transitório, serão obtidos com base na combinação fundamental de ações, de acordo com a expressão 4.15, em que $G_{k,j}$ representa a ação variável de base e P a ação do pré-esforço.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.15)$$

4.3.2 Combinação de ações para situações de projeto sísmicas

A combinação de ações com a ação sísmica é dada pela expressão 4.16 em que A_{Ed} representa a ação sísmica.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.16)$$

4.4 Verificação de segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A segurança aos ELS, tem como o objetivo verificar a adequação do comportamento da estrutura à sua função e a sua qualidade em condições normais de serviço, como por exemplo, garantir que o deslocamento na estrutura não ultrapasse um valor considerado admissível (Appleton, 2013)

Determinaram-se os valores das grandezas a serem comparados com os valores que definem os Estados Limites considerados, adotando coeficientes de segurança unitários para as ações e para as propriedades dos materiais, considerando-se satisfeita a segurança se estes valores forem iguais ou superiores aos obtidos a partir das combinações de ações conforme a seguir se indica.

4.4.1 Combinação característica

O nível de ação da ação característica poderá atuar na estrutura apenas por pouco período de tempo (algumas horas) ao longo da vida útil da estrutura. o seu valor de calculo é dado pela expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.17)$$

4.4.2 Combinação frequente

Este tipo de ação poderá atuar numa estrutura por pouco tempo, na ordem dos 5% da sua vida útil. o seu valor de calculo é dado pela expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.18)$$

4.4.3 Combinação quase-permanente

A ação quase permanente, como o próprio nome diz, pode atuar até à metade da vida útil da estrutura e o seu valor é dado pela seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.19)$$

4.4.4 Verificação dos estados limites de largura de fendas

Considerou-se satisfeita a segurança relativamente aos estados limites de largura de fendas, por não ter sido excedido o valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples, em todas as secções tracionadas, para as combinações frequentes de ação relacionada com um ambiente moderadamente agressivo.

4.5 Análise e dimensionamento dos elementos estruturais

Para dimensionamento dos elementos estruturais será usado o programa de calculo cype 3D, depois de ter a estrutura no programa com as devidas cargas, serão analisados todos os elementos em relação aos seus estados limites, de acordo com os regulamentos em vigor e critérios do cype para que seja garantida segurança da estrutura.

5 CASO DE ESTUDO: DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE PEDONAL NA AVENIDA SÁ CARNEIRO PARA ACESSO AO CAMPUS DO IPB

5.1 Introdução

No presente caso de estudo será feito a análise e o dimensionamento de todos os elementos estruturais que constitui a passagem pedonal de acordo com as normas em vigor. Para a obtenção de esforço de calculo, verificação de segurança e dimensionamento dos elementos estruturais recorrer-se-á ao programa de calculo cype 3D.

5.2 Definição de materias

Os materiais a utilizar na construção dos diversos elementos que constituem a obra de arte, são os seguintes:

Betões:

- Escadas C30/37
- Betão em viga pré-esforçada..... C40/50

- Pilares C30/37
- Fundações C25/30
- betão de limpeza C16/20

Aços:

- Armaduras Passivas A500NR
- Armaduras Ativas Y1860S7

5.3 Tipologia e geometria da secção

Antes de definir a geometria da estrutura é necessário respeitar a legislação em vigor, nesse sentido foi consultado o Art. 57.º do decreto lei 2110 (Regulamento Geral das Estradas e Caminhos Municipais) que impõe os *gabarits* mínimos a respeitar em atravessamentos sobre vias municipais. Segundo esse artigo, *“Os atravessamentos sobre as vias municipais por conduções aéreas ou obras de qualquer natureza não poderão ser estabelecidos ou reconstruídos a altura inferior a 5 m, a contar do nível do pavimento...”*(Decreto lei 2110, 1961).

A passagem superior (Figura 55) será implantada a uma cota de 679.70 metros na primeira extremidade e 677.40 metros na segunda, tem uma altura de 5m em relação ao pavimento, secção em “U” com 2 metros de largura e um comprimento total de 20.62 m divididos ao meio, com 10.31 metros cada vão. É importante referir que devido a elevação de 5 metros do tabuleiro em relação ao pavimento, serão construídas duas escadas laterais que dão acesso à passagem superior.

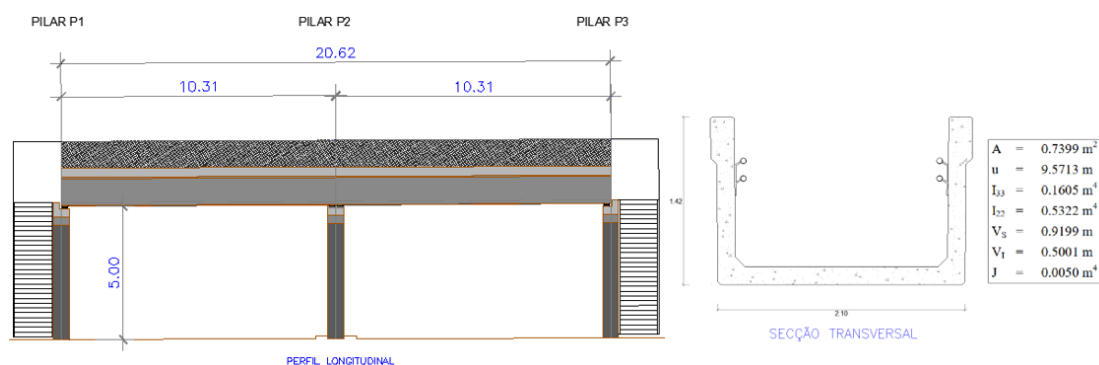


Figura 55 - Perfil longitudinal da passagem superior e secção transversal

5.4 Dimensionamento

5.4.1 Escada

As escadas que dão acesso a passagem superior, são constituídas por dois lanços retos, um patamar intermedio, um pilar praticamente a meio vão e um patamar superior, (Figura 56). Para o pré-dimensionamento da espessura da laje foi considerado o maior vão, (5.73 m) visto que de acordo com o ponto 7.4.2 do NP EN 1992-1-1 2010 as relações vão /altura útil dá um valor maior quando maior for o vão. O dimensionamento e a verificação de segurança estão de acordo com a norma NP EN 1992-1-1 2010.

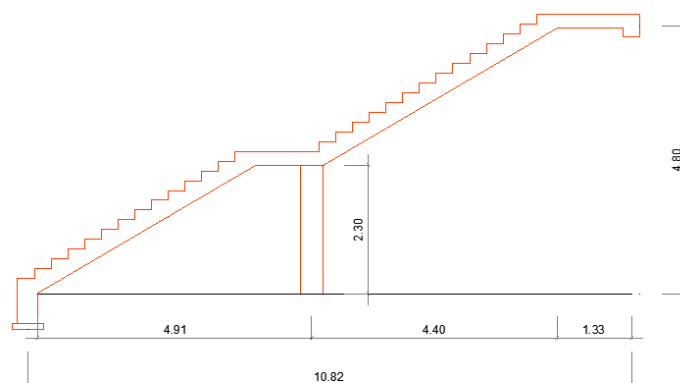


Figura 56 – Perfil longitudinal da escada a ser dimensionada

5.4.1.1 Pré-dimensionamento da laje

De acordo com o ponto 7.4.2 do EC2, se as lajes forem dimensionadas de forma a respeitarem a relação vão/altura útil, não é necessário um cálculo explícito das flechas, no entanto pode-se admitir que a respetiva flecha não irá exceder os valores estabelecidos. Essa relação é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 * \sqrt{f_{ck}} * \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 * \sqrt{f_{ck}} * \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ para } \rho \leq \rho_0 \quad (5.1)$$

$$\frac{l}{d} = 26.77$$

$$\rho_0 = 10^{-3} * \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} * \sqrt{30} = 0.0055$$

$\rho = 0.005 \rightarrow$ betão fortemente solicitado.

em que l / d é o valor limite da relação vão/altura, k o coeficiente que tem em conta o sistema estrutural, ρ_0 a taxa de armaduras de referência ($= 10^{-3} * \sqrt{f_{ck}}$), ρ a 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, com f_{ck} em MPa.

$k = 1.3$ para laje continua ; $f_{ck} = 30\text{MPa}$; $l = 5.40\text{ m}$ e $l = 5.73\text{ m}$

$$\frac{l}{d} = 26.67 \leftrightarrow d = \frac{5.73}{26.67} = 0.21\text{ m} \quad (5.2)$$

$$h = c_{\text{nominal}} + d$$

$$c_{\text{nominal}} = 40\text{ mm}$$

$$h = c_{\text{nominal}} + d = 0.040 + 0.21 = 0.25\text{ m}$$

Onde c_{nominal} é o recobrimento mínimo, mais uma margem de calculo para a tolerância de execução.

Foi adotada uma altura de laje maciça de 0.25 m.

Cálculo da altura útil (d)

$$d = 0.9 * h \leftrightarrow d = 0.9 * 0.25 = 0.23\text{ m}$$

5.4.1.2 Cálculos das Ações

$$\theta = \arctg\left(\frac{0.18}{0.30}\right) = 30.96^\circ \rightarrow \text{ângulo que os lanços das escadas fazem com a horizontal.}$$

Ações permanente (G)

- Peso próprio

$$PP_{\text{laje}} = \gamma_{\text{betão}} * h = 25 * 0.25 = 6.25\text{kN/m}^2$$

$$PP_{\text{graus}} = \gamma_{\text{betão}} * \frac{h}{2} = 25 * \left(\frac{0.18}{2}\right) = 2.25\text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona do patamar: } PP = \gamma_{\text{betão}} * h = 25 * 0.25 = 6.25\text{kN/m}^2$$

$$\text{Zona dos degraus: } PP = \left(\frac{PP_{\text{laje}}}{\cos(\theta)}\right) + PP_{\text{graus}} = \left(\frac{6.25}{\cos(30.96)}\right) + 2.25 = 9.54\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Revestimento

Revestimento = 1.5kN/m^2

- Peso Próprio total

$$CP_1 = 6.25 + 1.5 = 7.75\text{kN/m}^2$$

$$CP_2 = 9.54 + 1.5 = 11.04\text{kN/m}^2$$

Sobrecarga de utilização

$$Sc = 4\text{ kN/m}^2$$

Neve

$$s = 0.46\text{kN/m}^2$$

5.4.1.3 Combinações das ações

Na combinação de ação para escada, não será contabilizada a ação do vento, visto que é um elemento secundário que está a apoiar na própria passagem superior, está será considerado o vento no seu dimensionamento.

- Ações variáveis de base sobrecarga

$$1.35 G_k + 1.5 \text{ Sobrecarga} + 1.5 \psi_0 \text{ Neve} = \text{kN/m}^2$$

$$1.35 G_k + 1.5 \text{ Sobrecarga} + 1.5 \psi_0 \text{ Neve} = \text{kN/m}^2$$

- Ações variáveis base neve

$$1.35 G_k + 1.5 \text{ Neve} + 1.5 \psi_0 \text{ Sobrecarga} = \text{kN/m}^2$$

$$1.35 G_k + 1.5 \text{ Neve} + 1.5 \psi_0 \text{ sobrecarga} = \text{kN/m}^2$$

Os resultados das diferentes combinações de ações, encontram-se nas **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** e Tabela 9 para as cargas permanentes CP_1 e CP_2 respetivamente.

Tabela 8 - Combinação de ação para a carga $Cp1$

Combinações principal de base	Ações			Coeficientes			PSd = $1.35*(G)+1.5*(Q)+1,5*\psi_0Q$ (kN/m ²)
	CP ₁	SC	Neve	γ_G	γ_Q	ψ_0	
Sobrecarga	7,75	4	0,46	1,35	1,5	0,7	16,95
Neve						0,7	15,35

Tabela 9 - Combinação de ação para a carga Cp2

Combinações principal de base	Ações			Coeficientes			PSd = 1.35*(G)+1.5*(Q)+ψ ₀ (kN/m ²)
	CP ₂	SC	Neve	γ _G	γ _Q	ψ ₀	
Sobrecarga	11,04	4	0,46	1,35	1,5	0,7	21,39
Neve						0,7	19,79

Para a determinação dos esforços atuantes, considerou-se a combinação de ação para a carga permanente CP₂, utilizou-se o programa de cálculo Ftool, considerando o esquema estrutural equivalente que se apresenta na Figura 57. A Figura 58 e Figura 59 representam os diagramas de esforço transverso e do momento fletor respectivamente.

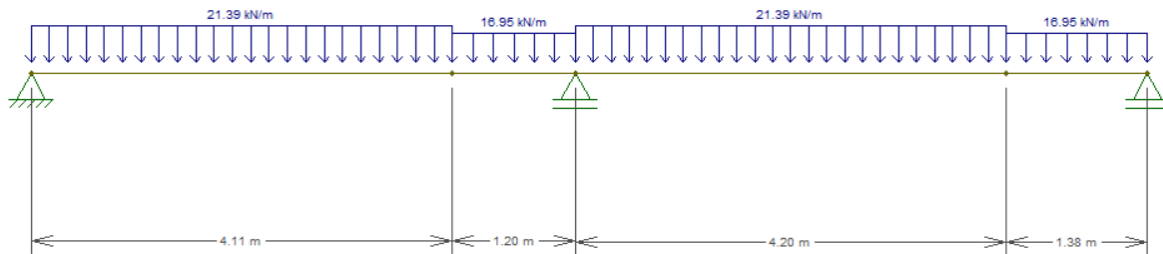


Figura 57- Modelo de cálculo para o dimensionamento da escada

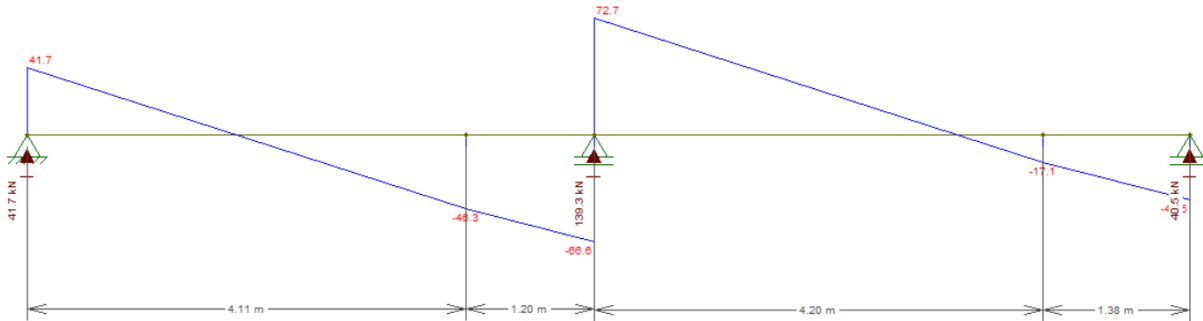


Figura 58-Diagrama do esforço transverso

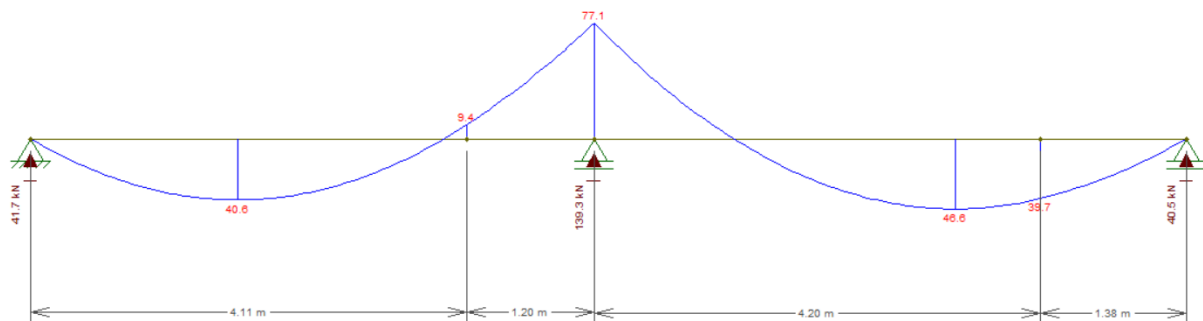


Figura 59 – Diagrama do momento fletor

5.4.1.4 Dimensionamento das armaduras

- Armadura principal para momento negativo

$$M_{\text{máx}}^- = 77.10 \text{ kN/m}$$

Classe de aço: A500;

Classe de betão: C30/37;

$$c_{\text{nom}} = 4.0 \text{ cm.}$$

$$d = 0.23\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{77.10}{1 * 0.23^2 * 16.67 * 10^3} = 0.087 \quad (5.1)$$

$$\omega = \mu * (1 + \mu) = 0.087 * (1 + 0.087) = 0.095 \quad (5.2)$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.095 * 1 * 0.23 * \frac{16.67}{435} = 8.37 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (5.3)$$

$$A_s = 8.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Ø16 af 0.20} \rightarrow A_{s, \text{ef}} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

A área de armadura mínima não deve ser inferior a $A_{s, \text{min}}$, que pode ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$A_{s, \text{min}} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0.0013 * b_t * d \quad (5.4)$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.26 * \frac{2.9}{500} * 1 * 0.23 = 3.47 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0.0013 * 1 * 0.23 = 2.99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Ø10 af 20 m (3.93 cm}^2/\text{m)}$$

Armadura de distribuição

$$A_{s, \text{dist}} = 0.20 * A_s = 0.20 * 8.37 = 1.67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.5)$$

$$\text{Ø8 af 0.25 (2.01 cm}^2/\text{m)}$$

Armadura nos apoios:

$$A_{s, \text{apoio}} = 0.25 * A_s = 0.25 * 8.37 = 2.09 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.6)$$

$$\text{Ø8 af 0.25 (2.01 cm}^2/\text{m)}$$

Armadura principal adotada Ø16 a 0.20 → $A_{s, \text{ef}} = 7.53 \text{ cm}^2$

Armadura de distribuição Ø8 a 0.25 (2.01 cm²/m).

Comprimento de amarração de cálculo

Para varões comprimidos, o comprimento de amarração é calculado pela expressão:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} = \text{máx} \{0.6 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ mm}\}$$
$$l_{bd} = 40.73 \text{ cm} \cong 41 \text{ cm} \geq 34.191 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Comprimento de amarração de referência:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\varnothing}{4}\right) * \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{1.6}{4}\right) * \left(\frac{435}{2.99}\right) = 58.19 \text{ cm} \quad (5.7)$$

$\sigma_{sd} \cong 435 \text{ MPa}$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.0 * \left(\frac{2}{1.5}\right) = 1.33 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2.25 * 1.0 * 1.0 * 1.33 = 2.99 \text{ MP} \quad (5.9)$$

Sendo

$\varnothing = 16 \text{ mm}$; $\alpha_{ct} = 1.0$; $f_{ctk} = 2 \text{ MPa}$; $\eta_1 = 1.0$ e $\eta_2 = 1.0$

$$l_{b,min} = \text{máx} \{0.6 * 58.19 \text{ cm}; 10 * 1.6 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\} = \text{máx} \{34.91; 16; 10\} = 34.91 \text{ cm}$$

Considerando $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_5, \alpha_1 = 1.0$ e $\alpha_4 = 0.7$

$$l_{bd} = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 0.7 * 58.19 = 40.73 \text{ cm} \cong 41 \text{ cm} \geq 34.191 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

• Armadura principal para momento positivo

$$M_{máx}^+ = 46.60 \text{ kN/m}$$

$$\mu = 0.053$$

$$\omega = 0.056$$

$$A_s == 4.67 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing 10 \text{ af } 0.15 \text{ m } (5.23 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 2.99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing 10 \text{ a } 20 \text{ m } (3.93 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Armadura de Distribuição

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

Ø8 af 0.25 (2.01 cm²/m).

Armadura nos apoios:

$$A_{s,apoio} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø8 a 0.25 (2.01 cm²/m).

Armadura principal adotada Ø10 af 0.15 m (5.23 cm²/m)

Armadura de distribuição Ø8 af 0.25 (2.01 cm²/m).

Comprimento de amarração de cálculo

Para varões tracionados o comprimento de amarração é calculado pela expressão:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} = \text{máx} \{0.3l_{b,rqd} ; 10\varnothing; 100 \text{ mm}\}$$
$$l_{bd} \cong 26 \text{ cm} \geq 10.91 \text{ cm} \rightarrow \text{Verifica}$$

Comprimento de amarração de referência

$$l_{b,rqd} = 36.37 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} \cong 435 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.33 \text{ MPa}$$

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

Sendo

$$l_{b,min} = \text{máx} \{ 0.3 * 36.37 \text{ cm}; 10 * 1.0 \text{ cm}; 10 \text{ cm} \} = \text{máx} \{ 10.91; 10; 10 \} = 10.91 \text{ cm}$$

Considerando $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_5, \alpha_1 = 1.0$ e $\alpha_4 = 0.7$

$$l_{bd} = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 0.7 * 36.37 = 25.45 \text{ cm} \cong 26 \text{ cm} \geq 10.91 \text{ cm} \rightarrow \text{Verifica}$$

5.4.1.5 Verificação ao esforço transversal

Para verificar se é necessária a armadura de esforço transversal, determina-se a resistência do betão ao esforço transversal e compara-se o valor calculado com o valor máximo do esforço transversal atuante de cálculo, onde tem que se verificar a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

O valor de esforço transversal atuante máximo é $V_{Ed,máx} = 72.70 \text{ kN/m}$, deve-se calcular o esforço transversal resistente para constatar se o elemento estrutural suporta o esforço transversal que está sujeito. O esforço transversal resistente ($V_{Rd,c}$) é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * bw * d \quad (5.10)$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 * 1.93 * (100 * 0.0023 * 30)^{\frac{1}{3}} \right] * 1000 * 230 * 10^{-3} = 101.41 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,m\acute{a}x} = 72.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}} < V_{Rd,c} = 101.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{n\~{a}o verifica}$$

$$V_{Rd,c,min} \geq 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} * b_w * d \quad (5.11)$$

$$V_{Rd,c,min} \geq 0.035 * 1.93^{3/2} * 30^{1/2} * 1000 * 0.23 = 118.22 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = 101.41 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 118.22 \text{ kN/m} \rightarrow \text{KO!}$$

Em que:

f_{ck} em MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 = 1 + \sqrt{\frac{200}{230}} = 1.93$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0.02 = \left(\frac{5.23 * 10^{-4}}{1 * 0.23} \right) = 0.0023 \leq 0.02$$

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

C\~{a}lculo de A_{sw}

A \~{a}rea m\~{i}nima de esfor\~{c}o transverso \~{e} dada pela express\~{a}o:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{b_w * \text{sen}\alpha * 0.08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.11)$$

em que:

ρ_w -Taxa das armaduras de esfor\~{c}o transverso (n\~{a}o deve ser inferior a $\rho_{w,min}$)

A_{sw} - \~{A}rea das armaduras de esfor\~{c}o transverso existente no comprimento s ;

s -espa\~{c}amento das armaduras de esfor\~{c}o transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento

b_w -Largura da alam do elemento;

α -\~{A}ngulo formado pelas armaduras de esfor\~{c}o transverso e o eixo longitudinal.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1 * \text{sen}(90^\circ) * 0.08 * \sqrt{30}}{500} = 8.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Admitindo estribos $\emptyset 8$:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 8.76 \text{ cm}^2/\text{m} \leftrightarrow \frac{(2 * 0.50 * 10^{-4})}{s} \geq 8.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s \leq 0.11\text{m}$$

$$s_{l,m\acute{a}x} = 0.75 * d * (1 + \cot(\alpha)) = 0.75 * 0.23 * (1 + \cot(90)) = 0.17 \text{ m}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Solução: Ø8 a 0.15

Cálculo do VRd

O valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} , é o menor valor entre a expressão (1) e (2), de acordo com o ponto 6.2.3 da NP EN 1992-1-1 2010 – Eurocódigo 2.

Diagonais tracionadas (cedência dos estribos):

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * z * f_{yd} * \cot(\theta) \quad (5.11)$$

em que

$$z = 0.9 * d = 0.21 \text{ m}$$

$$\theta = 22^\circ$$

$$V_{Rd,s} = (8.76 * 10^{-4}) * 0.21 * 435 * 10^3 * \cot(22^\circ) = 198.06 \text{ kN}$$

Diagonais comprimidas (esmagamento das bielas)

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \frac{0.36 * b_w * d * \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] * f_{ck}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (5.12)$$

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \frac{0.36 * 1 * 0.23 * \left[1 - \frac{30}{250}\right] * 30 * 10^3}{\cot(22^\circ) + \tan(22^\circ)} = 759.23 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = 198.06 \text{ kN}$$

A capacidade resistente da solução adotada é dada pela expressão:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \quad (5.13)$$

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * z * f_{yd} * \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{2.0 * 0.50 * 10^{-4}}{0.10} \right) * 0.21 * \left(\frac{500 * 10^3}{1.15} \right) * \cot(22) = 225.99 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 225.99 + 72.70 = 298.69 \text{ kN}$$

O valor máximo do esforço transversal atuante de cálculo a uma distância d do apoio é: $V_{Ed,máx} = 72.70 \text{ kN}$, verificando-se assim, que a solução mínima de estribos adotada é suficiente para resistir ao esforço transversal atuante de cálculo.

Espaçamento máximo das armaduras de esforço transversal

O espaçamento máximo entre ramos de estribos é dado pela expressão:

$$s_{t,máx} = 0.75 * d \leq 600 \text{ mm} \leftrightarrow s_{t,máx} = 0.75 * 0.23 = 0.17 \text{ m} \leq 600 \text{ mm}$$

5.4.1.6 Dimensionamento do pilar da escada

O pilar a ser dimensionado tem uma altura total de 2.30 m, para o cálculo dos esforços, recorre-se ao programa de cálculo Ftool considerando a combinação com a carga permanente CP_2 onde retirado os esforços apresentados na Figura 60. Os cálculos serão feitos de acordo com EC2.

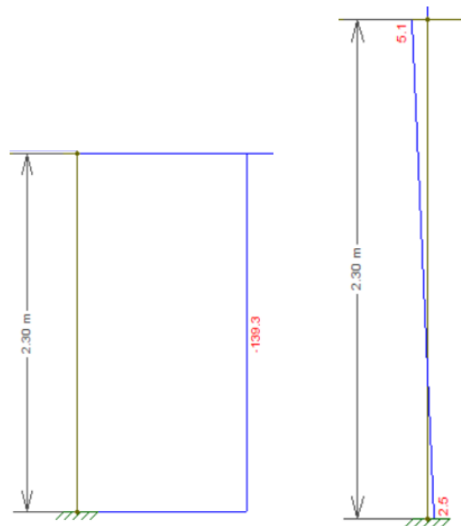


Figura 60 - Diagramas de esforços, Momento fletor e esforço axial

Para o pré-dimensionamento do pilar, admitiu-se $h=0.40$ e $b=0.40$ m

$$N_{Ed} = 139.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,topo} = 5.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,base} = 2.5 \text{ kN.m}$$

$$A_c = \frac{N_{Ed} * f_p}{0.85 * f_{cd}} = \frac{139.3 * 1.3}{0.85 * 20 * 10^3} = 0.011 \quad (5.14)$$

$$A_c = b * h \leftrightarrow h = 7.33 * 10^3 \text{ m}$$

A solução adotada para o pilar foi, h=0.30 m e b=0.30 m.

5.1.4.1.6.1 Cálculo da esbelteza

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{4.6}{0.12} = 38.33 \quad (5.15)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.4 * 0.4^3 / 12}{0.4 * 0.4}} = 0.12$$

$$l_o = 2 * 2.30 = 4.60$$

5.1.4.1.6.2 Efeitos de segunda ordem

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}} = 98.40 \quad (5.16)$$

Considerando:

$$A = 0.7; B = 1.1 \text{ e } C = 0.7$$

$$C = 1.7 - 1 = 0.7$$

$$r_m = 1$$

$$n = v = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{139.3}{0.09 * 1.50 * 20 * 10^3} = 0.052 \quad (5.17)$$

Como $\lambda = 38.33 \leq \lambda_{lim} = 98.40$ os efeitos de segunda ordem são desprezáveis.

5.1.4.1.6.3 Dimensionamento da armadura

$$M_{Ed} = 0.6 * 5.10 + 0.4 * 2.5 \geq 0.4 * 5.10$$

$$M_{0e} = 4.06 \text{ kN.m} \geq 2.04 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{4.06}{0.4 * 0.4^3 * 20 * 10^3} = 7.9 * 10^{-3}$$

$$v = \frac{N_{Rd}}{h * b * f_{cd}} = \frac{139.30}{0.4 * 0.40 * 20 * 10^3} = 0.045$$

Recorrendo ao ábaco relativo à flexão composta, com os valores calculados anteriormente, verificou-se que $\varpi = 0.0$. só é necessário garantir a armadura mínima.

Armadura longitudinal

A armadura não deverá ser inferior a armadura mínima:

$$A_{s,min} = \frac{0.10 * N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002 * A_c \quad (5.18)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.10 * 139.30}{435 * 10^3} = 0.32 \text{ cm}^2 \geq 0.002 * 0.4 * 0.40 = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 3.20 \text{ cm}^2$$

E nem deve ser superior à armadura máxima:

$$A_{s,máx} = 0.04 * 0.40 * 0.40 = 64 \text{ cm}^2$$

Solução adotada:

$$4\emptyset 10 \rightarrow A_{s,ef} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Distância mínima entre varões

A distância livre entre os varões paralelos não deverá ser inferior ao maior entre os seguintes valores

$$s_{min} = \text{máx}\{\emptyset_{maior}; \emptyset_{eq,maior}; (d_g + 5\text{mm}); 2\text{cm}\}$$

$$s = 20\text{mm}$$

Armaduras transversais (cinta)

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior aos seguintes valores:

$$\emptyset_{cinta} = \text{máx}\{6\text{mm}; 0.25 * \emptyset_{l,maior}\} = 6\text{mm}$$

O espaçamento das armaduras ao longo do pilar não deverá exceder o $S_{cl,máx}$:

$$S_{cl,máx} = \text{mín}\{20 * \emptyset_{l,menor}; b_{min}; 400\text{mm}\} = 400 \text{ mm}$$

Solução adotada:

$$\emptyset 6 // 0.30$$

5.4.1.6.4 Dimensionamento de Sapata

A sapata foi dimensionada de acordo com o modelo de escoras e tirantes (Figura 61), onde foi adotado uma tensão admissível do solo $\sigma = 400$ kPa. As dimensões da sapata ($A=B=1.5$ m) foram consideradas de forma que elas possam ser classificadas como rígida e de forma que garantisse a não rotura do terreno de fundação.

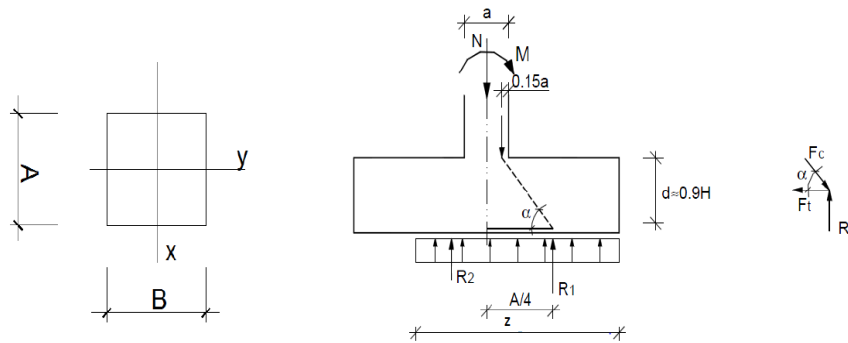


Figura 61 - Modelo de escoras e tirantes utilizado para as sapatas (Appleton et al., 2013).

Na Tabela 10 estão os valores dos esforços que a sapata está sujeita e os valores de cálculo relativamente ao dimensionamento da armadura respetivamente. Os esforços que ela está sujeita são muito baixos, por isso no dimensionamento deu pouca armadura, no entanto foi adotada armadura mínima, $A_{s,mim} = 6.79$ cm²/m.

Tabela 11 - Esforços que a sapata está sujeita

Esforços atuantes e Tensão do solo	
N_{ed}	139.3 kN
$N_{ed} + PP$ sapata	146.8 kN
σ admissível	400 kN/m
M_{xx}	2.5 kN.m

Tabela 12- Cálculos relativos ao dimensionamento da sapata

Cálculo das Armaduras	
e	0.017
$tg\alpha$	1.63
Ft	45.05 kN
As	1.03 cm ²
As/s	0.69 cm ² /m
As/s Adotada	6.79 cm ² /m
Armadura adotada nas duas direções	Ø12//15 cm ² /m

5.4.2 Dimensionamento da passagem superior

Como já referido anteriormente, para a o dimensionamento estrutural da passagem superior utilizou-se o programa de calculo cype 3D. O primeiro passo foi a configuração do cype 3D de acordo com os matérias e classe de exposição ambiental do projeto, posteriormente introduziu-se as cargas permanentes e variáveis e por último fez-se análise e dimensionamento dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos. Na Figura 62 , encontra-se o sistema estrutural utilizado.

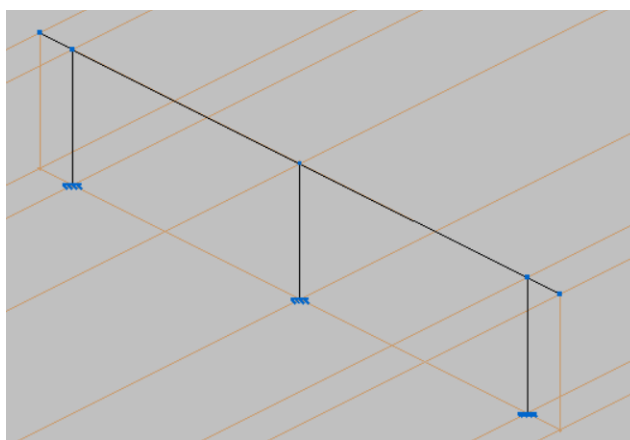


Figura 62 - Sistema estrutural da passagem superior

5.4.2.1 Tabuleiro

A viga que constitui o tabuleiro da passagem superior é constituída por uma secção transversal em “U”. No momento da sua modelação no cype 3D, utilizou-se uma secção equivalente em “T” invertido por questão de calculo, visto que o cype 3D não tem na sua configuração a secção em “U”. Sabendo que as duas vigas são iguais, só foi apresentado o cálculo relativamente ao primeiro tramo, que situa entre o pilar P1 e o pilar P2. Para o segundo tramo os resultados são iguais. Os dados gerais relativamente à viga em análise, é mostrado na Tabela 13.

Tabela 13 - Dados gerais da viga (P1 a P2)

Dados da viga	
	Geometria
	Dimensões : 30x142+90x15+90x15
	Vão livre : 9.7 m
	Recobrimento geométrico superior : 3.0 cm
	Recobrimento geométrico inferior : 3.0 cm
Recobrimento geométrico lateral : 3.0 cm	
	Materiais
	Betão : C40/50
	Armadura longitudinal : S-500
	Armadura transversal : S-500

5.4.2.1.1 Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização

Estado limite de fendilhação

Considerando que o ambiente é moderadamente agressivo, de acordo com o relatório retirado do cype (ver o anexo A2), verificou-se:

Estado limite de descompressão

Para a combinação quase permanente de ações, entre t_0 e t_{∞} , verificou-se que as fibras extremas da viga estão sempre comprimidas

No anexo A2, apresenta-se o cálculo das tensões devidas a essa combinação de ações.

Estado limite de largura de fendas

Não é necessário fazer a verificação ao estado limite de fendas, visto que para a combinação mais gravosa a tensão de tração máxima no betão em todas as faces da alma e do banzo não supera a resistência à tração do mesmo.

Estado limite de deformação

De acordo com o relatório obtido do cype (anexo A2), a flecha máxima produz-se na secção "1.63 m" e foi calculada para o instante ativo três meses e a tempo infinito (Tabela 14), considerando a seguinte combinação de ação quase permanente: Peso próprio+RP1+outra permanente +RP1-viga+Pré-esforço

Tabela 14 - Verificação do cálculo das flechas ativa três meses e a prazo infinito

A prazo infinito	Ativa	
$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	Estado
$f_{T,max}: 0.16 \text{ mm}$ $f_{T,lim}: 18.30 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 0.07 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 8.42 \text{ mm}$	Verifica

A flecha máxima deve satisfazer a seguinte condição:

$$f_{T,max} \leq f_{T,lim} \rightarrow 0.16 \text{ mm} \leq 18.30 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$$

Em que:

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

$f_{T,lim} = L/250$ - limite estabelecido para a flecha total a prazo infinito

L - comprimento de referência

De acordo com a condição imposta pelo valor limite estabelecido para a flecha total a prazo infinito, pode-se concluir que a deformação máxima não ultrapassa o respetivo valor limite.

Na Tabela 15 encontram-se os valores da flecha total máxima para diferentes escalões de carga, a 28 dias, 90 dias e 120 dias.

Tabela 15 – Resumo da flecha total máxima para diferente escalão de carga

Escalão de carga	t_i (dias)	t_f (dias)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_o, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	-0.07	-0.07	-0.02	-0.09	-0.09
2-3	90	120	-0.09	0.01	-0.08	0.00	-0.09	-0.09
3-∞	120	∞	-0.09	-0.01	-0.10	-0.06	-0.16	-0.16

em

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

$Df_i(t_i)$: 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

$f_{dif}(t_o, t_f)$: 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

Disposição relativas às armaduras

A verificação de armadura de flexão negativa encontra-se na Tabela 16, para verificação em torno do eixo x e Tabela 17 para a verificação em torno do eixo y. A armadura máxima a ter em conta, encontra-se na Tabela 18 (ver anexo A2).

Tabela 16- Verificação de armadura transversais mínima para viga em torno do eixo x

Armadura Mínima	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Verificação
$A_s \geq A_{smin}$	15.71	5.34	ok

Tabela 17 - Verificação de armadura transversais mínima para viga em torno do eixo y

Disposições Relativa às Armaduras

Armadura Miníma	As (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	Verificação
As ≥ A _{Smin}	55.99	2.88	ok

Tabela 18 - Verificação de armadura transversais para viga em torno do eixo y

Disposições Relativa às Armaduras			
Armadura Máxima	As (cm ²)	A _{Smax} (cm ²)	Verificação
As ≤ A _{Smax}	91.67	278.40	ok

5.4.2.1.2 Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos

Segundo o relatório do cype, a verificação de segurança em relação ao estado limites últimos foram considerados os esforços de cálculo desfavoráveis obtidos em 0.989 m, para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1".

Flexão longitudinal

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos de resistência foi feita em termos de esforços, satisfazendo a seguinte condição:

$$Sd \leq Rd$$

- **Verificação de resistência da secção (η_1)**

A verificação da capacidade resistência da secção, deve satisfazer a seguinte condição:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,X}^2 + M_{Ed,Y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,X}^2 + M_{Rd,Y}^2}} \leq 1 \rightarrow \eta_1 = 0.308 \leq 1 \rightarrow OK \quad (5.19)$$

Na Figura 63 pode-se ver os esforços que a secção está sujeita nos diferentes planos.

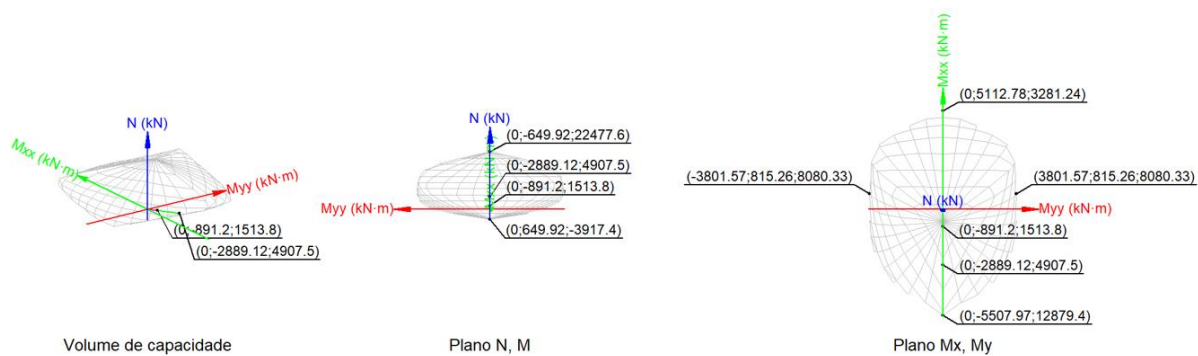


Figura 63 - Representação dos esforços na secção nos dois planos, tendo em conta o seu volume de capacidade. Os valores dos esforços são obtidos através dos cálculos feitos no cype, para mais informação pode-se consultar o anexo A2.

$$N_{Ed} = 1513.8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = -891.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,y} = 0 \text{ kN.m}$$

N_{Ed} e M_{Ed} são os esforços de cálculo de primeira ordem

N_{Ed} - esforço normal de cálculo

M_{Ed} : momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{Rd} = 4907.50 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = -2889.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,y} = 0 \text{ kN.m}$$

N_{Rd} e M_{Rd} são os esforços resistentes da secção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis.

N_{Rd} - esforço normal resistente

M_{Rd} - momento resistente

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d * e_e \quad (20)$$

e_e - excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{min} , que por sua vez é dada por: $e_{min} = h/30$, mas não inferior a 20 mm, em que h é a altura da secção.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Eixo x

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} \quad (21)$$

M_d - Momento de cálculo de primeira ordem

N_d - Esforço normal de cálculo

$$N_d = 1513.8 \text{ kN}$$

$$M_d = -891.20 \text{ kN.m}$$

Eixo y

$$N_d = 1513.8 \text{ kN}$$

$$M_d = 0 \text{ kN.m}$$

- **Verificação do estado limite de instabilidade**

Direção x

Tendo em conta que a esbelteza mecânica viga λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} , pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_0} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}} = 23.09 \quad (5.22)$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}} = 44.64 \quad (5.23)$$

Valores dos parâmetros utilizados no cálculo da esbelteza da viga para a direção x consta na Tabela 19

Tabela 19 - Parâmetros de cálculo da esbelteza da viga para direção x

Parâmetros de Cálculos	
l_0	10.31m
i_c	44.64 cm
A_c	6960 cm ²
I	3.4×10^7 cm ⁴
A	0.74
B	1.21
c	0.7

Direção y

Também na direção y pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem, visto que esbelteza mecânica da viga λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} ,

$$\lambda = 24.97$$

$$\lambda_{lim} = 43.97$$

Valores dos parâmetros utilizados no cálculo da esbelteza da viga para a direção y consta na Tabela 20

Tabela 20 -Parâmetros de cálculo da esbelteza da viga para direção y

Parâmetros de Cálculos	
l_0	10.31 m
i_c	44.64 cm
A_c	6960 cm ²
I	1.2×10^7 cm ⁴
A	0.74
B	1.21
c	0.7

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efetuado a partir das seguintes hipóteses:

- 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;
- O diagrama de cálculo tensão-deformação do betão é do tipo parábola retângulo (Figura 64). Não se considera a resistência do betão à tração

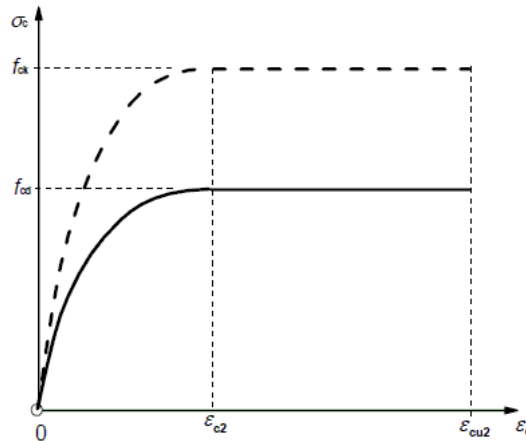


Figura 64 - Diagrama parábola-retângulo para betão comprimido

$$\epsilon_{cu2} = 0.0035 ; \epsilon_{c2} = 0.0020 ; f_{cd} = 26.67 \text{ Mpa}$$

ϵ_{cu2} : extensão última

ϵ_{c2} : extensão ao ser atingida a resistência máxima

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do betão

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (5.24)$$

f_{ck} : resistência característica à compressão do betão

γ_c : coeficiente parcial de segurança para o betão.

f_{ck} - resistência caraterística à compressão do betão.

- As tensões-deformações nas armaduras obtêm-se do diagrama da Figura 65.

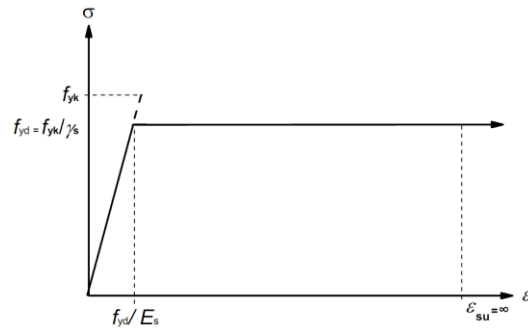


Figura 65 - Diagrama tensões-extensões do aço das armaduras para betão armado

$$\epsilon_{su} = 0.01; f_{yd} = 434.78 \text{ Mpa}$$

ϵ_{su} : extensão última

f_{yd} : Limite elástico da armadura

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \quad (5.24)$$

sendo

f_{yk} - Resistência característica do aço (500 Mpa)

γ_s : coeficiente de segurança para o aço (1.15)

- Aplicam-se às resultantes de tensões na secção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos

Na Figura 66 é demonstrada o equilíbrio da secção para os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis.

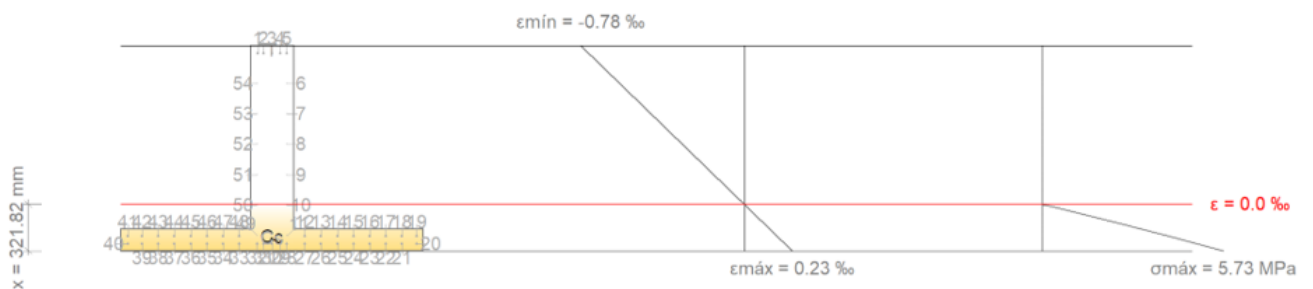


Figura 66 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis

A Tabela 21 mostra os valores das tensões e extensões nos diferentes pontos da secção para esforços atuantes desfavoráveis.

Tabela 21- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
1	Ø20	-100.00	906.34	-148.37	-0.000742
2	Ø20	-57.50	906.34	-148.37	-0.000742
3	Ø20	0.00	906.34	-148.37	-0.000742
4	Ø20	57.50	906.34	-148.37	-0.000742
5	Ø20	100.00	906.34	-148.37	-0.000742
*	*	*	*	*	*
54	Ø10	-105.00	695.50	0.00	-0.000593

*para ver resultados para outros varões, consultar o anexo A2

Tabela 22 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1483.11	0.00	-388.20
C _s	263.73	0.00	-395.17
T	233.05	0.00	906.34

$$N_{Ed} = c_c + c_s - T = 1513.80 \text{ kN} \quad (5.25)$$

$$M_{Ed,x} = c_c * e_{cc,y} + c_s * e_{cs,y} - T * e_{T,y} = -891.20 \text{ kN} \quad (5.26)$$

$$M_{Ed,y} = c_c * e_{cc,x} + c_s * e_{cs,x} - T * e_{T,x} = 0 \quad (5.27)$$

Tabela 23 - Valores de parâmetros para esforços atuantes

C _c	C _s	T	e _{cc,x}	e _{cc,y}	e _{cs,x}	e _{cs,y}	e _{T,x}	e _{T,y}	ε _{cmax}	ε _{smax}	σ _{cmax}	σ _{smax}
1483.11 kN	263.73 kN	233.05 kN	0 mm	-388.20 mm	0 mm	-395.17 mm	0 mm	906.34 mm	0.0002	0.0007	5.73 MPa	148.37 MPa

Em que:

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.

s_{cmax} - densão da fibra mais comprimida de betão.

s_{smax} : tensão do varão de aço mais tracionado

A Figura 67 representa o equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

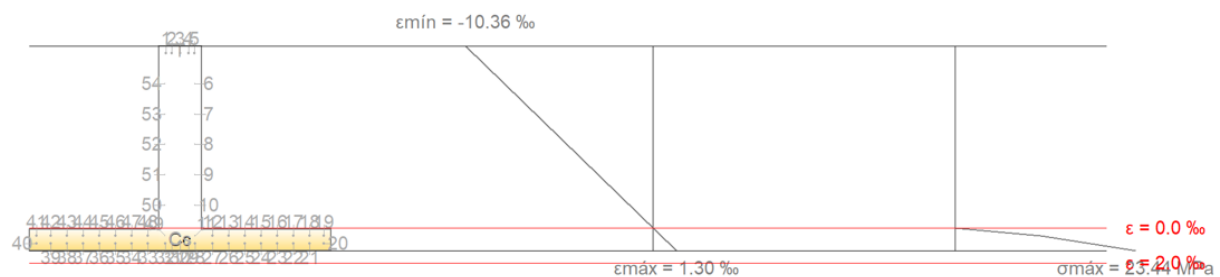


Figura 67 -Equilíbrio da secção para os esforços resistentes

A Tabela 24 mostra os valores das tensões e extensões nos diferentes pontos da secção para esforços resistentes.

Tabela 24 - Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços resistente

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-100.00	975.40	-434.78	-0.009950
2	Ø20	-57.50	975.40	-434.78	-0.009950
3	Ø20	0.00	975.40	-434.78	-0.009950
4	Ø20	57.50	975.40	-434.78	-0.009950

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
5	Ø20	100.00	975.40	-434.78	-0.009950
*	*	*	*	*	*
54	Ø10	-105.00	695.50	0.00	-0.008218

*para ver resultados para outros varões, consultar o anexo A2

Tabela 25 - Resultantes de esforços no aço e betão para esforços resistentes

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	4522.17	0.00	-407.39
C _s	1068.29	0.00	-400.50
T	682.96	0.00	906.34

$$N_{Rd} = c_c + c_s - T = 4907.50 \text{ kN} \quad (5.28)$$

$$M_{Rd,x} = c_c * e_{cc,y} + c_s * e_{cs,y} - T * e_{T,y} = -2889.12 \quad (5.29)$$

$$M_{Rd,y} = c_c * e_{cc,x} + c_s * e_{cs,x} - T * e_{T,x} = 0 \quad (5.30)$$

Tabela 26 - Valores de parâmetros para esforços atuantes resistente

C _c	C _s	T	e _{cc,x}	e _{cc,y}	e _{cs,x}	e _{cs,y}	e _{T,x}	e _{T,y}	ε _{cmax}	ε _{smax}	σ _{cmax}	σ _{smax}
4522.17 kN	1068.29 kN	682.96 kN	0 mm	-407.39 mm	0 mm	-400.50 mm	0 mm	906.34 mm	0.0013	0.0099	23.44 MPa	434.78 MPa

Comparando todos os valores dos esforços atuante máximos, em particular a tensão e deformação da fibra mais comprimida de betão e a tensão e deformação do varão de aço mais tracionado, com os esforços resistente, pode-se constatar que os esforços resistentes são sempre superiores, o que quer dizer que a secção em causa resiste à flexão.

A verificação do estado limite de resistência por torção não é necessária, já que não há momento torsor.

Para verificação de segurança em relação ao corte foram considerados os esforços de cálculo desfavoráveis obtidos em 1.378 m para a mesma combinação.

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1 \rightarrow \eta_1 = 0.086 \rightarrow \text{OK} \quad (5.31)$$

$$V_{Ed,x} = 23.11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 269.24 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vx} = 1534.68 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} = 3192.78 \text{ kN}$$

em que:

V_{Ed} - esforço transversal efetivo de cálculo

$V_{Rd,max}$ - esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1 \rightarrow \eta_2 = 0.0323 \rightarrow \text{OK} \quad (5.32)$$

$$V_{Rd,s,Vx} = 803.56 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} = 835.87 \text{ kN}$$

em que:

V_{Ed} - esforço transversal efetivo de cálculo

$V_{Rd,s}$ - esforço transversal resistente por tração oblíqua na alma

Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma (direção x)

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_{cw} * z * v_1 = (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) = 1534.68 \text{ kN} \quad (5.33)$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ Mpa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

A tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s * f_{yd}}{A_c} = -3.45 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1 \quad (5.33)$$

Tabela 27 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x

	Direção x	Unid.
N_{ed}	1927.92	kN
A'_s	99.53	cm ²
A_c	6960	cm ²
f_{yd}	434.78	Mpa
f_{cd}	26.67	Mpa
b_w	150	mm
z	1278.9	mm
v₁	0.6	
α	90	graus
θ	45	graus

Direção y

Seguindo o mesmo procedimento de cálculo para direção x. tem-se:

$$V_{Rd,max} = 3192.78 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = -1.88 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Tabela 28- Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção y

	Direção Y	Unid.
N_{ed}	1927.92	kN
A'_s	74.39	cm ²
A_c	6960	cm ²

Tabela 27 continuação

f_{yd}	434.78	Mpa
f_{cd}	26.67	Mpa
b_w	300	mm
z	1330.32	mm
v_1	0.6	
α	90	graus
θ	45	graus

α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido

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 tracionado e comprimido

z - braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento considerado

v_1 - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

α - ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga

θ - ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça

- **Esforço transversal resistente por Tração na alma (direção x)**

O valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência é calculado a partir da seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin \alpha = 803.56 \text{ kN} \quad (5.34)$$

$$f_{ywd} = 0.8 * f_{ywk}$$

	Direção x	Unid.
A_{sw}	1.57	cm ²
s	100	mm
z	127.89	mm
f_{ywd}	400	Mpa
f_{ywk}	500	Mpa
α	90	graus
θ	45	graus

A_{sw}: Área das armaduras de reforço ao esforço transversal

s: Espaçamento entre armaduras transversais

f_{ywk}: Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

Direção y

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin \alpha = 835.87 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = 0.8 * f_{ywk}$$

	Direção Y	Unid.
A_{sw}	1.57	cm ²
s	100	mm
z	133.03	mm
f_{ywd}	400	Mpa
f_{ywk}	500	Mpa
α	90	graus
θ	45	graus

A secção resiste ao corte, visto que os esforços resistentes são superiores aos esforços atuantes e tanto η_1 e η_2 são menores que unidade, isto é, satisfaz a condição que garante a resistência da secção.

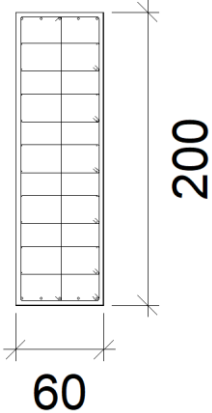
5.4.3 Pilares e Fundações

5.4.3.1 Pilares de Extremidade

A Tabela 29 contém dados relativamente a geometria dos pilares P1 e P3, os materiais adotados no seu dimensionamento e da armadura dos pilares, estes valores foram retirados do relatório de cálculo obtido através do cype.

Topo dos pilares da extremidade

Tabela 29 - Dados relativos aos pilares da extremidade (topo)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x200 cm	
	Tramo : 0.000/5.000 m	
	Altura livre : 5.00 m	
	Recobrimento : 3.0 cm	
	Tamanho máximo do inerte : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de encurvadura
	Betão : C30/37	Plano ZX : 10.00 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 10.00 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø20	Armaduras transversais : 6eØ6+Y1rØ6	
Face X : 6Ø16	Separação : 15 cm	
Face Y : 20Ø12		
Quantidade : 0.39 %		

5.4.3.1.1 Disposição relativa às armaduras

As armaduras longitudinais adotadas para os pilares P1 e P3 (Tabela 30 e Tabela 31) cumprem os requisitos mínimos e máximos de acordo com o disposto no regulamento.

Tabela 30 - Verificação da armadura mínima longitudinal nos pilares P1 e P3

Armadura Mínima	As (cm)	Asmin (cm)	Verificação
$A_S \geq A_{Smin}$	47.25	24	ok

Tabela 31 - Verificação da armadura máxima longitudinal nos pilares P1 e P3

Disposições Relativa às Armaduras			
Armadura Máxima	As (cm)	Asmin (cm)	Verificação
$A_S \leq A_{Smax}$	47.25	480	ok

5.4.3.1.2 Estado limite de resistência face ao esforço transverso no topo dos Pilares da extremidade

Os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações "1.35·PP+1.35·RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1".

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}} \leq 1 \rightarrow \eta_1 = 0.038 \rightarrow OK \quad (5.35)$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}} \leq 1 \rightarrow \eta_2 = 0.505 \rightarrow OK$$

$$V_{Ed,x} = 215.15 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vx} = 5696.39 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,vx} = 426.46 \text{ kN}$$

em que:

V_{Ed} - esforço transverso efetivo de cálculo

$V_{Rd,max}$ - esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma

$V_{Rd,s,vx}$ - esforço transverso resistente por tração na alma

- **Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma (direção x)**

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_{cw} * z * v_1 = (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) = 5696.39 \text{ kN} \quad (5.36)$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ Mpa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

A tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s * f_{yd}}{A_c} = -0.35 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1 \quad (5.37)$$

Na Tabela 32 estão os valores dos parâmetros utilizados no cálculo da tensão de compressão média e o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento.

Tabela 32 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x

	Direção x	Unid.
N_{ed}	347.35	kN
A'_s	17.59	cm ²
A_c	12000	cm ²
f_{yd}	434.78	Mpa
f_{cd}	20	Mpa
b_w	200	mm
z	474.7	mm
v₁	0.6	
α	90	graus
θ	45	graus

- **Esforço transversal resistente por tração na alma (direção x)**

O valor de cálculo resistente a esforço transversal em peças sem armadura de esforço transversal, é obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l)^{1/3} + 0.15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d = 426.46 \text{ kN} \quad (5.38)$$

Com um valor mínima de: $V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 411.77 \text{ kN}$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

Sendo:

γ_c - coeficiente parcial de segurança para o betão

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

d - altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão

ρ_l - quantidade geométrica da armadura longitudinal de tração

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0.02$$

A_{sl} - Área da armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da secção considerada

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0.29 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Na Tabela 32 estão os valores dos parâmetros utilizados no cálculo da tração na alma na direção x do elemento em causa.

Tabela 33- Parâmetros de cálculo para esforço transversal de tração na alma na direção x

	Direção x	Unid.
--	------------------	--------------

$C_{Rd,c}$	0.120	kN
γ_c	1.50	
k	1.665	
ρ_l	0.003	
A_{sl}	29.66	cm ²
F_{ck}	30	Mpa
N_{Ed}	347.35	kN
A_c	12000	cm ²
f_{cd}	20	Mpa
b_w	2000	mm
d	452.2	mm
V_{min}	0.41	Mpa

Pode-se dizer que o topo dos pilares da extremidade, resiste ao esforço transversal. Ambos os valores de η_1 e η_2 são menores do que unidade. Também pode-se ver que todos os valores de esforços atuante máximos em relação ao corte, são menores que os mesmos valores resistentes.

5.4.3.1.3 Estado limite de resistência face a solicitações normais no topo dos pilares da extremidade

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em extremo inferior, para a combinação " PP+RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2"

Verificação de resistência da secção (η_1)

A verificação da capacidade resistência da secção, deve satisfazer a seguinte condição:

$$\eta_1 \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,X}^2 + M_{Ed,Y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,X}^2 + M_{Rd,Y}^2}} \leq 1 \rightarrow \eta_1 = 0.999 \rightarrow OK \quad (5.39)$$

Na Figura 68 pode-se ver os esforços que a secção está sujeita nos diferentes planos para a combinação mais desfavorável considerada.

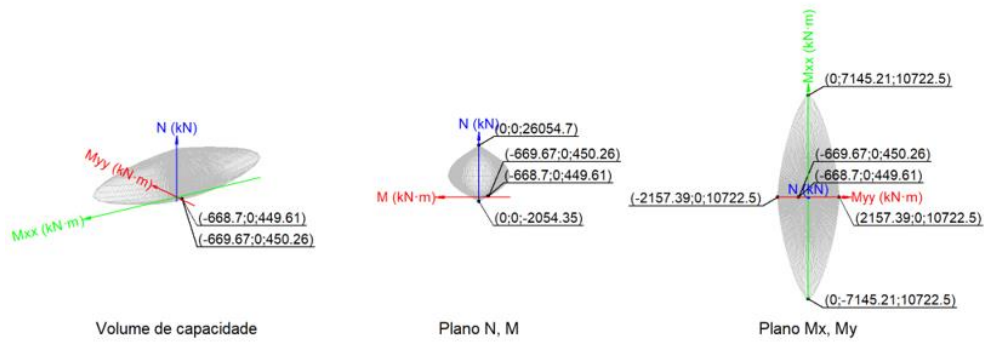


Figura 68 - Representação dos esforços na secção do pilar P1 e P3, nos diferentes e o seu volume de capacidade

$$N_{Ed} = 449.61 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,y} = -668.7 \text{ kN.m}$$

N_{Ed} - esforço normal de cálculo

M_{Ed} : momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{Rd} = 450.26 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,y} = -669.67 \text{ kN.m}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

Direção x

Tendo em conta que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} , pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_0} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}} = 17.32 \quad (5.40)$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}} = 82 \quad (5.41)$$

Tabela 34 - Parâmetros de cálculo da esbelteza dos pilares P1 e P3 para direção x

Parâmetros de Cálculos	
l_0	10 m

i_c	57.74 cm
A_c	12000 cm ²
I	4x10 ⁷ cm ⁴
A	0.74
B	1.08
c	0.7

Direção y

Também na direção y pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem, visto que esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} ,

$$\lambda = 57.74 \quad \lambda_{lim} = 82$$

Tabela 35 - Parâmetros de cálculo da esbelteza dos pilares P1 e P3 para direção y

Parâmetros de Cálculos	
l_0	10 m
i_c	17.32 cm
A_c	12000 cm ²
I	3.6*10 ⁶ cm ⁴
A	0.74
B	1.08
c	0.7

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efetuado a partir das mesmas hipóteses que no cálculo da viga.

$$\epsilon_{cu2} = 0.0035 ; \epsilon_{c2} = 0.0020 ; f_{cd} = 20 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$\epsilon_{su} = 0.01 ; f_{yd} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Na Figura 69 pode-se constatar que a secção se encontra em equilíbrio para os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis.

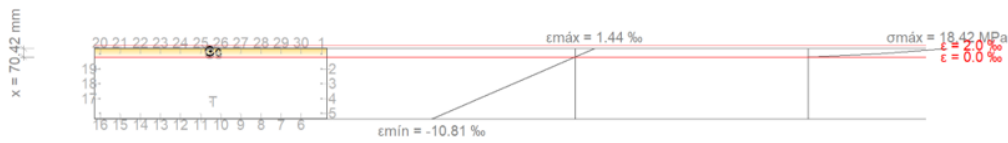


Figura 69 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis

Na Tabela 36 mostra os valores das tensões e extensões nos diferentes pontos da secção para esforços atuantes desfavoráveis.

Tabela 36- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-254.00	954.00	+99.69	+0.000498
2	Ø16	-127.00	956.00	-418.65	-0.002093
3	Ø16	0.00	956.00	-434.78	-0.004685
4	Ø16	127.00	956.00	-434.78	-0.007277
5	Ø20	254.00	954.00	-434.78	-0.009868
*	*	*	*	*	*
30	Ø12	-258.00	780.55	+116.01	+0.000580

*para ver resultados para outros varões, consultar o anexo A3

Tabela 37 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1539.36	-274.68	0.00
Cs	193.84	-256.71	0.00

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
T	1282.94	153.62	0.00

$$N_{Ed} = c_c + c_s - T = 449.61 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = c_c * e_{cc,y} + c_s * e_{cs,y} - T * e_{T,y} = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,y} = c_c * e_{cc,x} + c_s * e_{cs,x} - T * e_{T,x} = -668.7 \text{ kN.m}$$

Tabela 38 - Valores de parâmetros para esforços atuantes

C _c	C _s	T	e _{cc,x}	e _{cc,y}	e _{cs,x}	e _{cs,y}	e _{T,x}	e _{T,y}	ε _{cmax}	ε _{smax}	σ _{cmax}	σ _{smax}
1539.36 kN	193.84 kN	1282.94 kN	-274.68 mm	0.00 mm	-256.71 mm	0.00 mm	153.62 mm	0.00 mm	0.0014	0.01	18.42 MPa	434.78 MPa

A Figura 70 representa o equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

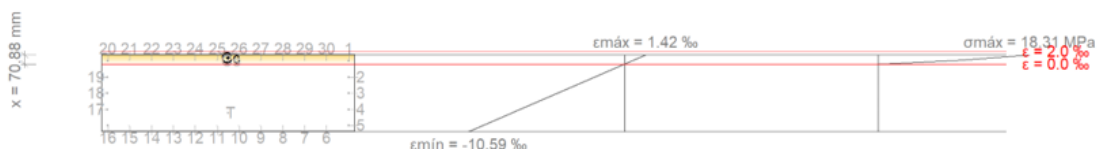


Figura 70 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis

A Tabela 39 mostra os valores das tensões e extensões nos diferentes pontos da secção do pilar para esforços atuantes desfavoráveis.

Tabela 39- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
1	Ø20	-254.00	954.00	+99.56	+0.000498
2	Ø16	-127.00	956.00	-408.61	-0.002043
3	Ø16	0.00	956.00	-434.78	-0.004584

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
4	Ø16	127.00	956.00	-434.78	-0.007125
5	Ø20	254.00	954.00	-434.78	-0.009666
*	*	*	*	*	*
30	Ø12	-258.00	780.55	+115.57	+0.000578

*para ver resultados para outros varões, consultar o anexo A3

Tabela 40 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1535.25	-274.54	0.00
C _s	193.27	-256.71	0.00
T	1278.90	154.50	0.00

$$N_{Rd} = c_c + c_s - T = 450 \text{ kN} \quad (5.42)$$

$$M_{Rd,x} = c_c * e_{cc,y} + c_s * e_{cs,y} - T * e_{T,y} = 0 \text{ kN.m} \quad (5.43)$$

$$M_{Rd,y} = c_c * e_{cc,x} + c_s * e_{cs,x} - T * e_{T,x} = -669.67 \text{ kN.m} \quad (5.44)$$

Tabela 41 - Valores de parâmetros para esforços atuantes resistente

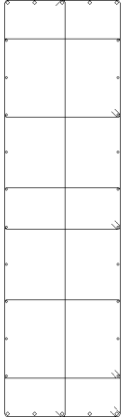
C _c	C _s	T	e _{cc,x}	e _{cc,y}	e _{cs,x}	e _{cs,y}	e _{T,x}	e _{T,y}	ε _{cmax}	ε _{smax}	σ _{cmax}	σ _{smax}
1535.25 kN	193.27 kN	1278.90 kN	-274.54 mm	0.00 mm	-256.71 mm	0.00 mm	154.50 mm	0.00 mm	0.0014	0.0097	18.42 MPa	434.78 MPa

Assim como para a viga, também todos os valores dos esforços atuante máximos, em particular a tensão e deformação da fibra mais comprimida de betão e a tensão e deformação do varão de aço mais tracionado nos pilares, são menores quando comparados com os mesmos esforços resistente, no entanto a secção em causa resiste à flexão.

Base dos pilares das extremidades

A Tabela 42 contém dados relativamente a geometria dos pilares P1 e P3., os materiais adotados no seu dimensionamento e a armadura do pilar.

Tabela 42- Dados relativo aos pilares P1 e P3 (base)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x200 cm	
	Tramo : -0.810/0.000 m	
	Altura livre : 0.00 m	
	Recobrimento : 3.0 cm	
	Tamanho máximo do inerte : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de encurvadura
	Betão : C30/37	Plano ZX : 10.00 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 10.00 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø20	Armaduras transversais : 4eØ6+Y1rØ6	
Face X : 6Ø16		
Face Y : 20Ø12		
Quantidade : 0.39 %		

Estado limite de resistência face ao esforço transverso

Os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações "1.35·PP+1.35·RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1".

$$\eta_1 \leq 1 \rightarrow \eta_1 = 0.038 \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{Ed,x} = 215.15 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vx} = 5696.39 \text{ kN}$$

Direção x

- Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_{cw} * z * v_1 = (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot \alpha^2 \theta) = 5696.39 \text{ kN}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ Mpa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

A tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s * f_{yd}}{A_c} = -0.18 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Tabela 43 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x

	Direção x	Unid.
N_{ed}	546	kN
A'_s	17.59	cm ²
A_c	12000	cm ²
f_{yd}	434.78	Mpa
f_{cd}	20	Mpa
b_w	200	mm
z	474.7	mm
v₁	0.6	
α	90	graus
θ	45	graus

Estado limite de resistência face a solicitações normais

A verificação à solicitação normal na base, não é necessário apresentar aqui os cálculos, visto que os valores de cálculo em relação à base, são exatamente iguais ao do topo, o único valor diferente é o de λ , mas superior é superior ao λ_{min} .

5.4.3.1.4 Sapatas da Extremidades

Neste ponto, em relação às sapatas, serão apresentadas todas as verificações em forma de tabela, conforme calculado através do cype. É importante referir que para o dimensionamento das sapatas, foi admitido uma tensão média admissível no solo de 0.4 MPa, também pode-se

constatar, de acordo com a Tabela 44 que todas as condições de são verificadas, em termos de armadura e em termos de segurança.

Tabela 44 - Verificação de cálculos e segurança para as sapatas das extremidades

Referência: P1		
Dimensões: 290 x 410 x 60		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno:		
<i>Critério de CYPE</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.4 MPa Calculado: 0.134888 MPa	Verifica
- Tensão média em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.4 MPa Calculado: 0.0406134 MPa	Verifica
- Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento:	Máximo: 0.499918 MPa Calculado: 0.269873 MPa	Verifica
- Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.499918 MPa Calculado: 0.29273 MPa	Verifica
- Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.499918 MPa Calculado: 0.0813249 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 direção X:	Reserva segurança: 14.0 %	Verifica
- Na direção Y:	Reserva segurança: 162.5 %	Verifica
Flexão na sapata:		

Referência: P1		
Dimensões: 290 x 410 x 60		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
- Na direção X:	Momento: 560.05 kN·m	Verifica
- Na direção Y:	Momento: 174.42 kN·m	Verifica
Esforço na sapata:		
- Na direção X:	Transverso: 596.35 kN	Verifica
- Na direção Y:	Transverso: 124.49 kN	Verifica
Compressão oblíqua na sapata:		
	Máximo: 5000 kN/m ²	
- Combinações fundamentais:	Calculado: 236.8 kN/m ²	Verifica
- Combinações fundamentais sísmicas:	Calculado: 124.7 kN/m ²	Verifica
Altura mínima:		
	Mínimo: 15 cm	
	Calculado: 60 cm	Verifica
Espaço para amarrar arranques na fundação:		
- P1:	Mínimo: 20 cm	
	Calculado: 53 cm	Verifica
Quantidade geométrica mínima:		
	Mínimo: 0.0013	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 0.0022	Verifica
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.0022	Verifica
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.0022	Verifica
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.0022	Verifica
Diâmetro mínimo dos varões:		
	Mínimo: 8 mm	

Referência: P1		
Dimensões: 290 x 410 x 60		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
- Malha inferior:	Calculado: 16 mm	Verifica
- Malha superior:	Calculado: 16 mm	Verifica
Afastamento máximo entre varões:	Máximo: 30 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
Afastamento mínimo entre varões:	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
Comprimento de amarração:		
- Armadura inf. direção X para a dir:	Mínimo: 19 cm Calculado: 119 cm	Verifica
- Armadura inf. direção X para a esq:	Mínimo: 32 cm Calculado: 119 cm	Verifica
- Armadura inf. direção Y para cima:	Mínimo: 19 cm Calculado: 130 cm	Verifica

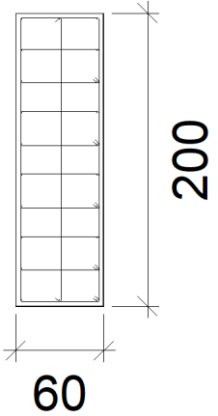
Referência: P1		
Dimensões: 290 x 410 x 60		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 130 cm	Verifica
- Armadura sup. direção X para a dir:	Mínimo: 28 cm Calculado: 68 cm	Verifica
- Armadura sup. direção X para a esq:	Mínimo: 28 cm Calculado: 68 cm	Verifica
- Armadura sup. direção Y para cima:	Mínimo: 28 cm Calculado: 78 cm	Verifica
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Mínimo: 28 cm Calculado: 78 cm	Verifica
Comprimento mínimo das patilhas:	Mínimo: 13 cm	
- Armadura inf. direção X para a dir:	Calculado: 52 cm	Verifica
- Armadura inf. direção X para a esq:	Calculado: 52 cm	Verifica
- Armadura inf. direção Y para cima:	Calculado: 52 cm	Verifica
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Calculado: 52 cm	Verifica
Cumrem-se todas as verificações		

5.4.3.2 Pilar do Meio

Na Tabela 44 estão os dados relativamente a geometria do pilar P2, dos materiais adotados no seu dimensionamento e da armadura do pilar. Todos os valores de cálculos foram obtidos a partir do cype.

Topo do pilar

Tabela 45 - Dados relativo ao Pilar P2 (topo)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x200 cm	
	Tramo : 0.000/5.000 m	
	Altura livre : 5.00 m	
	Recobrimento : 3.0 cm	
	Tamanho máximo do inerte : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de encurvadura
	Betão : C30/37	Plano ZX : 10.00 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 10.00 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø12	Armaduras transversais : 5eØ6+Y1rØ6	
Face X : 2Ø12	Separação : 15 cm	
Face Y : 16Ø12		
Quantidade : 0.21 %		

5.4.3.2.1 Disposição relativa às armaduras

As armaduras longitudinais adotadas para o pilar P2 (Tabela 46e Tabela 47) cumpre os requisitos mínimos e máximos de acordo com o disposto no regulamento.

Tabela 46 - Verificação da armadura mínima longitudinal do pilar P2

Armadura Mínima	A_s (cm)	A_{smin} (cm)	Verificação
$A_s \geq A_{smin}$	24.88	24	ok

Tabela 47 - Verificação da armadura máxima longitudinal do pilar P2

Disposições Relativa às Armaduras			
Armadura Máxima	As (cm)	Asmin (cm)	Verificação
$A_S \leq A_{Smax}$	28.88	480	ok

5.4.3.2.2 Estado limite de resistência face ao esforço transverso

Os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações PP+RP1+1.35·Pré-esforço+0.9·T1+0.9·T2+1.5·V1.

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1 \rightarrow \eta_1 = 0.029 \rightarrow OK \quad (5.48)$$

$$V_{Ed,x} = 26.52 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 144.15 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vx} = 6110.45 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} = 5056.45 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1 \rightarrow \eta_2 = 0.583 \rightarrow OK \quad (5.49)$$

- **Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma (direção x)**

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_{cw} * z * v_1 = (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot \alpha^2 \theta) = 6110.45 \text{ kN}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ Mpa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

A tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s * f_{yd}}{A_c} = -0.25 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Tabela 48 - Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção x

	Direção x	Unid.
N_{Ed}	196.64	kN
A'_s	11.31	cm ²
A_c	12000	cm ²
f_{yd}	434.78	Mpa
f_{cd}	20	Mpa
b_w	200	mm
z	509.20	mm
v₁	0.6	
α	90	graus
θ	45	graus

Direção y

Seguindo o mesmo procedimento de cálculo para direção x. tem-se:

$$V_{Rd,max} = 5056.45 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = -0.74 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Tabela 49- Parâmetros de cálculo para esforço transversal e tensão de compressão média na direção y

	Direção Y	Unid.
N_{Ed}	196.64	kN
A'_s	24.88	cm ²
A_c	12000	cm ²

f_{yd}	434.78	Mpa
f_{cd}	20	Mpa
b_w	600	mm
z	1404.57	mm
v_1	0.6	
α	90	graus
θ	45	graus

- **Esforço transversal resistente por Tração na alma**

Direção x

O valor de cálculo resistente a esforço transversal em peças sem armadura de esforço transversal, é obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l)^{1/3} + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 316.57 \text{ kN} \quad (5.50)$$

Com um valor mínima de: $V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 407.68 \text{ kN}$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

$$v_{\min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Tabela 50- Parâmetros de cálculo para esforço transversal de tração na alma na direção x

	Direção x	Unid.
C_{Rd,c}	0.120	kN
γ_c	1.50	
k	1.63	
ρ_l	0.001	
A_{sl}	13.57	cm ²
F_{ck}	30	Mpa
N_{Ed}	-5.07	kN
A_c	12000	cm ²
f_{cd}	20	Mpa
b_w	2000	mm
d	515	mm
V_{min}	0.40	Mpa

Direção y

O valor de cálculo resistente a esforço transversal em peças sem armadura de esforço transversal, é obtida de acordo com a expressão (5.50):

$$V_{Rd,c} = 248.93 \text{ kN}$$

Com um valor mínima de: $V_{Rd,c} = 238.69 \text{ kN}$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ Mpa} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Tabela 51- Parâmetros de cálculo para esforço transversal de tração na alma na direção x

	Direção x	Unid.
C_{Rd,c}	0.120	kN

γ_c	1.50	
k	1.399	
ρ_l	0.003	
A_{sl}	19.23	cm ²
F_{ck}	30	Mpa
N_{Ed}	-5.07	kN
A_c	12000	cm ²
f_{cd}	20	Mpa
b_w	600	mm
d	1256.72	mm
V_{min}	0.32	Mpa

Ambos os valores de η_1 e η_2 são menores do que unidade, porém, é garantida a resistência da secção face ao esforço transversal no topo do pilar P2, também pode-se ver que todos os valores de esforços atuante máximos em relação ao corte, são menores que os mesmos valores resistentes.

5.4.3.2.3 Estado limite de resistência face a solicitações normais

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP1+1.35·Pré-esforço+0.9·T1+0.9·T2+1.5·V1

Verificação de resistência da secção (η_1)

A verificação da capacidade resistência da secção, deve satisfazer a seguinte condição:

$$\eta_1 \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,X}^2 + M_{Ed,Y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,X}^2 + M_{Rd,Y}^2}} \leq 1 \rightarrow \eta_1 = 0.603 \rightarrow \text{OK}$$

Na Figura 71 pode-se ver os esforços que a secção está sujeita nos diferentes planos para a combinação mais desfavorável considerada.

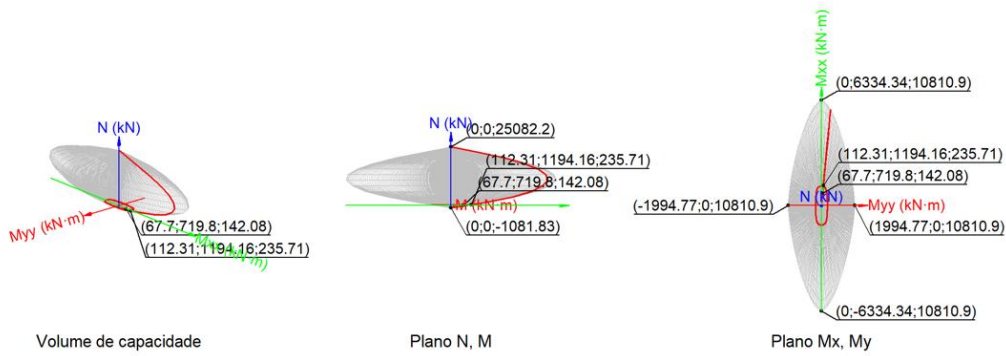


Figura 71 - Capacidade resistente da secção do pilar P2

$$N_{Ed} = 142.08 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 235.71 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = 719.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,x} = 1194.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,y} = 67.70 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,y} = 112.31 \text{ kN.m}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

Tendo em conta que a esbelteza mecânica do pilar λ é menor que a esbelteza limite inferior λ_{lim} , pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem.

O cálculo da capacidade resistente última da secção é efetuado da mesma forma que foi feita para os pilares P1 e P3 (ver o ponto 5.4.3.1.3), por isso só é apresentado os resultados para o pilar P2

$$\epsilon_{cu2} = 0.0035 ; \epsilon_{c2} = 0.0020 ; f_{cd} = 20 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{su} = 0.01; f_{yd} = 434.78 \text{ Mpa}$$

Na Figura 72 encontra-se o equilíbrio da secção para os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis na secção do pilar P2.

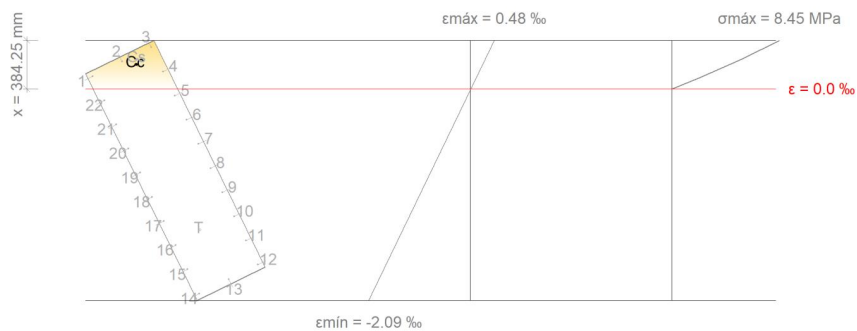


Figura 72 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis do pilar P2

Tabela 52- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
1	Ø12	-258.00	958.00	+25.11	+0.000126
2	Ø12	0.00	958.00	+53.56	+0.000268
3	Ø12	258.00	958.00	+82.02	+0.000410
4	Ø12	258.00	745.11	+34.25	+0.000171
5	Ø12	258.00	532.22	-13.52	-0.000068
*	*	*	*	*	*
22	Ø12	-258.00	745.11	-22.66	-0.000113

*para ver resultados para outros varões, consultar o anexo de calculo

Tabela 53 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	543.69	93.98	889.16
C _s	22.05	120.64	920.60
T	423.66	-32.92	-510.02

$$N_{Ed} = c_c + c_s - T = 235.71 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = c_c * e_{cc,y} + c_s * e_{cs,y} - T * e_{T,y} = -891.20 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = c_c * e_{cc,x} + c_s * e_{cs,x} - T * e_{T,x} = 0$$

Tabela 54 - Valores de parâmetros para esforços atuantes

C _c	C _s	T	e _{cc,x}	e _{cc,y}	e _{cs,x}	e _{cs,y}	e _{T,x}	e _{T,y}	ε _{cmax}	ε _{smax}	σ _{cmax}	σ _{smax}
1003.50 kN	55.95 kN	823.73 kN	94.49 mm	927.15 mm	117.15 mm	946.32 mm	-13.28 mm	-263.24 mm	0.0016	0.01	19.11MP a	434.78 MPa

A Figura 73 representa o equilíbrio da secção para os esforços resistentes, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:

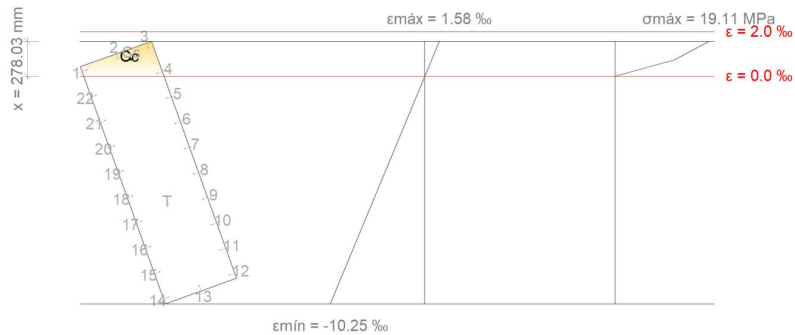


Figura 73 - Equilíbrio da secção para os esforços atuantes desfavoráveis

Tabela 55- Tensão e extensões nos aços em relação às suas coordenadas para esforços atuantes desfavoráveis

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-258.00	958.00	+57.10	+0.000286
2	Ø12	0.00	958.00	+155.85	+0.000779
3	Ø12	258.00	958.00	+254.59	+0.001273
4	Ø12	258.00	745.11	+27.13	+0.000136
5	Ø12	258.00	532.22	-200.33	-0.001002
*	*	*	*	*	*
22	Ø12	-258.00	745.11	-170.35	-0.000852

*para ver resultados para outros varões, consultar o anexo de calculo

Tabela 56 -Resultantes de esforços no aço e no betão para esforços atuantes

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1003.50	94.49	921.15
Cs	55.95	117.15	946.32
T	823.73	-13.28	-263.24

$$N_{Rd} = c_c + c_s - T = 235.71 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = c_c * e_{cc,y} + c_s * e_{cs,y} - T * e_{T,y} = 1194.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,y} = c_c * e_{cc,x} + c_s * e_{cs,x} - T * e_{T,x} = 112.31 \text{ kN.m}$$

Tabela 57 - Valores de parâmetros para esforços atuantes resistente

C _c	C _s	T	e _{cc,x}	e _{cc,y}	e _{cs,x}	e _{cs,y}	e _{T,x}	e _{T,y}	ε _{cmax}	ε _{smax}	σ _{cmax}	σ _{smax}
543.69 kN	22.05 kN	423.66 kN	93.98 mm	889.16 mm	120.64 mm	920.60 mm	-32.92 mm	510.02 mm	0.0005	0.002	28.45 MPa	404.83 MPa

Os valores dos esforços atuante máximos, nomeadamente a tensão e deformação da fibra mais comprimida de betão e a tensão e deformação do varão de aço mais tracionado nos pilares, são menores quando comparados com os mesmos esforços resistente, o que leva a concluir que a secção em causa resiste à flexão.

Base do pila do Meio

Os resultados de cálculo para a base do pilar do meio são iguais aos do topo, visto que no cálculo de segurança em relação ao topo foram utilizados os valores do esforço da base por serem mais desfavoráveis.

5.4.3.2.4 Sapata do pilar do Meio

Para a sapata do meio, também, serão apresentadas todas as verificações numa tabela conforme foram feitas para as sapatas das extremidades, de acordo com a Tabela 58 é possível concluir que todas as condições são verificadas, tanto para armaduras assim como de segurança.

Tabela 58 - Verificação de cálculos e segurança para a sapata S2

Referência: P2		
Dimensões: 330 x 450 x 70		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno:		

Referência: P2		
Dimensões: 330 x 450 x 70		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.4 MPa Calculado: 0.0700434 MPa	Verifica
- Tensão média em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.4 MPa Calculado: 0.0374742 MPa	Verifica
- Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento:	Máximo: 0.499918 MPa Calculado: 0.0466956 MPa	Verifica
- Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.499918 MPa Calculado: 0.160492 MPa	Verifica
- Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.499918 MPa Calculado: 0.0374742 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 direção X:	Reserva segurança: 659.2 %	Verifica
- Na direção Y:	Reserva segurança: 8.8 %	Verifica
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 208.48 kN·m	Verifica
- Na direção Y:	Momento: 414.90 kN·m	Verifica
Esforço na sapata:		
- Na direção X:	Transverso: 148.72 kN	Verifica
- Na direção Y:	Transverso: 363.95 kN	Verifica

Referência: P2		
Dimensões: 330 x 450 x 70		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
Compressão oblíqua na sapata:	Máximo: 5000 kN/m ²	
- Combinações fundamentais:	Calculado: 213.1 kN/m ²	Verifica
- Combinações fundamentais sísmicas:	Calculado: 90.3 kN/m ²	Verifica
Altura mínima:	Mínimo: 15 cm	
<i>Critério de CYPE</i>	Calculado: 70 cm	Verifica
Espaço para amarrar arranques na fundação:	Mínimo: 12 cm	
- P2:	Calculado: 63 cm	Verifica
Quantidade geométrica mínima:	Mínimo: 0.0013	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 0.0019	Verifica
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.0019	Verifica
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.0019	Verifica
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.0019	Verifica
Diâmetro mínimo dos varões:	Mínimo: 8 mm	
- Malha inferior:	Calculado: 16 mm	Verifica
- Malha superior:	Calculado: 16 mm	Verifica
Afastamento máximo entre varões:		
<i>Critério de CYPE</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica

Referência: P2		
Dimensões: 330 x 450 x 70		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
Afastamento mínimo entre varões:	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção X:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 15 cm	Verifica
Comprimento de amarração:		
- Armadura inf. direção X para a dir:	Mínimo: 19 cm Calculado: 141 cm	Verifica
- Armadura inf. direção X para a esq:	Mínimo: 19 cm Calculado: 141 cm	Verifica
- Armadura inf. direção Y para cima:	Mínimo: 25 cm Calculado: 152 cm	Verifica
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 152 cm	Verifica
- Armadura sup. direção X para a dir:	Mínimo: 28 cm Calculado: 79 cm	Verifica

Referência: P2		
Dimensões: 330 x 450 x 70		
Armaduras: Xi:Ø16a/15 Yi:Ø16a/15 Xs:Ø16a/15 Ys:Ø16a/15		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura sup. direção X para a esq:	Mínimo: 28 cm Calculado: 79 cm	Verifica
- Armadura sup. direção Y para cima:	Mínimo: 28 cm Calculado: 90 cm	Verifica
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Mínimo: 28 cm Calculado: 90 cm	Verifica
Comprimento mínimo das patilhas:	Mínimo: 13 cm	
- Armadura inf. direção X para a dir:	Calculado: 62 cm	Verifica
- Armadura inf. direção X para a esq:	Calculado: 62 cm	Verifica
- Armadura inf. direção Y para cima:	Calculado: 62 cm	Verifica
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Calculado: 62 cm	Verifica
Cumrem-se todas as verificações		

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

- Anderson, B. (2007). ponte vecchio. Structurae. Acedido a 19 de Fevereiro de 2020, em <https://structurae.net/en/photos/80868-ponte-vecchio-florence-italy>
- Appleton, J. (2005). Construções em Betão—Nota histórica sobre a sua evolução. Instituto Superior Técnico, Figura 1, 1–18. Acedido a 16 de Março de 2020, em <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ComstrucoesEmBetao.pdf>
- Appleton, J. (2013). Estruturas de Betão (1a Edição). Amadora: Edições Orion.
- Appleton, J., Marchão, C., & Camara, J. (2013). Estrutura de Betão II- Folhas De Apoio Às Aulas. Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa.
- Bachmann, H., & Ammann, W. (1987). Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines (Volume 3). Structural Engineering Documents, IABSE.
- Bachmann, H., Ammann, W. J., Delschl, F., Eisenmann, J., Floegl, I., Hirsch, G. H., Klein, G. K., Lande, G. J., Mahrenholtz, O., Natke, H. G., Nussbaumer, H., Pretlove, A. J., Rainer, J. H., Saemann, E.-U., & Stelnbelsser, L. (1995). Vibration Problems in Structures: Practical Guidlines (Birkhäuser (ed.)).
- Bernabei, M., Macchioni, N., Pizzo, B., Sozzi, L., Lazzeri, S., Fiorentino, L., Pecoraro, E., Quarta, G., & Calcagnile, L. (2019). The wooden foundations of Rialto Bridge (Ponte di Rialto) in Venice: Technological characterisation and dating. *Journal of Cultural Heritage*, 36, 85–93. Acedido a 9 de Janeiro, em <https://doi.org/10.1016/j.culher.2018.07.015>
- Carrieri, R. (2007). Estruturas: A Resistência Pela Forma, À luz da Produção Contemporânea (Issue 16). Universidade de São Paulo. São Paulo
- Civil, A. F. de G. (2006). Guide méthodologique – Passerelles piétonnes, Évaluation du comportement vibratoire sous l’action des piétons (Sétra (ed.)).
- Construcao, E. (2015). Ponte Pedonal Galp. Engenharia e Construcao. Acedido a 26 de Março de 2020, em <https://www.engenhariaeconstrucao.com/2015/12/ponte-pedonal-galp.html>
- Correia, M. J., Salta, M. M., Baptista, A. M., & Pipa, M. (2006). Propriedades dos ferros utilizados nas pontes metálicas históricas. JPEE - 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
- Cortright, R. (2006). Ponte de Frias. Structurae. <https://structurae.net/en/photos/59451-puente-frias-sobre-el-ebro>
- Cortright, R. (2017). Ponte 25 de Abril. Acedido a 24 de Março de 2020, em Structurae. <https://structurae.net/de/fotos/102044-ponte-25-de-abril>
- D. lei. (1961). Decreto lei 2110. Assembleia Nacional.
- De Haan, D. (2015). Coalbrookdale and the Iron Bridge - New insights from the artist’s views. *The International Journal for the History of Engineering & Technology*, 85(2), 168–192. Acedido a 14 de fevereiro de 2020, em <https://doi.org/10.1179/1758120615Z.000000000062>

Delony, E. (1996). Context for World Heritage Bridges. ICOMOS (International Council on Monuments and Sites). Acedido a 27 de fevereiro de 2020, em <https://web.archive.org/web/20120109015509/http://www.icomos.org/studies/bridges.htm#10>

Domoreira. (2006). Passarela circular de Aveiro. Structurae. Acedido a 25 de Março de 2020, em <https://structurae.net/fr/photos/270310-passerelle-circulaire-d-aveiro>

EN 1992-1-1:2010;"Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", CEN, Brussels

EN 1991-1-1:2009;"Eurocódigo 1 - Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios", CEN, Brussels

Encyclopedia Britannica. (2007). The Encyclopædia Britannica , Volume IV - Part 03 of 04: Vol. IV. <https://www.gutenberg.org/files/19699/19699-h/19699-h.htm>

Encyclopedia Britannica, I. (2019). Bridge - The History of Bridge Design. Encyclopedia Britannica. Acedido a 17 de Janeiro de 2020, em url: <https://www.britannica.com/technology/bridge-engineering>

Fialho, A. D. P. F. (2004). Passarelas urbanas em estrutura de aço. Universidade Federal de Ouro Preto - Escola de Minas.

FIB. (2005). Guidelines for the Design of Footbridges: Guide to Good Practice (FIB (ed.); 1a). FIB. <https://doi.org/doi.org/10.35789/fib.BULL.0032>

Frahm, K. (1997). Hörn Bridge. Sbp. Retrieved March 25, 2020, from <https://www.sbp.de/en/project/three-segment-folding-bridge-kieler-hoern/>

Franck, L., Lestuzz, P., & Low, A. (2008). Synchronous Lateral Excitation of Footbridges. Swiss Federal Institute of Technology Applied.

Giel, I. (2015). Wycoller clam bridge. Wikipedia. Acedido a 19 de Fevereiro de 2020 https://en.m.wikipedia.org/wiki/File:Clapper_bridge_Wycoller_01.JPG

Gobbler. (2009). Ponte Sublício. Wikimedia Commons. Acedido a 19 de Fevereiro de 2020, em https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Roma_Testaccio_Ponte_Sublicio.jpg

Gonçalves, J. (2007). Ponte Maria Pia no Porto, Portugal. Wikimedia Commons. Acedido a 2 de Março de 2020, em https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte_Maria_Pia_-_Porto.JPG

Guerra, F. (2010). Ponte Pedonal Sobre Ribeira da Carpinteira. Divisare. Acedido a 25 de Março de 2020, em <https://divisare.com/projects/138320-joao-luis-carrilho-da-graca-fernando-guerra-fg-sg-ponte-pedonal-ribeira-da-carpinteira>

Guerreiro, L. (1999). Revisões de análise modal e análise sísmica por espectros de resposta. Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico.

Haworth, R. W. (2007). Puente Internacional de Gadiana. Wikimedia Commons. Acedido a 25 de Março de 2020, em https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Puente_Internacional_416.jpg

- Janberg, N. (2011a). Millenium Bridge. Acedido a 24 de Março de 2020, em Structurae. <https://structurae.net/en/photos/191623-millennium-bridge>
- Janberg, N. (2011b). Pont du Gard. Structurae. Acedido a 24 de Março de 2020, em <https://structurae.net/en/photos/187686-pont-du-gard>
- Janberg, N. (2016). Ponte de Brooklyn. Structurae. Acedido a 24 de Março de 2020, em <https://structurae.net/de/fotos/256449-brooklyn-bruecke>
- Janberg, N. (2018a). Passarela de Zorrotza. Structurae. Acedido a 24 de Março de 2020, em <https://structurae.net/en/structures/zorrotza-footbridge>
- Janberg, N. (2018b). Ponte da Arrábida. Structurae. Acedido a 24 de Março de 2020, em <https://structurae.net/de/fotos/313857-arrabida-bruecke>
- Janberg, N. (2018c). Ponte Dom Luís. Structurae. Acedido a 24 de Março de 2020, em <https://structurae.net/fr/photos/313670-pont-dom-luis-i>
- Janberg, N. (2018d). Ponte Vasco da Gama. Structurae. Acedido a 24 de Março de 2020, em <https://structurae.net/de/fotos/313670-dom-luis-i-bruecke>
- Janberg, N. (2019). Passarela Ángel Gordillo. Structurae. <https://structurae.net/en/structures/pasarela-angel-gordillo>
- Jesus, J. J. C. De. (2013). Caraterização Geométrico-Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria na Região de Bragança. Instituto Politécnico de Bragança - Escola Superior de Tecnologia e de Gestão.
- Jiffry, H. (2013). Seismic And Gravity Loading Analysis For The Forth Rail Bridge. International Conference on Structural Engineering and Construction Management Scotland Using SAP2000 V.14. <https://doi.org/10.13140/2.1.1111.6322>
- Jones, R. M. (2019). Ponte Menai. Wikimedia Commons. Acedido a 20 de Fevereiro de 2020, em https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=File:Bont_Borth.jpg
- Jorge, P. (2005). As ferramentas de E-learning no ensino de pontes. Universidade do Minho.
- Kaefer, L. F. (1998). A Evolução do Concreto Armado. Escola Politécnico da Universidade de São Paulo.
- Kanakaris-Wirtl, I. (2006). Viaduto Duarte Pacheco. Acedido a 24 de Março de 2020, em Structurae. <https://structurae.net/de/fotos/66378-viaduto-duarte-pacheco-lissabon-portugal>
- Lima, L. (2013). Ponte Pedonal sobre o Esteiro de São Pedro. Wikimedia Commons. Acedido a 25 de Março de 2020, em https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte_Pedonal_sobre_o_Esteiro_de_São_Pedro,_niversidade_de_Aveiro,_Portugal.jpg
- LNEC. (2010). Abordagem Sobre a Evolução na Construção de Pontes Metálicas. LNEC: Departamento de Materias - Núcleo de Materiais Metálicos.
- Lucko, G. (1999). Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study.
- MARINHO, D. D. V. (2012). Métodos construtivos de pontes. 146p.

- Matsumoto, Y., Sato, S., Nishioka, T., & Shiojiri, H. (1972). A study on design of pedestrian overbridges. *Civil Engineering Society Bulletin Report*, 1972, 63–70. https://doi.org/https://doi.org/10.2208/jscej1969.1972.205_63
- Mendes, L. C., Lourenço, C., & Alves, V. R. (2010). Pontes em concreto armado em meios de elevada agressividade ambiental.
- Mendoza, A. de. (2016). Ponte De Alcântara. Wikimedia Commons. Acedido a 19 de Fevereiro de 2020, em https://commons.wikimedia.org/wiki/File:El_puente_de_Alcntara,_Cceres.jpg
- Merzagora, E. (2019). Passarela de Portus Lunae. *Structurae*. Acedido a 28 de Março de 2020, em <https://structurae.net/en/photos/329794-portus-lunae-footbridge>
- Munn, C. &. (1869). Obituary.--Death of John A. Roebling. *Scientific American*, 21, 1869. <https://doi.org/10.1038/scientificamerican08071869-89b>
- Muñoz, P., Martínez, E., & Muñoz, J. (2017). Aportaciones empíricas al desarrollo de las estructuras. *Diseño de puentes durante el siglo XIX / Empirical*. 298.
- Museums, I. G. (n.d.). History of Iron Bridge | English Heritage. Retrieved February 17, 2020, from <https://www.english-heritage.org.uk/visit/places/iron-bridge/history/>
- Nakamura, S. I., & Fujino, Y. (2002). Lateral vibration on a pedestrian cable-stayed bridge. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, 12(4), 295–300. <https://doi.org/10.2749/101686602777965162>
- Navarro, R. F. (2006). A Evolução dos Materiais. Parte1: da Pré-história ao Início da Era Moderna. *Revista Eletrônica de Materiais e Processos*, V, 1(1), 1–11. Acedido a 13 de Fevereiro de 2020, em www.dema.ufcg.edu.br/revista
- Nicolas Janberg. (2009). Garabit Viaduct. *Structurae*. Acedido a 2 de Março de 2020, em <https://structurae.net/de/fotos/168780-garabit-viadukt>
- Nicolas Janberg. (2016). Firth of Forth. *Structurae*. Acedido a 3 de Março de 2020, em [https://doi.org/10.1016/0025-326X\(87\)90228-1](https://doi.org/10.1016/0025-326X(87)90228-1)
- Ogando, I. (2012). Ponte de pedro e inês. Wikimedia Commons. Acedido a 25 de Março de 2020, em [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte_de_pedro_e_ins_\(8841961442\).jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte_de_pedro_e_ins_(8841961442).jpg)
- Parsons, C. (2012). Ponte Suspensa de Niagara. Wikimedia Commons. https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Rail_Road_Suspension_Bridge_Near_Niagara_Falls_v2.jpg
- Pimenta, H. J. L. (2008). Modelação de Acções Dinâmicas e Efeitos de Sincronização em Pontes Pedonais. Universidade de Coimbra.
- Prandi, J. (2015). Pont d’Arc - França. Lugares Fantástico. <https://jp-lugaresfantasticos.blogspot.com/2013/05/pont-darc-franca.html>
- Radić, J., Kindij, A., & Mandić, A. (2008). History of Concrete Application in Development of Concrete and Hybriad Arch Bridges. *Chinese-Croatian Joint Colloquium, Long Arch*, 9–118.

- Salamak, M., & Fross, K. (2016). Bridges in Urban Planning and Architectural Culture. *Procedia Engineering*, 161, 207–212. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.530>
- Schultheis, M. (2012). Eads Bridge. Wikipédia. Acedido a 8 de Março de 2020, em https://en.wikipedia.org/wiki/File:Eads_Bridge_from_Laclede%27s_Landing,_Sep_2012.jpg
- Shirley-Smith, H., Billington, D. P., & Billington, P. N. (2020). Bridge. *Encyclopædia Britannica*. <https://www.britannica.com/technology/bridge-engineering/Timber-truss-bridges>
- Sommer, G., & Behles, E. (2009). Ponte Sublício. Wikimedia Commons. Acedido a 19 de Fevereiro de 2020, em [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Sommer,_Giorgio_\(1834-1914\)_%26_Behles,_Edmund_\(1841-1924\)_-_Roma,_Ripa_Grande,_ponte_crollato_\(pre_1872\).jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Sommer,_Giorgio_(1834-1914)_%26_Behles,_Edmund_(1841-1924)_-_Roma,_Ripa_Grande,_ponte_crollato_(pre_1872).jpg)
- Tk420. (2019). Iron Bridge East Side. Wikimedia Commons. Acedido a 19 de Fevereiro de 2020, em https://en.wikipedia.org/wiki/Ironbridge#/media/File:Iron_Bridge_east_side_in_February_2019.jpg
- Walsh, N. P. (2018). Golden Bridge. *Archdaily*. Acedido a 28 de Março de 2020, em <https://www.archdaily.com.br/br/898968/ponte-suspensa-por-maos-gigantes-vira-atracao-no-vietna>
- Walsh, N. P., Frahm, K., Janberg, N., & Welch, J. (2018). Gateshead Millennium Bridge. *Structurae*. Acedido a 28 de Março de 2020, em <https://structurae.net/en/photos/24175-gateshead-millennium-bridge>
- Wanghongliu. (2008). Ponte de Zhaozhou. *Structurae*. Acedido a 2 de Abril de 2020, em <https://structurae.net/de/bauwerke/ANJI-bruecke>
- Zhou, X., & Zhang, X. (2019). Thoughts on the Development of Bridge Technology in China. *Engineering*, 5(6), 1120–1130. <https://doi.org/10.1016/j.eng.2019.10.001>
- Živanović, S., Pavić, A., & Reynolds, P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: A literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 279(1–2), 1–74. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2004.01.019>

Anexo

Anexo A1

Combinações fundamentais de ações

- ação variável de base: sobrecarga de passadiços:

PP + RCP	PH	SP	N	T	V
1.35	1.2	1.5			
1.35	0.9	1.5			
1.0	1.2	1.5			
1.0	0.9	1.5			
1.35	1.2				
1.35	0.9				
1.0	1.2				
1.0	0.9				
1.35	1.2	1.5	0.9	0.9	0.6
1.35	0.9	1.5	0.9	0.9	0.6
1.0	1.2	1.5	0.9	0.9	0.6
1.0	0.9	1.5	0.9	0.9	0.6
1.35	1.2		0.9	0.9	0.6
1.35	0.9		0.9	0.9	0.6
1.0	1.2		0.9	0.9	0.6
1.0	0.9		0.9	0.9	0.6

PP + RCP	PH	SP	N	T	V
1.35	1.2		1.5	0.9	0.6
1.35	0.9		1.5	0.9	0.6
1.0	1.2		1.5	0.9	0.6
1.0	0.9		1.5	0.9	0.6
1.35	1.2	0.6	1.5	0.9	0.6
1.35	0.9	0.6	1.5	0.9	0.6
1.0	1.2	0.6	1.5	0.9	0.6
1.0	0.9	0.6	1.5	0.9	0.6
1.35	1.2		1.5	0.9	0.6
1.35	0.9		1.5	0.9	0.6
1.0	1.2		1.5	0.9	0.6
1.0	0.9		1.5	0.9	0.6
1.35	1.2		0.9	1.5	0.6
1.35	0.9		0.9	1.5	0.6
1.0	1.2		0.9	1.5	0.6
1.0	0.9		0.9	1.5	0.6
1.35	1.2	0.6	0.9	1.5	0.6
1.35	0.9	0.6	0.9	1.5	0.6
1.0	1.2	0.6	0.9	1.5	0.6

PP + RCP	PH	SP	N	T	V
1.0	0.9	0.6	0.9	1.5	0.6
1.35	1.2		0.9	1.5	0.6
1.35	0.9		0.9	1.5	0.6
1.0	1.2		0.9	1.5	0.6
1.0	0.9		0.9	1.5	0.6
1.35	1.2		0.9	0.9	1.5
1.35	0.9		0.9	0.9	1.5
1.0	1.2		0.9	0.9	1.5
1.0	0.9		0.9	0.9	1.5
1.35	1.2	0.6	0.9	0.9	1.5
1.35	0.9	0.6	0.9	0.9	1.5
1.0	1.2	0.6	0.9	0.9	1.5
1.0	0.9	0.6	0.9	0.9	1.5

- combinações quase permanentes - estado limite de descompressão:

PP	RCP	PH	RET	SP	TU	TD	V	N
1.0		1.0						
1.0	1.0	1.0	1.0	0.2				

1.0	1.0	1.0	1.0	0.2	0.3	0.3		
1.0	1.0	1.0	1.0					
1.0	1.0	1.0	1.0		0.3	0.3		

- combinação frequente de ações - estado limite de largura de fendas:

PP	RCP	PH	RET	SD	TU	TD	V	N
1.0	1.0	1.0	1.0					
1.0	1.0	1.0	1.0	0.3				
1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.3	0.3		
1.0	1.0	1.0	1.0	0.2	0.5	0.5		
1.0	1.0	1.0	1.0		0.5	0.5		
1.0	1.0	1.0	1.0	0.2	0.3	0.3	0.2	
1.0	1.0	1.0	1.0		0.3	0.3	0.2	
1.0	1.0	1.0	1.0		0.3	0.3		0.3
1.0	1.0	1.0	1.0	0.2	0.3	0.3		0.3

- combinações raras de ações - verificação da compressão máxima de compressão no betão:

PP	RCP	PH	RET	SD	TU	TD	V	N
1	1	1	1	1				
1	1	1	1	1	0.5	0.5		
1	1	1	1	1			0.2	
1	1	1	1	1	0.5	0.5	0.2	
1	1	1	1					
1	1	1	1		0.5	0.5		
1	1	1	1				0.2	
1	1	1	1		0.5	0.5	0.2	
1	1	1	1	0.3	1	1		
1	1	1	1		1	1		
1	1	1	1		1	1	0.2	
1	1	1	1	0.3	1	1	0.2	
1	1	1	1	1				0.3
1	1	1	1	1	0.5	0.5		0.3
1	1	1	1	1			0.2	0.3
1	1	1	1	1	0.5	0.5	0.2	0.3
1	1	1	1					0.3
1	1	1	1		0.5	0.5		0.3

PP	RCP	PH	RET	SD	TU	TD	V	N
1	1	1	1				0.2	0.3
1	1	1	1		0.5	0.5	0.2	0.3
1	1	1	1		1	1		0.3
1	1	1	1	0.3	1	1		0.3
1	1	1	1		1	1	0.2	0.3
1	1	1	1	0.3	1	1	0.2	0.3
1	1	1	1	0.3	0.5	0.5	1	0.3
1	1	1	1		0.5	0.5	1	0.3
1	1	1	1	0.3	0.5	0.5	0.2	1
1	1	1	1		0.5	0.5	0.2	1

Em que: PP- peso próprio; RCP- restantes cargas permanentes; PH – Pré-esforço; SP.- sobrecarga do passadiço; N – neve; T – temperatura; V- vento; TU – temperatura uniforme e TD – temperatura diferencial.

Anexo A1

Dimensionamento da estrutura

- **Viga**

Dados da viga	
Geometria	
Dimensões	: 30x142+90x15+90x15
Vão livre	: 9.7 m
Recobrimento geométrico superior	: 3.0 cm
Recobrimento geométrico inferior	: 3.0 cm
Recobrimento geométrico lateral	: 3.0 cm
Materiais	

Dados da viga	
	Betão : C40/50 Armadura longitudinal : S-500 Armadura transversal : S-500

2. RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Vão	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (EUROCÓDIGO 2 EN 1992-1-1:2004/AC:2008)															Estado	
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _k	TV _x	TV _y	TV _{XSt}	TV _{YSt}	T,Disp. _{sl}		T,Disp. _{st}
P1 - P2	Verifica	Verifica	'1.378 m' h = 32.3	'1.378 m' h = 11.6	'P1' h = 82.1	'P1' h = 13.1	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	VERIFICA h = 82.1
<p>Anotação:</p> <p>Disp.: Disposições relativas às armaduras</p> <p>Arm.: Armadura mínima e máxima</p> <p>Q: Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas)</p> <p>Q S.: Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações sísmicas)</p> <p>N,M: Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas)</p> <p>N,M S.: Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações sísmicas)</p> <p>T_c: Estado limite de resistência por torção. Compressão oblíqua.</p> <p>T_{st}: Estado limite de resistência por torção. Tração na alma.</p> <p>T_{sl}: Estado limite de resistência por torção. Tração nas armaduras longitudinais.</p> <p>TNM_k: Estado limite de resistência por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X.</p> <p>TV_x: Estado limite de resistência por torção. Interação entre torção e esforço transverso no eixo X. Compressão oblíqua</p> <p>TV_y: Estado limite de resistência por torção. Interação entre torção e esforço transverso no eixo Y. Compressão oblíqua</p> <p>TV_{XSt}: Estado limite de resistência por torção. Interação entre torção e esforço transverso no eixo X. Tração na alma.</p> <p>TV_{YSt}: Estado limite de resistência por torção. Interação entre torção e esforço transverso no eixo Y. Tração na alma.</p> <p>T,Disp._{sl}: Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura longitudinal.</p> <p>T,Disp._{st}: Estado limite de resistência por torção. Espaçamento entre os varões da armadura transversal.</p> <p>x: Distância à origem da barra</p> <p>h: Coeficiente de aproveitamento (%)</p> <p>N.A.: Não aplicável</p> <p>Verificações que não são necessárias (N.A.):</p> <p>⁽¹⁾ A verificação do estado limite de resistência por torção não é necessária, já que não há momento torsor.</p> <p>⁽²⁾ A verificação não é necessária, já que não há interação entre torção e esforços normais.</p>																	

Vão	VERIFICAÇÕES DE FENDILHAÇÃO (EUROCÓDIGO 2 EN 1992-1-1:2004/AC:2008)										Estado	
	W _{k,F,sup.}	W _{k,F,Lat.Dir.Alma}	W _{k,F,Sup.Banzo Dir.}	W _{k,F,Lat.Banzo Dir.}	W _{k,F,inf.}	W _{k,F,Lat.Banzo Esq.}	W _{k,F,Sup.Banzo Esq.}	W _{k,F,Lat.Esq.Alma}	S _{sr}	V _{fend}		
P1 - P2	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	Verifica	VERIFICA
<p>Anotação:</p> <p>W_{k,F,sup.}: Cálculo da largura de fenda: Face superior</p> <p>W_{k,F,Lat.Dir.Alma}: Cálculo da largura de fenda: Face lateral direita da alma</p> <p>W_{k,F,Sup.Banzo Dir.}: Cálculo da largura de fenda: Face superior do banzo direito</p> <p>W_{k,F,Lat.Banzo Dir.}: Cálculo da largura de fenda: Face lateral do banzo direito</p> <p>W_{k,F,inf.}: Cálculo da largura de fenda: Face inferior</p> <p>W_{k,F,Lat.Banzo Esq.}: Cálculo da largura de fenda: Face lateral do banzo esquerdo</p> <p>W_{k,F,Sup.Banzo Esq.}: Cálculo da largura de fenda: Face superior do banzo esquerdo</p> <p>W_{k,F,Lat.Esq.Alma}: Cálculo da largura de fenda: Face lateral esquerda da alma</p> <p>S_{sr}: Área mínima de armadura</p> <p>V_{fend}: Fendilhação devida a tensões tangenciais de esforço transverso</p> <p>x: Distância à origem da barra</p> <p>h: Coeficiente de aproveitamento (%)</p> <p>N.A.: Não aplicável</p> <p>Verificações que não são necessárias (N.A.):</p> <p>⁽¹⁾ A verificação não é necessária, já que a tensão de tração máxima no betão não supera a resistência à tração do mesmo.</p>												

Viga	A prazo infinito (Quase permanente)	Activa (Quase permanente)	Estado
P1 - P2	f _{T,max} £ f _{T,lim} f _{T,lim} = L/250	f _{A,max} £ f _{A,lim} f _{A,lim} = L/500	VERIFICA

3. VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA

P1 - P2 (P1 - P2, Negativos)

Disposições relativas às armaduras (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 5.3, 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):

$$h \leq 4b$$

2100 mm £ 5680 mm ✓

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 2100.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 1420.00 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)):

23 mm ³ **20 mm** ✓

Em que:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 20 mm

s₁ : 20 mm

s₂ : 20 mm

s₃ : 20 mm

Sendo:

Ø_{max}: Maior diâmetro dos varões longitudinais.

Ø_{max} : 20 mm

d_g: Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 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)):

90 mm ³ **20 mm** ✓

Em que:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 20 mm

s₁ : 10 mm

s₂ : 20 mm

s₃ : 20 mm

Sendo:

Ø_{max}: Maior diâmetro dos varões transversais.

Ø_{max} : 10 mm

d_g: Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

A armadura longitudinal de compressão que tenha sido considerada no cálculo da resistência deverá ser envolvida por armaduras transversais com um espaçamento não superior a $15 \text{ } \varnothing$ (Artigo 9.2.1.2(3)):

100 mm £ **150 mm** ✓

Em que:

s_t: Espaçamento entre varões da armadura transversal.

s_t : 100 mm

Ø_{s',min}: Diâmetro mínimo da armadura comprimida.

Ø_{s',min} : 10 mm

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

10 mm ³ 6 mm ✓

Em que:

\varnothing_{\max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

\varnothing_{\max} : 20 mm

Armadura mínima e máxima (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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)):

15.71 cm² ³ 5.34 cm² ✓

Em que:

$A_{s,\min}$: 5.34 cm²

Sendo:

b_t: Largura média da zona de tensão.

b_t : 300.00 mm

d: Altura útil da secção.

d : 1370.00 mm

Flexão positiva em torno do eixo y:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

52.53 cm² ³ 2.62 cm² ✓

Em que:

$A_{s,\min}$: 2.62 cm²

Sendo:

b_t: Largura média da zona de tensão.

b_t : 150.00 mm

d: Altura útil da secção.

d : 1343.64 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)):

91.67 cm² £ 278.40 cm² ✓

Em que:

$A_{s,\max}$: 278.40 cm²

Sendo:

A_c: Área total da secção de betão.

A_c : 6960.00 cm²

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)):

15.71 cm² ³ 7.50 cm² ✓

Em que:

A_s: Área total da armadura de tracção.

A_s : 15.71 cm²

$A_{s,\min}$: 7.50 cm²

Sendo:

f_{yk} : Limite elástico da armadura passiva.	f_{yk}	: <u>500.00</u>	MPa
f_{ctm} : Resistência média à tracção.	f_{ctm}	: <u>3.51</u>	MPa

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do betão.	f_{ck}	: <u>40.00</u>	MPa
b_t : Largura média da zona de tensão.	b_t	: <u>300.00</u>	mm
d : Altura útil da secção.	d	: <u>1370.00</u>	mm

Flexão positiva em torno do eixo y:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$52.53 \text{ cm}^2 \quad \geq \quad 3.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área total da armadura de tracção.	A_s	: <u>52.53</u>	cm ²
	$A_{s,min}$: <u>3.68</u>	cm ²

Sendo:

f_{yk} : Limite elástico da armadura passiva.	f_{yk}	: <u>500.00</u>	MPa
f_{ctm} : Resistência média à tracção.	f_{ctm}	: <u>3.51</u>	MPa

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do betão.	f_{ck}	: <u>40.00</u>	MPa
b_t : Largura média da zona de tensão.	b_t	: <u>150.00</u>	mm
d : Altura útil da secção.	d	: <u>1343.64</u>	mm

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$h \quad : \quad \underline{0.086} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.	$V_{Ed,x}$: <u>23.11</u>	kN
	$V_{Ed,y}$: <u>269.24</u>	kN
$V_{Rd,max}$: Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.	$V_{Rd,max,Vx}$: <u>1534.68</u>	kN
	$V_{Rd,max,Vy}$: <u>3192.78</u>	kN

$$h \quad : \quad \underline{0.323} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.	$V_{Ed,x}$: <u>23.11</u>	kN
	$V_{Ed,y}$: <u>269.24</u>	kN
$V_{Rd,s}$: Esforço transverso resistente por tracção na alma.	$V_{Rd,s,Vx}$: <u>803.56</u>	kN

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{835.87} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.378 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+1.35·Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.9·V1+0.75·N1".

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)):

$$V_{Rd,max} : \underline{1534.68} \text{ kN}$$

Em que:

$$a_{cw}: \text{Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. } a_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

$$s_{cp}: \text{Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal. } s_{cp} : \underline{-3.45} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.	N_{Ed}	: $\underline{1927.92}$	kN
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s	: $\underline{99.53}$	cm ²
A_c : Área total da secção de betão.	A_c	: $\underline{6960.00}$	cm ²
f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .	f_{yd}	: $\underline{434.78}$	MPa
f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.	f_{cd}	: $\underline{26.67}$	MPa
b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5	b_w	: $\underline{150.00}$	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	: $\underline{1278.90}$	mm
n_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.	n_1	: $\underline{0.600}$	
a : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.	a	: $\underline{90.0}$	graus
q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	q	: $\underline{45.0}$	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)):

$$V_{Rd,max} : \underline{3192.78} \text{ kN}$$

Em que:

$$a_{cw}: \text{Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. } a_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

$$s_{cp}: \text{Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal. } s_{cp} : \underline{-1.88} \text{ MPa}$$

Em que:	
N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.	N_{Ed} : <u>1927.92</u> kN
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s : <u>74.39</u> cm ²
A_c : Área total da secção de betão.	A_c : <u>6960.00</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>26.67</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>1330.32</u> mm
η_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.	η_1 : <u>0.600</u>
a : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.	a : <u>90.0</u> graus
q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	q : <u>45.0</u> graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.378 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+1.35·Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.9·V1+0.75·N1".

Esforço transverso resistente por tracção na alma.

Esforço Transverso na direcção X:

Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} : \underline{803.56} \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transverso.	A_{sw} : <u>1.57</u> cm ²
s : Espaçamento entre armaduras transversais.	s : <u>100</u> mm
z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.	z : <u>127.89</u> cm
	f_{ywd} : <u>400.00</u> MPa

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.	f_{ywk} : <u>500.00</u> MPa
a : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.	a : <u>90.0</u> graus
q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	q : <u>45.0</u> graus

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)):

$$V_{Rd,s} : \underline{835.87} \text{ kN}$$

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transverso.	A_{sw} : <u>1.57</u> cm ²
---	--

s: Espaçamento entre armaduras transversais.	s	:	<u>100</u>	mm
z: Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.	z	:	<u>133.03</u>	cm
	f_{ywd}	:	<u>400.00</u>	MPa

Sendo:

f _{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.	f_{ywk}	:	<u>500.00</u>	MPa
a: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.	a	:	<u>90.0</u>	graus
q: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	q	:	<u>45.0</u>	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)):

100 mm £ **1028 mm** ✓

Em que:

s: Espaçamento entre armaduras transversais.	s	:	<u>100</u>	mm
	s_{l,max}	:	<u>1028</u>	mm

Sendo:

d: Altura útil da secção.	d	:	<u>1370.00</u>	mm
a: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.	a	:	<u>90.0</u>	graus

O espaçamento transversal s_{t,trans} entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

364 mm £ **600 mm** ✓

Em que:

s_{t,max} : 600 mm

Sendo:

d: Altura útil da secção.	d	:	<u>1370.00</u>	mm
---------------------------	----------	---	----------------	----

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transverso na direcção Y:

0.0052 ³ **0.0010** ✓

A taxa de armaduras de esforço transverso r_w não deverá ser inferior a r_{w,min} (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

r_w : 0.0052

Sendo:

A _{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transverso.	A_{sw}	:	<u>1.57</u>	cm ²
s: Espaçamento entre armaduras transversais.	s	:	<u>100</u>	mm
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

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga. a : 90.0 graus

$\Gamma_{w,min}$: 0.0010

Sendo:

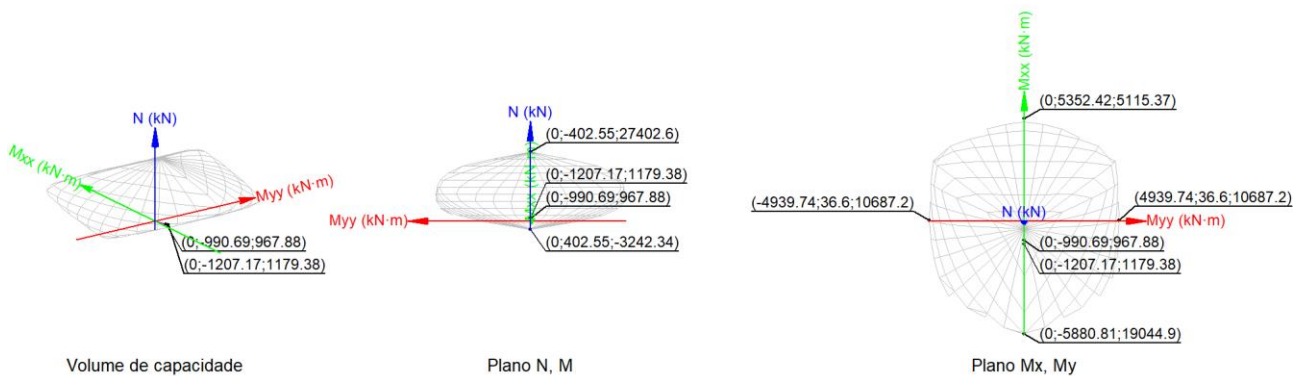
f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão. f_{ck} : 40.00 MPa
 f_{yk} : Resistência característica do aço. f_{yk} : 500.00 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'P1', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+1.35·Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1".

Deve satisfazer:

h : 0.821 ✓



Verificação de resistência da secção (h_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} : 967.88 kN
 $M_{Ed,x}$: -990.69 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} : 1179.38 kN
 $M_{Rd,x}$: -1207.17 kN·m
 $M_{Rd,y}$: 0.00 kN·m

Em que:

Sendo:

e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{\min} segundo o ponto 6.1(4).

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$e_{e,x}$: 0.00 mm
 $e_{e,y}$: -1023.56 mm

Em que:

No eixo x:

e_{\min} : 50.67 mm

h: Altura da secção no plano de flexão considerado. h : 1520.00 mm

e_0 : -1023.56 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. M_d : -990.69 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo. N_d : 967.88 kN

No eixo y:

e_{\min} : 70.00 mm

h: Altura da secção no plano de flexão considerado. h : 2100.00 mm

e_0 : 0.00 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. M_d : 0.00 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo. N_d : 967.88 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 l é menor que a esbelteza limite inferior l_{\lim} indicada em 4.3.1.2.

l : 0.00

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura l_0 : 0.000 m

i_c: Raio de rotação da secção de betão. i_c : 44.75 cm

A_c: Área total da secção de betão. A_c : 9060.00 cm²

I: Inércia. I : 18146540.70 cm⁴

l_{\inf} : 60.38

Em que:

A : 0.74

Sendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.17$$

Sendo:

$$w : 0.18$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : 99.53 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 9060.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : 26.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.04$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : 967.88 \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar l é menor que a esbelteza limite inferior l_{lim} indicada em 43.1.2.

$$l : 0.00$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 0.000 \text{ m}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : 46.49 \text{ cm}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 9060.00 \text{ cm}^2$$

I : Inércia.

$$I : 19579500.00 \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : 60.38$$

Em que:

$$A : 0.74$$

Sendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.17$$

Sendo:

$$w : 0.18$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : 99.53 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 9060.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{26.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.04}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

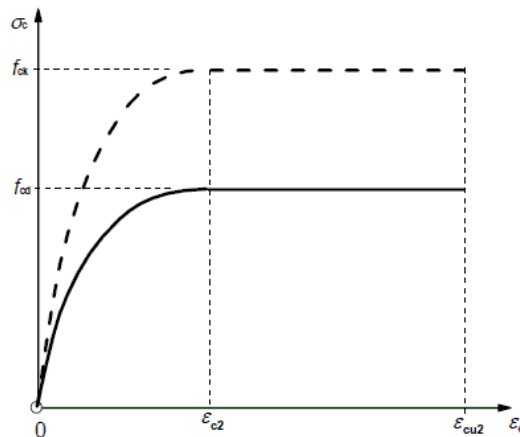
$$N_{Ed} : \underline{967.88} \text{ kN}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A 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.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{26.67} \text{ MPa}$$

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.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

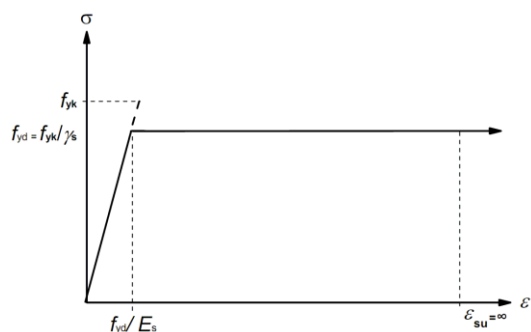
f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{40.00} \text{ MPa}$$

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$g_c : \underline{1.5}$$

- 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).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

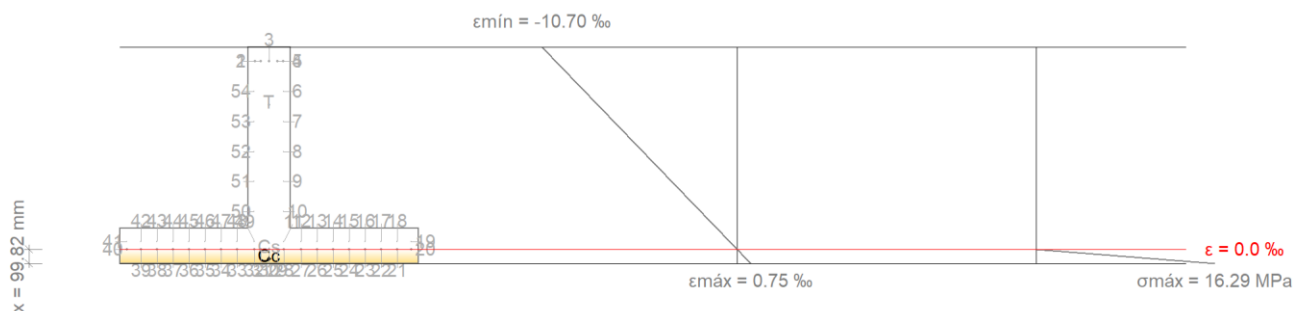
f_{yk} : 500.00 MPa

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)	S_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-100.00	975.40	-434.78	-0.009950
2	Ø20	-57.50	975.40	-434.78	-0.009950
3	Ø20	0.00	975.40	-434.78	-0.009950
4	Ø20	57.50	975.40	-434.78	-0.009950
5	Ø20	100.00	975.40	-434.78	-0.009950
6	Ø10	105.00	764.56	0.00	-0.008361
7	Ø10	105.00	553.73	0.00	-0.006772
8	Ø10	105.00	342.90	0.00	-0.005183
9	Ø10	105.00	132.06	0.00	-0.003594
10	Ø10	105.00	-78.77	0.00	-0.002005
11	Ø10	105.00	-289.60	0.00	-0.000416
12	Ø16	227.50	-292.60	-78.65	-0.000393
13	Ø16	340.00	-292.60	-78.65	-0.000393

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
14	Ø16	452.50	-292.60	-78.65	-0.000393
15	Ø16	565.00	-292.60	-78.65	-0.000393
16	Ø16	677.50	-292.60	-78.65	-0.000393
17	Ø16	790.00	-292.60	-78.65	-0.000393
18	Ø16	902.50	-292.60	-78.65	-0.000393
19	Ø16	1002.00	-292.60	-78.65	-0.000393
20	Ø16	1002.00	-346.60	+2.74	+0.000014
21	Ø16	902.50	-346.60	+2.74	+0.000014
22	Ø16	790.00	-346.60	+2.74	+0.000014
23	Ø16	677.50	-346.60	+2.74	+0.000014
24	Ø16	565.00	-346.60	+2.74	+0.000014
25	Ø16	452.50	-346.60	+2.74	+0.000014
26	Ø16	340.00	-346.60	+2.74	+0.000014
27	Ø16	227.50	-346.60	+2.74	+0.000014
28	Ø16	102.00	-346.60	+2.74	+0.000014
29	Ø16	57.50	-346.60	+2.74	+0.000014
30	Ø16	0.00	-346.60	+2.74	+0.000014
31	Ø16	-57.50	-346.60	+2.74	+0.000014
32	Ø16	-102.00	-346.60	+2.74	+0.000014
33	Ø16	-227.50	-346.60	+2.74	+0.000014
34	Ø16	-340.00	-346.60	+2.74	+0.000014
35	Ø16	-452.50	-346.60	+2.74	+0.000014
36	Ø16	-565.00	-346.60	+2.74	+0.000014
37	Ø16	-677.50	-346.60	+2.74	+0.000014
38	Ø16	-790.00	-346.60	+2.74	+0.000014
39	Ø16	-902.50	-346.60	+2.74	+0.000014
40	Ø16	-1002.00	-346.60	+2.74	+0.000014
41	Ø16	-1002.00	-292.60	-78.65	-0.000393
42	Ø16	-902.50	-292.60	-78.65	-0.000393
43	Ø16	-790.00	-292.60	-78.65	-0.000393
44	Ø16	-677.50	-292.60	-78.65	-0.000393
45	Ø16	-565.00	-292.60	-78.65	-0.000393
46	Ø16	-452.50	-292.60	-78.65	-0.000393
47	Ø16	-340.00	-292.60	-78.65	-0.000393
48	Ø16	-227.50	-292.60	-78.65	-0.000393
49	Ø10	-105.00	-289.60	0.00	-0.000416
50	Ø10	-105.00	-78.77	0.00	-0.002005
51	Ø10	-105.00	132.06	0.00	-0.003594
52	Ø10	-105.00	342.90	0.00	-0.005183
53	Ø10	-105.00	553.73	0.00	-0.006772
54	Ø10	-105.00	764.56	0.00	-0.008361

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1839.09	0.00	-410.14
Cs	11.59	0.00	-346.60
T	671.30	0.00	668.66

$$N_{Rd} : 1179.38 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : -1207.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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.

$$C_c : 1839.09 \text{ kN}$$

$$C_s : 11.59 \text{ kN}$$

$$T : 671.30 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -410.14 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -346.60 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 668.66 \text{ mm}$$

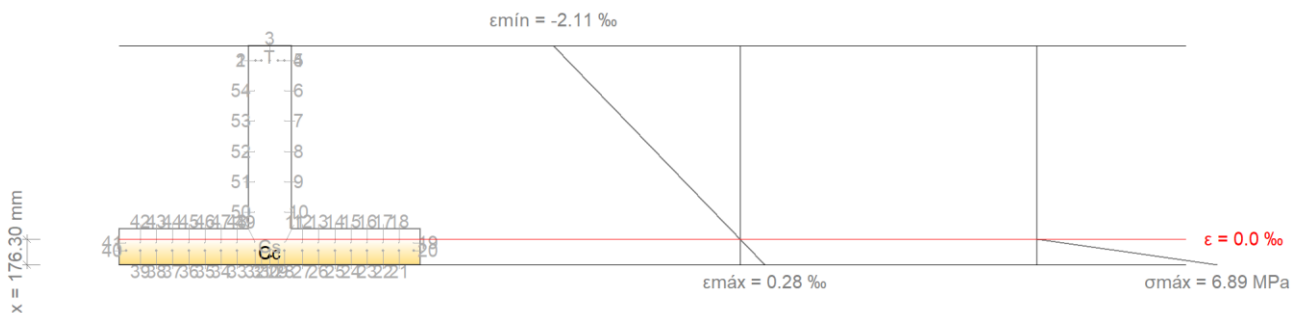
$$\epsilon_{cmax} : 0.0008$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0099$$

$$\sigma_{cmax} : 16.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 434.78 \text{ MPa}$$

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-100.00	975.40	-391.46	-0.001957
2	Ø20	-57.50	975.40	-391.46	-0.001957
3	Ø20	0.00	975.40	-391.46	-0.001957
4	Ø20	57.50	975.40	-391.46	-0.001957
5	Ø20	100.00	975.40	-391.46	-0.001957
6	Ø10	105.00	764.56	0.00	-0.001626
7	Ø10	105.00	553.73	0.00	-0.001294
8	Ø10	105.00	342.90	0.00	-0.000962
9	Ø10	105.00	132.06	0.00	-0.000630
10	Ø10	105.00	-78.77	0.00	-0.000298
11	Ø10	105.00	-289.60	0.00	+0.000034

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
12	Ø16	227.50	-292.60	+7.65	+0.000038
13	Ø16	340.00	-292.60	+7.65	+0.000038
14	Ø16	452.50	-292.60	+7.65	+0.000038
15	Ø16	565.00	-292.60	+7.65	+0.000038
16	Ø16	677.50	-292.60	+7.65	+0.000038
17	Ø16	790.00	-292.60	+7.65	+0.000038
18	Ø16	902.50	-292.60	+7.65	+0.000038
19	Ø16	1002.00	-292.60	+7.65	+0.000038
20	Ø16	1002.00	-346.60	+24.64	+0.000123
21	Ø16	902.50	-346.60	+24.64	+0.000123
22	Ø16	790.00	-346.60	+24.64	+0.000123
23	Ø16	677.50	-346.60	+24.64	+0.000123
24	Ø16	565.00	-346.60	+24.64	+0.000123
25	Ø16	452.50	-346.60	+24.64	+0.000123
26	Ø16	340.00	-346.60	+24.64	+0.000123
27	Ø16	227.50	-346.60	+24.64	+0.000123
28	Ø16	102.00	-346.60	+24.64	+0.000123
29	Ø16	57.50	-346.60	+24.64	+0.000123
30	Ø16	0.00	-346.60	+24.64	+0.000123
31	Ø16	-57.50	-346.60	+24.64	+0.000123
32	Ø16	-102.00	-346.60	+24.64	+0.000123
33	Ø16	-227.50	-346.60	+24.64	+0.000123
34	Ø16	-340.00	-346.60	+24.64	+0.000123
35	Ø16	-452.50	-346.60	+24.64	+0.000123
36	Ø16	-565.00	-346.60	+24.64	+0.000123
37	Ø16	-677.50	-346.60	+24.64	+0.000123
38	Ø16	-790.00	-346.60	+24.64	+0.000123
39	Ø16	-902.50	-346.60	+24.64	+0.000123
40	Ø16	-1002.00	-346.60	+24.64	+0.000123
41	Ø16	-1002.00	-292.60	+7.65	+0.000038
42	Ø16	-902.50	-292.60	+7.65	+0.000038
43	Ø16	-790.00	-292.60	+7.65	+0.000038
44	Ø16	-677.50	-292.60	+7.65	+0.000038
45	Ø16	-565.00	-292.60	+7.65	+0.000038
46	Ø16	-452.50	-292.60	+7.65	+0.000038
47	Ø16	-340.00	-292.60	+7.65	+0.000038
48	Ø16	-227.50	-292.60	+7.65	+0.000038
49	Ø10	-105.00	-289.60	0.00	+0.000034
50	Ø10	-105.00	-78.77	0.00	-0.000298
51	Ø10	-105.00	132.06	0.00	-0.000630
52	Ø10	-105.00	342.90	0.00	-0.000962
53	Ø10	-105.00	553.73	0.00	-0.001294
54	Ø10	-105.00	764.56	0.00	-0.001626

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1306.25	0.00	-385.13
Cs	119.84	0.00	-339.49
T	458.21	0.00	975.40

$$N_{Ed} : \underline{967.88} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-990.69} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : \underline{1306.25} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{119.84} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracções no aço.

$$T : \underline{458.21} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-385.13} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-339.49} \text{ mm}$$

e_{T} : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{975.40} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : \underline{0.0003}$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$\sigma_{cmax} : \underline{6.89} \text{ MPa}$$

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$\sigma_{smax} : \underline{391.46} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência por torção. Compressão oblíqua. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Tracção na alma. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Tracção nas armaduras longitudinais. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 6.3.2(3))

A verificação do estado limite de resistência por torção não é necessária, já que não há momento torsor.

Estado limite de resistência por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 11.5.3.8)

A verificação não é necessária, já que não há interação entre torção e esforços normais.

Estado limite de resistência por torção. Interação entre torção e esforço transversal no eixo X. Compressão oblíqua (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Interação entre torção e esforço transversal no eixo Y. Compressão oblíqua (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Interação entre torção e esforço transversal no eixo X. Tracção na alma. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Interação entre torção e esforço transversal no eixo Y. Tracção na alma. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Espaçamento entre os varões da armadura longitudinal. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 9.2.3(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. Espaçamento entre os varões da armadura transversal. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 9.2.3(3))

A verificação do estado limite de resistência por torção não é necessária, já que não há momento torsor.

P1 - P2 (0.989 m - P2, Positivos)

Disposições relativas às armaduras (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 5.3, 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):

2100 mm £ **5680 mm** ✓

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 2100.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 1420.00 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)):

23 mm ³ **20 mm** ✓

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

\varnothing_{max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

\varnothing_{max} : 20 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 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)):

90 mm ³ **20 mm** ✓

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 10 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

\varnothing_{\max} : Maior diâmetro dos varões transversais.

\varnothing_{\max} : 10 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

A armadura longitudinal de compressão que tenha sido considerada no cálculo da resistência deverá ser envolvida por armaduras transversais com um espaçamento não superior a $15 \varnothing$ (Artigo 9.2.1.2(3)):

100 mm £ 150 mm ✓

Em que:

s_t : Espaçamento entre varões da armadura transversal.

s_t : 100 mm

$\varnothing_{s',\min}$: Diâmetro mínimo da armadura comprimida.

$\varnothing_{s',\min}$: 10 mm

O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais (Artigo 9.5.3(1)):

10 mm ³ 6 mm ✓

Em que:

\varnothing_{\max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

\varnothing_{\max} : 20 mm

Armadura mínima e máxima (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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)):

15.71 cm² ³ 5.34 cm² ✓

Em que:

$A_{s,\min}$: 5.34 cm²

Sendo:

b_t : Largura média da zona de tensão.

b_t : 300.00 mm

d : Altura útil da secção.

d : 1370.00 mm

Flexão negativa em torno do eixo y:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

55.92 cm² ³ 2.88 cm² ✓

Em que:

$A_{s,\min}$: 2.88 cm²

Sendo:

b_t : Largura média da zona de tensão.

b_t : 150.00 mm

d : Altura útil da secção.

d : 1475.49 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)):

91.67 cm² £ 278.40 cm² ✓

Em que:

$A_{s,\max}$: 278.40 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 6960.00 cm²

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)):

$$15.71 \text{ cm}^2 \geq 7.50 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área total da armadura de tracção.

$$A_s : 15.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : 7.50 \text{ cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Limite elástico da armadura passiva.

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

f_{ctm} : Resistência média à tracção.

$$f_{ctm} : 3.51 \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : 40.00 \text{ MPa}$$

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : 300.00 \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : 1370.00 \text{ mm}$$

Flexão negativa em torno do eixo y:

A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.2.1.1(1)):

$$55.92 \text{ cm}^2 \geq 4.04 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área total da armadura de tracção.

$$A_s : 55.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : 4.04 \text{ cm}^2$$

Sendo:

f_{yk} : Limite elástico da armadura passiva.

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

f_{ctm} : Resistência média à tracção.

$$f_{ctm} : 3.51 \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{ck} : [MPa] Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : 40.00 \text{ MPa}$$

b_t : Largura média da zona de tensão.

$$b_t : 150.00 \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção.

$$d : 1475.49 \text{ mm}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$h : 0.086 \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,x}$: Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : 23.11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : 269.24 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,Vx} : 1534.68 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : 3192.78 \text{ kN}$$

$$h : 0.323 \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : 23.11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : 269.24 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transversal resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : 803.56 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : 835.87 \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.378 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+1.35·Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.9·V1+0.75·N1".

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)):

$$V_{Rd,max} : 1534.68 \text{ kN}$$

Em que:

a_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. $a_{cw} : 1.000$

Sendo:

σ_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$\sigma_{cp} : -3.45 \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : 1927.92 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 99.53 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 6960.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistência de cálculo da armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : 26.67 \text{ MPa}$$

b_w : Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido. Artigo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 150.00 \text{ mm}$$

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

$$z : 1278.90 \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$n_1 : 0.600$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : 90.0 \text{ graus}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : 45.0 \text{ graus}$$

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)):

$$V_{Rd,max} : 3192.78 \text{ kN}$$

Em que:

a_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. $a_{cw} : 1.000$

Sendo:

s_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal. s_{cp} : -1.88 MPa

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.	N_{Ed}	:	<u>1927.92</u>	kN
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s	:	<u>74.39</u>	cm ²
A_c : Área total da secção de betão.	A_c	:	<u>6960.00</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>26.67</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>1330.32</u>	mm
n_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.	n_1	:	<u>0.600</u>	
a : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.	a	:	<u>90.0</u>	graus
q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	q	:	<u>45.0</u>	graus

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '1.378 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+1.35·Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.9·V1+0.75·N1".

Esforço transversal resistente por tracção na alma.

Esforço Transversal na direcção X:

Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência, obtém-se de (Artigo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,s}$: 803.56 kN

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.	A_{sw}	:	<u>1.57</u>	cm ²
s : Espaçamento entre armaduras transversais.	s	:	<u>100</u>	mm
z : Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.	z	:	<u>127.89</u>	cm
	f_{ywd}	:	<u>400.00</u>	MPa

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal.	f_{ywk}	:	<u>500.00</u>	MPa
a : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.	a	:	<u>90.0</u>	graus
q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	q	:	<u>45.0</u>	graus

Esforço Transversal 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)):

$V_{Rd,s}$: 835.87 kN

Em que:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transversal.	A_{sw}	:	<u>1.57</u>	cm ²
--	----------	---	-------------	-----------------

s: Espaçamento entre armaduras transversais.	s	:	<u>100</u>	mm
z: Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.	z	:	<u>133.03</u>	cm
	f_{ywd}	:	<u>400.00</u>	MPa

Sendo:

f_{ywk} : Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.	f_{ywk}	:	<u>500.00</u>	MPa
a: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.	a	:	<u>90.0</u>	graus
q: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.	q	:	<u>45.0</u>	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)):

100 mm £ **1028 mm** ✓

Em que:

s: Espaçamento entre armaduras transversais.	s	:	<u>100</u>	mm
	$s_{l,max}$:	<u>1028</u>	mm

Sendo:

d: Altura útil da secção.	d	:	<u>1370.00</u>	mm
a: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.	a	:	<u>90.0</u>	graus

O espaçamento transversal $s_{t,trans}$ entre ramos de armaduras transversais deve cumprir a condição seguinte: Artigo 9.2.2(8)

364 mm £ **600 mm** ✓

Em que:

$s_{t,max}$: 600 mm

Sendo:

d: Altura útil da secção.	d	:	<u>1370.00</u>	mm
---------------------------	---	---	----------------	----

Quantidade mecânica mínima da armadura transversal.

Esforço Transverso na direcção Y:

0.0052 ³ **0.0010** ✓

A taxa de armaduras de esforço transverso r_w não deverá ser inferior a $r_{w,min}$ (Artigo 9.2.2(5)).

Em que:

r_w : 0.0052

Sendo:

A_{sw} : Área das armaduras de reforço ao esforço transverso.	A_{sw}	:	<u>1.57</u>	cm ²
s: Espaçamento entre armaduras transversais.	s	:	<u>100</u>	mm
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
a: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.	a	:	<u>90.0</u>	graus

$$\Gamma_{w,min} : 0.0010$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : 40.00 \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistência característica do aço.

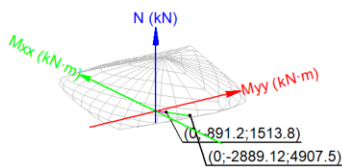
$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

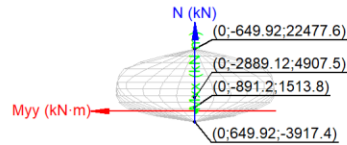
Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em '0.989 m', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1".

Deve satisfazer:

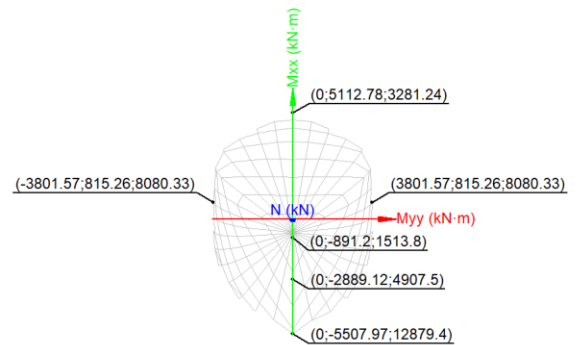
$$h : 0.308 \checkmark$$



Volume de capacidade



Plano N, M



Plano Mx, My

Verificação de resistência da secção (h_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.

$$N_{Ed} : 1513.80 \text{ kN}$$

M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_{Ed,x} : -891.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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.

$$N_{Rd} : 4907.50 \text{ kN}$$

M_{Rd} : Momento resistente

$$M_{Rd,x} : -2889.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

Sendo:

$$e_{e,x} : 0.00 \text{ mm}$$

e: Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se tendo em conta a excentricidade mínima e_{\min} segundo o ponto 6.1(4). $e_{e,y}$: -588.72 mm

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Em que:

No eixo x:

e_{\min} : 47.33 mm

h: Altura da secção no plano de flexão considerado. h : 1420.00 mm

e_0 : -588.72 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. M_d : -891.20 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo. N_d : 1513.80 kN

No eixo y:

e_{\min} : 70.00 mm

h: Altura da secção no plano de flexão considerado. h : 2100.00 mm

e_0 : 0.00 mm

Em que:

M_d: Momento de cálculo de primeira ordem. M_d : 0.00 kN·m

N_d: Esforço normal de cálculo. N_d : 1513.80 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 l é menor que a esbelteza limite inferior l_{\lim} indicada em 4.3.1.2.

l : 23.09

Em que:

l₀: Comprimento de encurvadura l_0 : 10.310 m

i_c: Raio de rotação da secção de betão. i_c : 44.64 cm

A_c: Área total da secção de betão. A_c : 6960.00 cm²

I: Inércia. I : 13872485.73 cm⁴

l_{\lim} : 43.97

Em que:

A : 0.74

Sendo:

j_{ef}: Coeficiente de fluência efectiva. j_{ef} : 1.8

$$B : 1.21$$

Sendo:

$$w : 0.23$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : 99.53 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 6960.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : 26.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.08$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : 1513.80 \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar l é menor que a esbelteza limite inferior l_{lim} indicada em 43.1.2.

$$l : 24.97$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : 10.310 \text{ m}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : 41.28 \text{ cm}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 6960.00 \text{ cm}^2$$

I : Inércia.

$$I : 11862000.00 \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : 43.97$$

Em que:

$$A : 0.74$$

Sendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.21$$

Sendo:

$$w : 0.23$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : 99.53 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : 6960.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : 26.67 \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.08}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

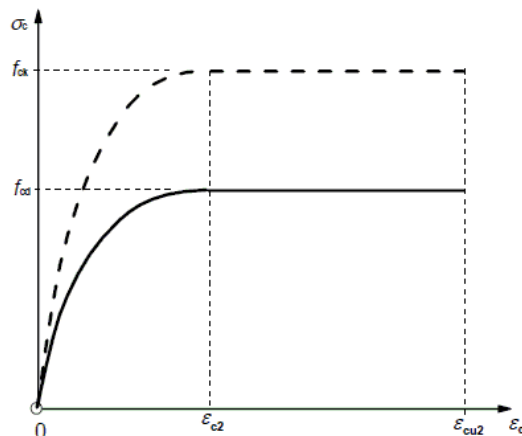
$$N_{Ed} : \underline{1513.80} \text{ kN}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A 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.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{26.67} \text{ MPa}$$

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.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

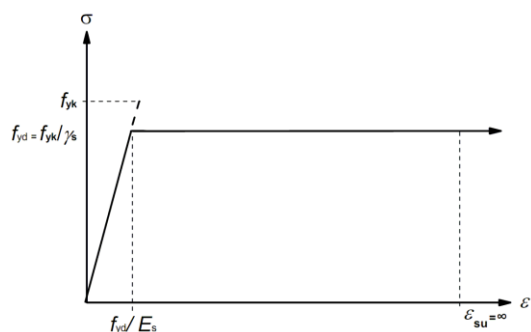
f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{40.00} \text{ MPa}$$

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$g_c : \underline{1.5}$$

- 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} : 0.0100

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

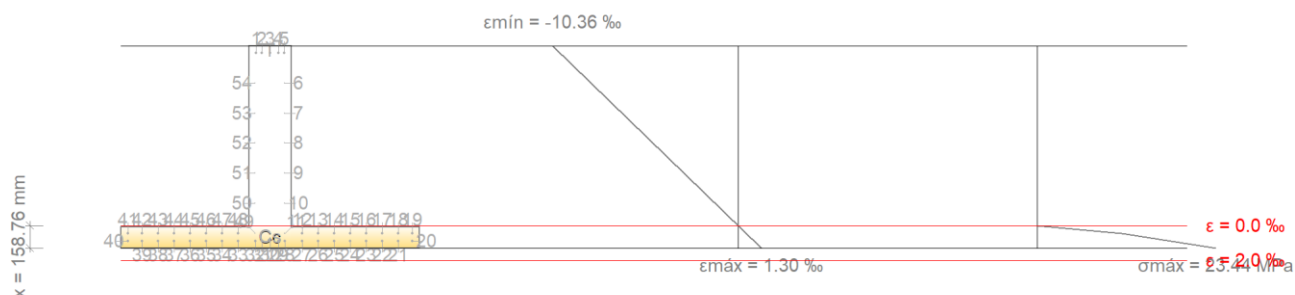
f_{yk} : 500.00 MPa

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)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-100.00	906.34	-434.78	-0.009950
2	Ø20	-57.50	906.34	-434.78	-0.009950
3	Ø20	0.00	906.34	-434.78	-0.009950
4	Ø20	57.50	906.34	-434.78	-0.009950
5	Ø20	100.00	906.34	-434.78	-0.009950
6	Ø10	105.00	695.50	0.00	-0.008218
7	Ø10	105.00	484.67	0.00	-0.006486
8	Ø10	105.00	273.84	0.00	-0.004754
9	Ø10	105.00	63.00	0.00	-0.003022
10	Ø10	105.00	-147.83	0.00	-0.001290
11	Ø10	105.00	-358.66	0.00	+0.000442
12	Ø16	227.50	-361.66	+93.25	+0.000466
13	Ø16	340.00	-361.66	+93.25	+0.000466

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
14	Ø16	452.50	-361.66	+93.25	+0.000466
15	Ø16	565.00	-361.66	+93.25	+0.000466
16	Ø16	677.50	-361.66	+93.25	+0.000466
17	Ø16	790.00	-361.66	+93.25	+0.000466
18	Ø16	902.50	-361.66	+93.25	+0.000466
19	Ø16	1002.00	-361.66	+93.25	+0.000466
20	Ø16	1002.00	-415.66	+181.97	+0.000910
21	Ø16	902.50	-415.66	+181.97	+0.000910
22	Ø16	790.00	-415.66	+181.97	+0.000910
23	Ø16	677.50	-415.66	+181.97	+0.000910
24	Ø16	565.00	-415.66	+181.97	+0.000910
25	Ø16	452.50	-415.66	+181.97	+0.000910
26	Ø16	340.00	-415.66	+181.97	+0.000910
27	Ø16	227.50	-415.66	+181.97	+0.000910
28	Ø16	102.00	-415.66	+181.97	+0.000910
29	Ø16	57.50	-415.66	+181.97	+0.000910
30	Ø16	0.00	-415.66	+181.97	+0.000910
31	Ø16	-57.50	-415.66	+181.97	+0.000910
32	Ø16	-102.00	-415.66	+181.97	+0.000910
33	Ø16	-227.50	-415.66	+181.97	+0.000910
34	Ø16	-340.00	-415.66	+181.97	+0.000910
35	Ø16	-452.50	-415.66	+181.97	+0.000910
36	Ø16	-565.00	-415.66	+181.97	+0.000910
37	Ø16	-677.50	-415.66	+181.97	+0.000910
38	Ø16	-790.00	-415.66	+181.97	+0.000910
39	Ø16	-902.50	-415.66	+181.97	+0.000910
40	Ø16	-1002.00	-415.66	+181.97	+0.000910
41	Ø16	-1002.00	-361.66	+93.25	+0.000466
42	Ø16	-902.50	-361.66	+93.25	+0.000466
43	Ø16	-790.00	-361.66	+93.25	+0.000466
44	Ø16	-677.50	-361.66	+93.25	+0.000466
45	Ø16	-565.00	-361.66	+93.25	+0.000466
46	Ø16	-452.50	-361.66	+93.25	+0.000466
47	Ø16	-340.00	-361.66	+93.25	+0.000466
48	Ø16	-227.50	-361.66	+93.25	+0.000466
49	Ø10	-105.00	-358.66	0.00	+0.000442
50	Ø10	-105.00	-147.83	0.00	-0.001290
51	Ø10	-105.00	63.00	0.00	-0.003022
52	Ø10	-105.00	273.84	0.00	-0.004754
53	Ø10	-105.00	484.67	0.00	-0.006486
54	Ø10	-105.00	695.50	0.00	-0.008218

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4522.17	0.00	-407.39
Cs	1068.29	0.00	-400.50
T	682.96	0.00	906.34

N_{Rd} : 4907.50 kN

$M_{Rd,x}$: -2889.12 kN·m

$M_{Rd,y}$: 0.00 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 : 4522.17 kN

C_s : 1068.29 kN

T : 682.96 kN

$e_{cc,x}$: 0.00 mm

$e_{cc,y}$: -407.39 mm

$e_{cs,x}$: 0.00 mm

$e_{cs,y}$: -400.50 mm

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: 906.34 mm

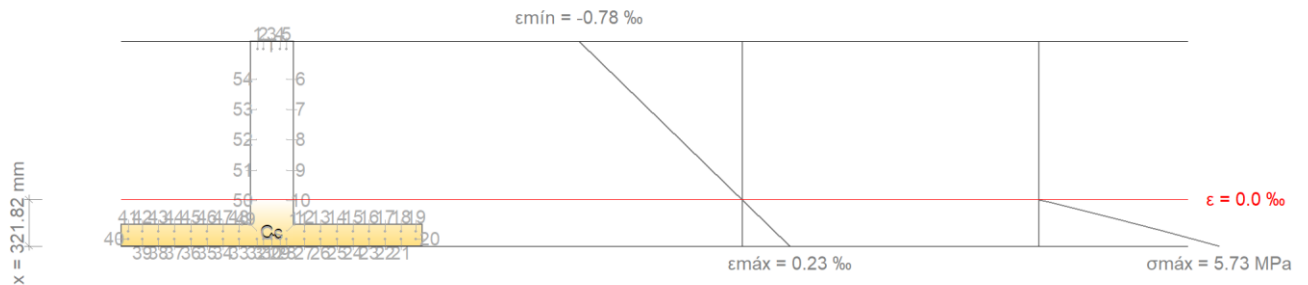
ϵ_{cmax} : 0.0013

ϵ_{smax} : 0.0099

σ_{cmax} : 23.44 MPa

σ_{smax} : 434.78 MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-100.00	906.34	-148.37	-0.000742
2	Ø20	-57.50	906.34	-148.37	-0.000742
3	Ø20	0.00	906.34	-148.37	-0.000742
4	Ø20	57.50	906.34	-148.37	-0.000742
5	Ø20	100.00	906.34	-148.37	-0.000742
6	Ø10	105.00	695.50	0.00	-0.000593
7	Ø10	105.00	484.67	0.00	-0.000443
8	Ø10	105.00	273.84	0.00	-0.000294
9	Ø10	105.00	63.00	0.00	-0.000145
10	Ø10	105.00	-147.83	0.00	+0.000004
11	Ø10	105.00	-358.66	0.00	+0.000153

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
12	Ø16	227.50	-361.66	+31.11	+0.000156
13	Ø16	340.00	-361.66	+31.11	+0.000156
14	Ø16	452.50	-361.66	+31.11	+0.000156
15	Ø16	565.00	-361.66	+31.11	+0.000156
16	Ø16	677.50	-361.66	+31.11	+0.000156
17	Ø16	790.00	-361.66	+31.11	+0.000156
18	Ø16	902.50	-361.66	+31.11	+0.000156
19	Ø16	1002.00	-361.66	+31.11	+0.000156
20	Ø16	1002.00	-415.66	+38.76	+0.000194
21	Ø16	902.50	-415.66	+38.76	+0.000194
22	Ø16	790.00	-415.66	+38.76	+0.000194
23	Ø16	677.50	-415.66	+38.76	+0.000194
24	Ø16	565.00	-415.66	+38.76	+0.000194
25	Ø16	452.50	-415.66	+38.76	+0.000194
26	Ø16	340.00	-415.66	+38.76	+0.000194
27	Ø16	227.50	-415.66	+38.76	+0.000194
28	Ø16	102.00	-415.66	+38.76	+0.000194
29	Ø16	57.50	-415.66	+38.76	+0.000194
30	Ø16	0.00	-415.66	+38.76	+0.000194
31	Ø16	-57.50	-415.66	+38.76	+0.000194
32	Ø16	-102.00	-415.66	+38.76	+0.000194
33	Ø16	-227.50	-415.66	+38.76	+0.000194
34	Ø16	-340.00	-415.66	+38.76	+0.000194
35	Ø16	-452.50	-415.66	+38.76	+0.000194
36	Ø16	-565.00	-415.66	+38.76	+0.000194
37	Ø16	-677.50	-415.66	+38.76	+0.000194
38	Ø16	-790.00	-415.66	+38.76	+0.000194
39	Ø16	-902.50	-415.66	+38.76	+0.000194
40	Ø16	-1002.00	-415.66	+38.76	+0.000194
41	Ø16	-1002.00	-361.66	+31.11	+0.000156
42	Ø16	-902.50	-361.66	+31.11	+0.000156
43	Ø16	-790.00	-361.66	+31.11	+0.000156
44	Ø16	-677.50	-361.66	+31.11	+0.000156
45	Ø16	-565.00	-361.66	+31.11	+0.000156
46	Ø16	-452.50	-361.66	+31.11	+0.000156
47	Ø16	-340.00	-361.66	+31.11	+0.000156
48	Ø16	-227.50	-361.66	+31.11	+0.000156
49	Ø10	-105.00	-358.66	0.00	+0.000153
50	Ø10	-105.00	-147.83	0.00	+0.000004
51	Ø10	-105.00	63.00	0.00	-0.000145
52	Ø10	-105.00	273.84	0.00	-0.000294
53	Ø10	-105.00	484.67	0.00	-0.000443
54	Ø10	-105.00	695.50	0.00	-0.000593

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1483.11	0.00	-388.20
Cs	263.73	0.00	-395.17
T	233.05	0.00	906.34

$$N_{Ed} : 1513.80 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : -891.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

$$C_c : 1483.11 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : 263.73 \text{ kN}$$

T : Resultante de tracções no aço.

$$T : 233.05 \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -388.20 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -395.17 \text{ mm}$$

e_{T} : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 906.34 \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

$$e_{cmax} : 0.0002$$

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

$$e_{smax} : 0.0007$$

σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

$$\sigma_{cmax} : 5.73 \text{ MPa}$$

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$\sigma_{smax} : 148.37 \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência por torção. Compressão oblíqua. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Tracção na alma. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Tracção nas armaduras longitudinais. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 6.3.2(3))

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 esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 11.5.3.8)

A verificação não é necessária, já que não há interacção entre torção e esforços normais.

Estado limite de resistência por torção. Interacção entre torção e esforço transversal no eixo X. Compressão oblíqua (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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 (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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 X. Tracção na alma. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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. Espaçamento entre os varões da armadura longitudinal. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 9.2.3(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. Espaçamento entre os varões da armadura transversal. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 9.2.3(3))

A verificação do estado limite de resistência por torção não é necessária, já que não há momento torsor.

4. VERIFICAÇÃO DA FENDILHAÇÃO

P1 - P2

Cálculo da largura de fenda: Face superior (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Cálculo da largura de fenda: Face lateral direita da alma (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Cálculo da largura de fenda: Face superior do banzo direito (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Cálculo da largura de fenda: Face lateral do banzo direito (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Cálculo da largura de fenda: Face inferior (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Cálculo da largura de fenda: Face lateral do banzo esquerdo (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Cálculo da largura de fenda: Face superior do banzo esquerdo (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Cálculo da largura de fenda: Face lateral esquerda da alma (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.4)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Área mínima de armadura (Critério de CYPE, baseado em: EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.2)

A verificação não é necessária, já que a tensão de tracção máxima no betão não supera a resistência à tracção do mesmo.

Fendilhação devida a tensões tangenciais de esforço transversal (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 7.3.3 (5))

Ao 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.

5. VERIFICAÇÕES DE FLECHA

A prazo infinito (Quase permanente)	Activa (Quase permanente)	Estado
$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	
$f_{T,max}: 0.16 \text{ mm}$ $f_{T,lim}: 18.30 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 0.07 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 8.42 \text{ mm}$	VERIFICA

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

A flecha máxima produz-se na secção "1.63 m" para a combinação de acções: Peso próprio+RP
1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+Pré-esforço

0.16 mm \leq 18.30 mm ✓

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

$f_{T,lim}$: 18.30 mm

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

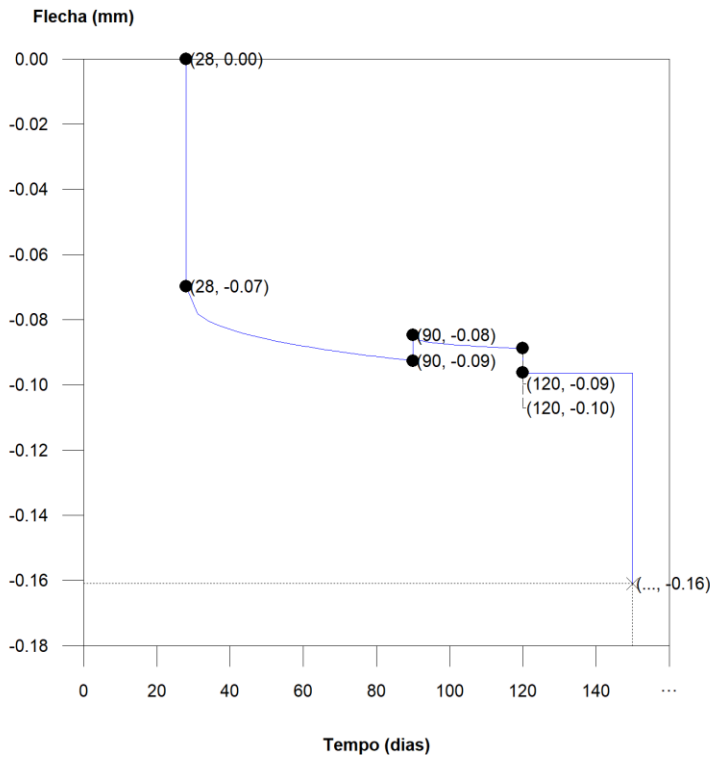
L: comprimento de referência

L : 4.57 m

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

$f_{T,max}$: 0.16 mm

Flecha total a prazo infinito



Escalão de carga	t_i (dias)	t_r (dias)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_i, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	-0.07	-0.07	-0.02	-0.09	-0.09
2-3	90	120	-0.09	0.01	-0.08	0.00	-0.09	-0.09
3-∞	120	∞	-0.09	-0.01	-0.10	-0.06	-0.16	-0.16

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

$Df_i(t_i)$: 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

$f_{dif}(t_i, t_r)$: 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 (dias)	$q(t_i)$	Combinação de ações	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28	Peso próprio,Pré-esforço	Peso próprio+Pré-esforço	35220.00	13872485.73	-0.07	-0.07	-0.07
2	90	RP 1 - Parede interior	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+Pré-esforço	36407.73	13872485.73	-0.06	0.01	-0.07
3	120	RP 1 - Pavimento	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+Pré-esforço	36612.35	11189549.57	-0.07	-0.01	-0.07

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

Df_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 : 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,Pré-esforço	13872485.73	13872485.73
2	90 dias	Peso próprio,RP 1 - Parede interior,Pré-esforço	13872485.73	13872485.73
3	120 dias	Peso próprio,RP 1 - Parede interior,RP 1 - Pavimento,Pré-esforço	13872485.73	13872485.73
4	12 meses	Peso próprio,RP 1 - Parede interior,RP 1 - Pavimento,SOBRE. 1,T 1,T 2,V 1,N 1,Pré-esforço	11189549.57	11189549.57

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.

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o escalão de carga "i"

Mostra-se, seguidamente, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v}$, que se produz para o escalão de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio+RP 1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+T 1+T 2+0.5N 1+Pré-esforço"

$I_{e,v}$: 11189549.57 cm⁴

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:

$$I_{e,v} = a_A \cdot I_{e, \text{caso A}} + a_B \cdot I_{e, \text{caso B}} + a_{C1} \cdot I_{e, \text{caso C1}} + a_{C2} \cdot I_{e, \text{caso C2}} + a_{D1} \cdot I_{e, \text{caso D1}} + a_{D2} \cdot I_{e, \text{caso D2}}$$

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
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

a_i : coeficiente de combinação para o caso 'i'

a_A	a_B	a_{C1}	a_{C2}	a_{D1}	a_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inércia equivalente da secção de centro de vão

$$I_{ec} : 13872485.73 \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (1)

$$I_{ee1} : 3140741.08 \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (2)

$$I_{ee2} : 13872485.73 \text{ cm}^4$$

Calcula-se através da fórmula de Bischoff:

Secção	I_b (cm ⁴)	I_r (cm ⁴)	M_r (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	13872485.73	1438773.99	-544.293	-699.997	3140741.08
Centro de vão	13872485.73	4278589.85	1151.539	107.117	13872485.73
Extremo (2)	13872485.73	4278589.85	1151.539	451.597	13872485.73

Sendo:

I_b : momento de inércia da secção bruta

I_r : momento de inércia da secção fendilhada

M_r : 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. ($f_{dif}(t_i, t_r)$)

$f_{dif}(t_i, t_r)$: 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:

Intervalo de carga	t_i (dias)	t_r (dias)	Combinação de acções	Df_i (mm)	ΔDf_i (mm)	$x(t_i)$	$x(t_r)$	$j(t_i, t_r)$	$f_{dif}(t_i, t_r)$ (mm)
1-2	28	90	Peso próprio+Pré-esforço	-0.07	-0.07	0.67	1.00	0.33	-0.02
2-3	90	120	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+Pré-esforço	0.01	-0.06	1.00	1.07	0.07	0.00

Intervalo de carga	t_i (dias)	t_r (dias)	Combinação de acções	Df_i (mm)	ΔDf_i (mm)	$x(t_i)$	$x(t_r)$	$j(t_i, t_r)$	$f_{dir}(t_i, t_r)$ (mm)
3-¥	120	¥	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+Pré-esforço	-0.01	-0.07	1.07	2.00	0.93	-0.06

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_r : instante final de cada intervalo de carga considerado

Df_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

$x(t_r)$: coeficiente de duração de carga para o instante final do intervalo de carga

$j(t_i, t_r)$: factor de cálculo da flecha diferida para o intervalo de carga (t_i, t_r)

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

A flecha máxima produz-se na secção "1.63 m" para a combinação de acções: Peso próprio+RP 1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+Pré-esforço

0.07 mm £ **8.42 mm** ✓

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

$f_{A,lim}$: 8.42 mm

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

L : comprimento de referência

L : 4.21 m

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

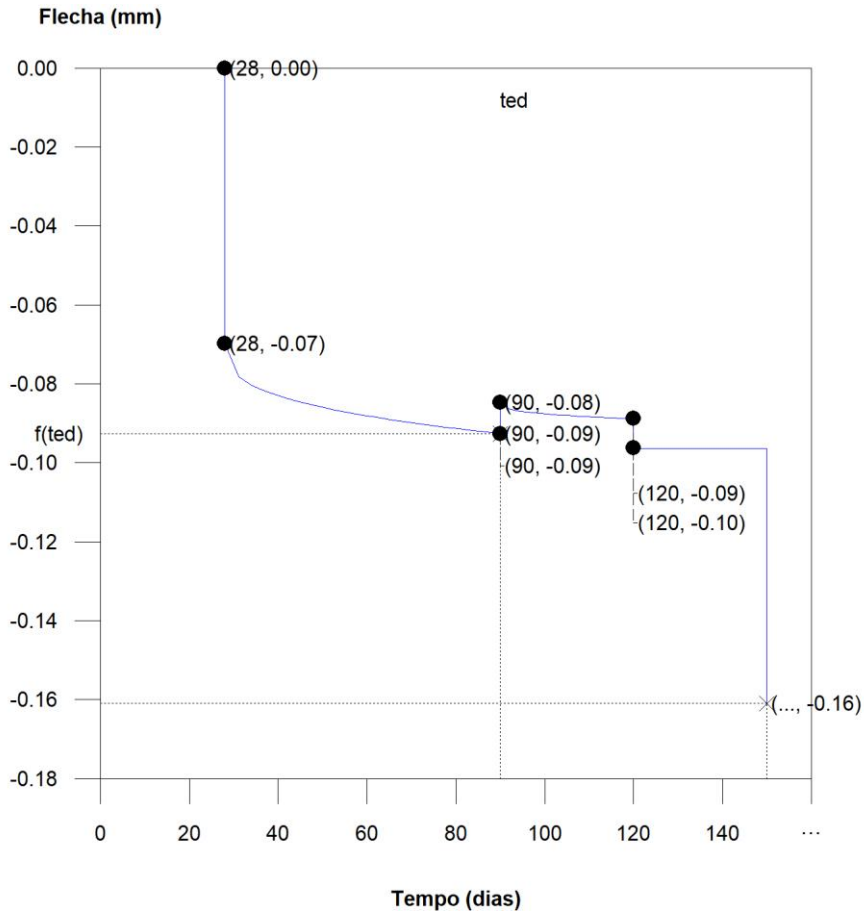
$f_{A,max}$: 0.07 mm

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 ($f(t_{ed})$)

$f_{T,max}(t_{ed}, ¥)$: flecha total máxima produzida a partir do instante "3 meses"

$f_{T,max}(t_{ed}, ¥)$: -0.16 mm

Flecha total a prazo infinito



Escalão de carga	t_i (dias)	t_f (dias)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dir}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	-0.07	-0.07	-0.02	-0.09	-0.09
2-3	90	120	-0.09	0.01	-0.08	0.00	-0.09	-0.09
3-∞	120	∞	-0.09	-0.01	-0.10	-0.06	-0.16	-0.16

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

$Df_i(t_i)$: 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

$f_{dir}(t_0, t_f)$: 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 (dias)	$q(t_i)$	Combinação de acções	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28	Peso próprio, Pré-esforço	Peso próprio+Pré-esforço	35220.00	13872485.73	-0.07	-0.07	-0.07
2	90	RP 1 - Parede interior	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+Pré-esforço	36407.73	13872485.73	-0.06	0.01	-0.07

Escalão de carga	t_i (dias)	$q(t_i)$	Combinação de acções	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120	RP 1 - Pavimento	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+Pré-esforço	36612.35	11189549.57	-0.07	-0.01	-0.07

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

Df_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 : 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,Pré-esforço	13872485.73	13872485.73
2	90 dias	Peso próprio,RP 1 - Parede interior,Pré-esforço	13872485.73	13872485.73
3	120 dias	Peso próprio,RP 1 - Parede interior,RP 1 - Pavimento,Pré-esforço	13872485.73	13872485.73
4	12 meses	Peso próprio,RP 1 - Parede interior,RP 1 - Pavimento,SOBRE. 1,T 1,T 2,V 1,N 1,Pré-esforço	11189549.57	11189549.57

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.

$I_{e,v,i}$: inércia equivalente da viga calculada para o escalão de carga "i"

Mostra-se, seguidamente, o desenvolvimento do valor desfavorável de $I_{e,v}$, que se produz para o escalão de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inércia equivalente da viga para a combinação "Peso próprio+RP 1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+T 1+T 2+0.5N 1+Pré-esforço"

$I_{e,v} : 11189549.57 \text{ cm}^4$

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:

$$I_{e,v} = a_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + a_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + a_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + a_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + a_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + a_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

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
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

a_i : coeficiente de combinação para o caso 'i'

a_A	a_B	a_{C1}	a_{C2}	a_{D1}	a_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inércia equivalente da secção de centro de vão

$$I_{ec} : 13872485.73 \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (1)

$$I_{ee1} : 3140741.08 \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inércia equivalente da secção de extremo (2)

$$I_{ee2} : 13872485.73 \text{ cm}^4$$

Calcula-se através da fórmula de Bischoff:

Secção	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	13872485.73	1438773.99	-544.293	-699.997	3140741.08
Centro de vão	13872485.73	4278589.85	1151.539	107.117	13872485.73
Extremo (2)	13872485.73	4278589.85	1151.539	451.597	13872485.73

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. ($f_{dir}(t_i, t_r)$)

$f_{dir}(t_i, t_r)$: 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:

Intervalo de carga	t_i (dias)	t_r (dias)	Combinação de acções	Df_i (mm)	$\hat{\Delta}Df_i$ (mm)	$x(t_i)$	$x(t_r)$	$j(t_i, t_r)$	$f_{dir}(t_i, t_r)$ (mm)
1-2	28	90	Peso próprio+Pré-esforço	-0.07	-0.07	0.67	1.00	0.33	-0.02
2-3	90	120	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+Pré-esforço	0.01	-0.06	1.00	1.07	0.07	0.00

Intervalo de carga	t_i (dias)	t_r (dias)	Combinação de acções	Df_i (mm)	ΔDf_i (mm)	$x(t_i)$	$x(t_r)$	$j(t_i, t_r)$	$f_{dir}(t_i, t_r)$ (mm)
3- Ψ	120	Ψ	Peso próprio+RP 1 - Parede interior+RP 1 - Pavimento+Pré-esforço	-0.01	-0.07	1.07	2.00	0.93	-0.06

Em que:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga "i"

t_r : instante final de cada intervalo de carga considerado

Df_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

$x(t_r)$: coeficiente de duração de carga para o instante final do intervalo de carga

$j(t_i, t_r)$: factor de cálculo da flecha diferida para o intervalo de carga (t_i, t_r)

$f(t_{ed})$: flecha total produzida até o instante "3 meses"

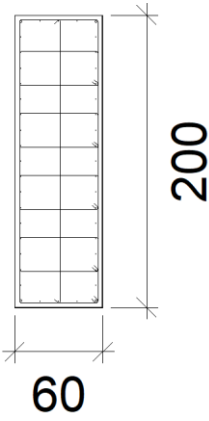
$f(t_{ed})$: -0.09 mm

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 A3

• Pilar P1 e P3

1. VIGA (0 - 5 M)

Dados do pilar	
	Geometria
	Dimensões : 60x200 cm
	Tramo : 0.000/5.000 m
	Altura livre : 5.00 m
	Recobrimento : 3.0 cm
Tamanho máximo do inerte : 15 mm	
Materiais	Comprimento de encurvadura
Betão : C30/37	Plano ZX : 10.00 m
Aço : S-500	Plano ZY : 10.00 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø20	Armaduras transversais : 5eØ6+Y1rØ6
Face X : 6Ø12	Separação : 15 cm
Face Y : 34Ø12	
Quantidade : 0.48 %	

Disposições relativas às armaduras (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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):

2000 mm \leq 2400 mm ✓

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

h : 2000.00 mm

b: Dimensão menor da secção do pilar.

b : 600.00 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)):

90 mm ³ 20 mm ✓

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

s_1 : 20 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

\varnothing_{max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

\varnothing_{max} : 20 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 8 mm (Artigo 9.5.2(1)):

12 mm ³ 8 mm ✓

Em que:

\emptyset_{\min} : Menor diâmetro dos varões longitudinais.

\emptyset_{\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 mm ³ 20 mm ✓

Em que:

s_{\min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{\min} : 20 mm

s_1 : 6 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

\emptyset_{\max} : Maior diâmetro dos varões transversais.

\emptyset_{\max} : 6 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

150 mm £ 240 mm ✓

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{cl,tmax}$: 240 mm

s_1 : 240 mm

s_2 : 600 mm

s_3 : 400 mm

Sendo:

\emptyset_{\min} : Menor diâmetro dos varões longitudinais.

\emptyset_{\min} : 12 mm

B_{\min} : Dimensão mínima da secção.

B_{\min} : 600 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 mm ³ 6 mm ✓

Em que:

\emptyset_{\max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

\emptyset_{\max} : 20 mm

Numa zona de compressão nenhum varão deverá ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado (Artigo 9.5.3(6)):

127 mm £ 150 mm ✓

Em que:

$s_{b,max}$: Espaçamento máximo entre um varão não amarrado e outro varão amarrado.

$s_{b,max}$: 127 mm

Armadura mínima e máxima (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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)):

$$57.81 \text{ cm}^2 \quad \geq \quad 24.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{57.81} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{24.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

$$57.81 \text{ cm}^2 \quad \leq \quad 480.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{57.81} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} : \underline{480.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

$$57.81 \text{ cm}^2 \quad \geq \quad 1.38 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{57.81} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{1.38} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{601.63} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$h : \underline{0.043} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,x}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{259.38} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vx}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{5983.73} \text{ kN}$$

$$h : \underline{0.559} \quad \checkmark$$

Em que:

$V_{Ed,x}$: Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{259.38} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vx}$: Esforço transverso resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{464.25} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1".

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)):

$$V_{Rd,max} : \underline{5983.73} \text{ kN}$$

Em que:

a_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

s_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$s_{cp} : \underline{-0.62} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{361.40} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.51} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{2000.00} \text{ mm}$$

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

$$z : \underline{498.64} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

a : Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

$$a : \underline{90.0} \text{ graus}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "1.35·PP+1.35·RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1".

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)):

$$V_{Rd,s} : \underline{464.25} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{447.00} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

g_c : 1.500

k : 1.631

n : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

n_1 : 0.003

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento ³ ($l_{bd}+d$) para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

A_{sl} : 32.30 cm²

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

f_{ck} : 30.00 MPa

s_{cp} : Tensão média de compressão.

s_{cp} : 0.30 MPa

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

N_{Ed} : 361.40 kN

A_c : Área total da secção de betão.

A_c : 12000.00 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 : 2000.00 mm

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

d : 503.01 mm

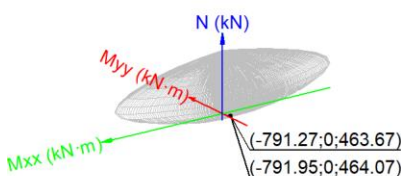
V_{min} : 0.40 MPa

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 e 6.1)

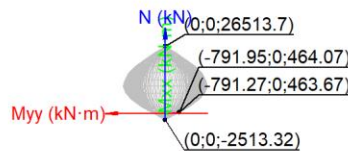
Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação "PP+RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2".

Deve satisfazer:

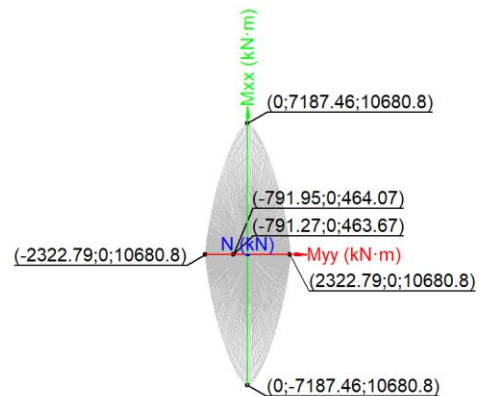
h : 0.999 ✓



Volume de capacidade



Plano N, M



Plano Mx, My

Verificação de resistência da secção (h_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.	$N_{Ed} : \frac{463.67}{\quad} \text{ kN}$
M_{Ed} : Momento de cálculo de primeira ordem.	$M_{Ed,x} : \frac{0.00}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$M_{Ed,y} : \frac{-791.27}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$

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.	$N_{Rd} : \frac{464.07}{\quad} \text{ kN}$
M_{Rd} : Momento resistente	$M_{Rd,x} : \frac{0.00}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$M_{Rd,y} : \frac{-791.95}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$

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).	$e_{e,x} : \frac{-1706.55}{\quad} \text{ mm}$
	$e_{e,y} : \frac{0.00}{\quad} \text{ mm}$

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Em que:

No eixo x:

$e_{min} : \frac{66.67}{\quad} \text{ mm}$
--

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$h : \frac{2000.00}{\quad} \text{ mm}$
--

$e_0 : \frac{0.00}{\quad} \text{ mm}$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.	$M_d : \frac{0.00}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$
---	--

N_d : Esforço normal de cálculo.	$N_d : \frac{463.67}{\quad} \text{ kN}$
------------------------------------	---

No eixo y:

$e_{min} : \frac{20.00}{\quad} \text{ mm}$
--

h : Altura da secção no plano de flexão considerado.

$h : \frac{600.00}{\quad} \text{ mm}$

$e_0 : \frac{-1706.55}{\quad} \text{ mm}$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.	$M_d : \frac{-791.27}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$
---	---

N_d : Esforço normal de cálculo.	$N_d : \frac{463.67}{\quad} \text{ kN}$
------------------------------------	---

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar l é menor que a esbelteza limite inferior l_{lim} indicada em 43.1.2.

$l : \frac{17.32}{\quad}$

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.

$$l_0 : \frac{10.000}{1} \text{ m}$$
$$i_c : \frac{57.74}{1} \text{ cm}$$
$$A_c : \frac{12000.00}{1} \text{ cm}^2$$
$$I : \frac{40000000.00}{1} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \frac{82.05}{1}$$

Em que:

$$A : \frac{0.74}{1}$$

Sendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluência efectiva.

$$j_{ef} : \frac{1.8}{1}$$

$$B : \frac{1.10}{1}$$

Sendo:

$$w : \frac{0.10}{1}$$

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.

$$A_s : \frac{57.81}{1} \text{ cm}^2$$
$$A_c : \frac{12000.00}{1} \text{ cm}^2$$
$$f_{yd} : \frac{434.78}{1} \text{ MPa}$$
$$f_{cd} : \frac{20.00}{1} \text{ MPa}$$

$$C : \frac{0.70}{1}$$

$$n : \frac{0.02}{1}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \frac{463.67}{1} \text{ kN}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar l é menor que a esbelteza limite inferior l_{lim} indicada em 43.1.2.

$$l : \frac{57.74}{1}$$

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.

$$l_0 : \frac{10.000}{1} \text{ m}$$
$$i_c : \frac{17.32}{1} \text{ cm}$$
$$A_c : \frac{12000.00}{1} \text{ cm}^2$$
$$I : \frac{3600000.00}{1} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \frac{82.05}{1}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.10}$$

Sendo:

$$w : \underline{0.10}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : \underline{57.81} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.02}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

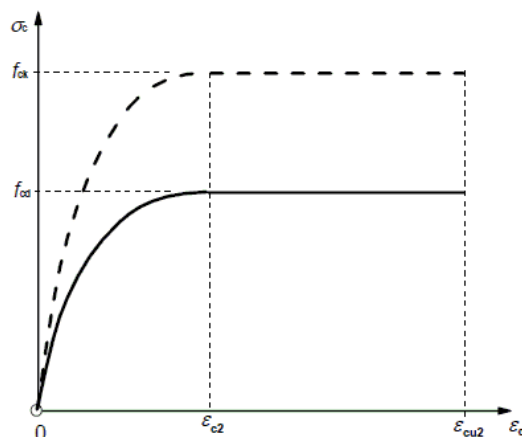
$$N_{Ed} : \underline{463.67} \text{ kN}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das secções é efectuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 6.1):

- A 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.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

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 longa duração.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

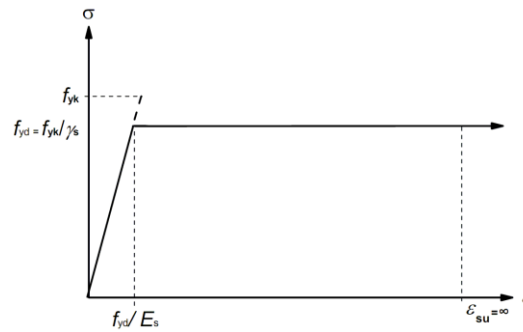
f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$g_c : \underline{1.5}$$

(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.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

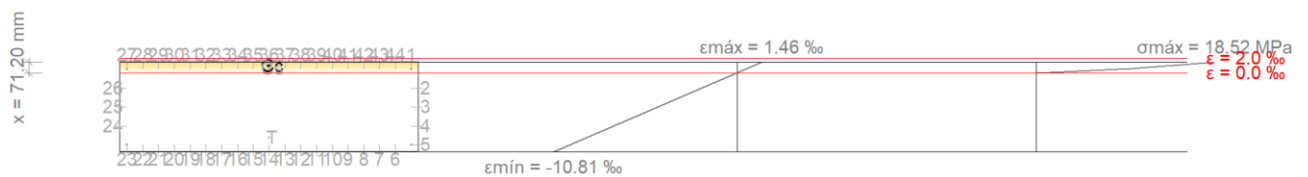
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$g_s : \underline{1.15}$$

(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)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-254.00	954.00	+103.02	+0.000515
2	Ø12	-127.00	958.00	-416.14	-0.002081
3	Ø12	0.00	958.00	-434.78	-0.004677
4	Ø12	127.00	958.00	-434.78	-0.007272

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
5	Ø20	254.00	954.00	-434.78	-0.009868
6	Ø12	258.00	848.00	-434.78	-0.009950
7	Ø12	258.00	742.00	-434.78	-0.009950
8	Ø12	258.00	636.00	-434.78	-0.009950
9	Ø12	258.00	530.00	-434.78	-0.009950
10	Ø12	258.00	424.00	-434.78	-0.009950
11	Ø12	258.00	318.00	-434.78	-0.009950
12	Ø12	258.00	212.00	-434.78	-0.009950
13	Ø12	258.00	106.00	-434.78	-0.009950
14	Ø12	258.00	0.00	-434.78	-0.009950
15	Ø12	258.00	-106.00	-434.78	-0.009950
16	Ø12	258.00	-212.00	-434.78	-0.009950
17	Ø12	258.00	-318.00	-434.78	-0.009950
18	Ø12	258.00	-424.00	-434.78	-0.009950
19	Ø12	258.00	-530.00	-434.78	-0.009950
20	Ø12	258.00	-636.00	-434.78	-0.009950
21	Ø12	258.00	-742.00	-434.78	-0.009950
22	Ø12	258.00	-848.00	-434.78	-0.009950
23	Ø20	254.00	-954.00	-434.78	-0.009868
24	Ø12	127.00	-958.00	-434.78	-0.007272
25	Ø12	0.00	-958.00	-434.78	-0.004677
26	Ø12	-127.00	-958.00	-416.14	-0.002081
27	Ø20	-254.00	-954.00	+103.02	+0.000515
28	Ø12	-258.00	-848.00	+119.38	+0.000597
29	Ø12	-258.00	-742.00	+119.38	+0.000597
30	Ø12	-258.00	-636.00	+119.38	+0.000597
31	Ø12	-258.00	-530.00	+119.38	+0.000597
32	Ø12	-258.00	-424.00	+119.38	+0.000597
33	Ø12	-258.00	-318.00	+119.38	+0.000597
34	Ø12	-258.00	-212.00	+119.38	+0.000597
35	Ø12	-258.00	-106.00	+119.38	+0.000597
36	Ø12	-258.00	0.00	+119.38	+0.000597
37	Ø12	-258.00	106.00	+119.38	+0.000597
38	Ø12	-258.00	212.00	+119.38	+0.000597
39	Ø12	-258.00	318.00	+119.38	+0.000597
40	Ø12	-258.00	424.00	+119.38	+0.000597
41	Ø12	-258.00	530.00	+119.38	+0.000597
42	Ø12	-258.00	636.00	+119.38	+0.000597
43	Ø12	-258.00	742.00	+119.38	+0.000597
44	Ø12	-258.00	848.00	+119.38	+0.000597

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1569.78	-274.37	0.00
Cs	294.26	-257.12	0.00
T	1399.97	204.01	0.00

N_{Rd} : 464.07 kN

$M_{Rd,x}$: 0.00 kN·m

$M_{Rd,y}$: -791.95 kN·m

Em que:

C_c : Resultante de compressões no betão.

C_c : 1569.78 kN

C_s : Resultante de compressões no aço.

C_s : 294.26 kN

T : Resultante de tracções no aço.

T : 1399.97 kN

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressões no betão na direcção dos eixos X e Y.

$e_{cc,x}$: -274.37 mm

$e_{cc,y}$: 0.00 mm

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressões no aço na direcção dos eixos X e Y.

$e_{cs,x}$: -257.12 mm

$e_{cs,y}$: 0.00 mm

e_{T} : Excentricidade da resultante de tracções no aço na direcção dos eixos X e Y.

$e_{T,x}$: 204.01 mm

$e_{T,y}$: 0.00 mm

ϵ_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

ϵ_{cmax} : 0.0015

ϵ_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

ϵ_{smax} : 0.0099

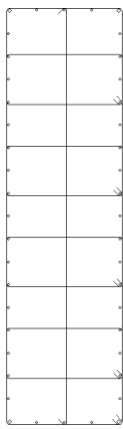
σ_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

σ_{cmax} : 18.52 MPa

σ_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

σ_{smax} : 434.78 MPa

Chão

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões : 60x200 cm	
	Tramo : -0.810/0.000 m	
	Altura livre : 0.00 m	
	Recobrimento : 3.0 cm	
	Tamanho máximo do inerte : 15 mm	
	Materiais	Comprimento de encurvadura
	Betão : C30/37	Plano ZX : 10.00 m
	Aço : S-500	Plano ZY : 10.00 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø20	Armaduras transversais : 5eØ6+Y1rØ6	
Face X : 6Ø12		
Face Y : 34Ø12		
Quantidade : 0.48 %		

Disposições relativas às armaduras (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 8.2 e 9.5)

A verificação não é necessária

Armadura mínima e máxima (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artigo 9.5.2)

A verificação não é necessária

Estado limite de resistência face ao esforço transversal (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

h : 0.043 ✓

Em que:

$V_{Ed,x}$: Esforço transversal efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{259.38} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vx}$: Esforço transversal resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{5983.73} \text{ kN}$$

Os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de acções 1.35·PP+1.35·RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2+0.75·N1.

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)):

$$V_{Rd,max} : \underline{5983.73} \text{ kN}$$

Em que:

a_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

s_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$s_{cp} : \underline{-0.46} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{560.05} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.51} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{2000.00} \text{ mm}$$

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

$$z : \underline{498.64} \text{ mm}$$

η_1 : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

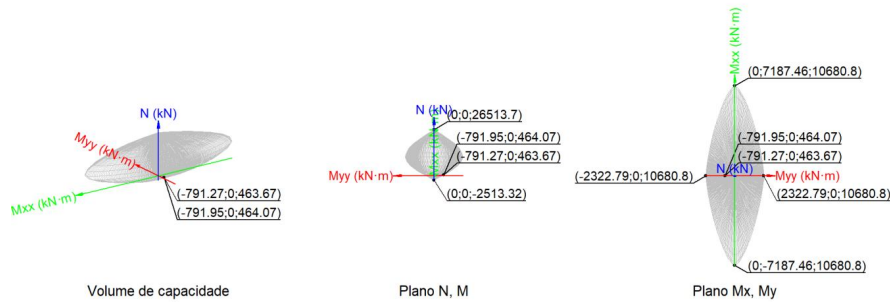
$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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+RP1+Pré-esforço+1.5·T1+1.5·T2.

Deve satisfazer:

$$h : \underline{0.999} \checkmark$$



Verificação de resistência da secção (h₁)

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.

$$N_{Ed} : \frac{463.67}{1} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \frac{0.00}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \frac{-791.27}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$N_{Rd} : \frac{464.07}{1} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{0.00}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{-791.95}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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).

$$e_{e,x} : \frac{-1706.55}{1} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \frac{0.00}{1} \text{ mm}$$

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Em que:

No eixo x:

$$e_{min} : \frac{66.67}{1} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \frac{2000.00}{1} \text{ mm}$$

$$e_0 : \frac{0.00}{1} \text{ mm}$$

Em que:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \frac{0.00}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \frac{463.67}{1} \text{ kN}$$

No eixo y:

$$e_{min} : \frac{20.00}{1} \text{ mm}$$

h: Altura da secção no plano de flexão considerado.

$$h : \frac{600.00}{1} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-1706.55 \text{ mm}}$$

Em que:

M_a : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_a : \underline{-791.27 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

N_a : Esforço normal de cálculo.

$$N_a : \underline{463.67 \text{ kN}}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar l é menor que a esbelteza limite inferior l_{lim} indicada em 43.1.2.

$$l : \underline{17.32}$$

Em que:

l_0 : Comprimento de encurvadura

$$l_0 : \underline{10.000 \text{ m}}$$

i_c : Raio de rotação da secção de betão.

$$i_c : \underline{57.74 \text{ cm}}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00 \text{ cm}^2}$$

I : Inércia.

$$I : \underline{40000000.00 \text{ cm}^4}$$

$$l_{int} : \underline{82.05}$$

Em que:

$$A : \underline{0.74}$$

Sendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluência efectiva.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.10}$$

Sendo:

$$w : \underline{0.10}$$

Em que:

A_s : Área total de reforço longitudinal.

$$A_s : \underline{57.81 \text{ cm}^2}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00 \text{ cm}^2}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78 \text{ MPa}}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.02}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{463.67 \text{ kN}}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbelteza mecânica do pilar l é menor que a esbelteza limite inferior l_{lim} indicada em 43.1.2.

$$l : \underline{57.74}$$

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 : 10.000 m
 i_c : 17.32 cm
 A_c : 12000.00 cm²
 I : 3600000.00 cm⁴

l_{inf} : 82.05

Em que:

A : 0.74

Sendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluência efectivo.

j_{ef} : 1.8

B : 1.10

Sendo:

w : 0.10

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 : 57.81 cm²
 A_c : 12000.00 cm²
 f_{yd} : 434.78 MPa
 f_{cd} : 20.00 MPa

C : 0.70

n : 0.02

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

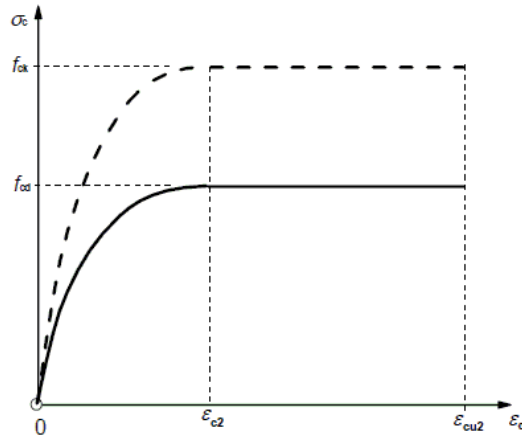
N_{Ed} : 463.67 kN

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.
- 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.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

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.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

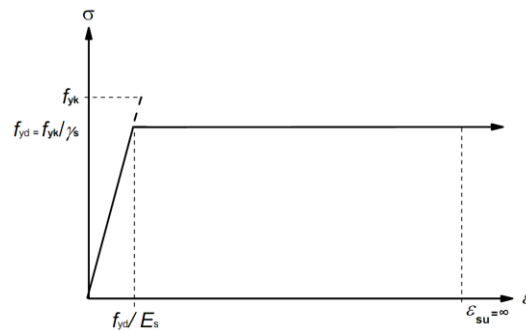
f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$g_c : \underline{1.5}$$

(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_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

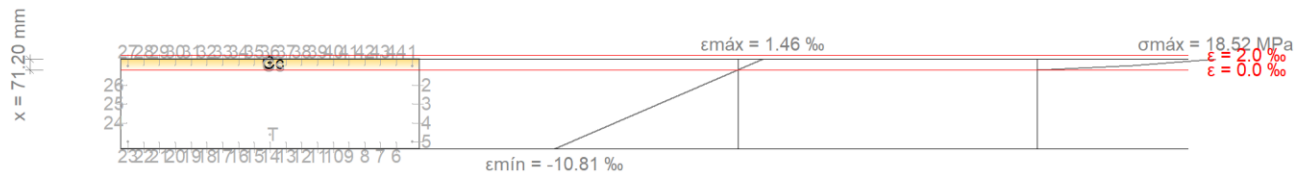
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$g_s : \underline{1.15}$$

(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)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-254.00	954.00	+103.02	+0.000515
2	Ø12	-127.00	958.00	-416.14	-0.002081
3	Ø12	0.00	958.00	-434.78	-0.004677
4	Ø12	127.00	958.00	-434.78	-0.007272
5	Ø20	254.00	954.00	-434.78	-0.009868
6	Ø12	258.00	848.00	-434.78	-0.009950
7	Ø12	258.00	742.00	-434.78	-0.009950
8	Ø12	258.00	636.00	-434.78	-0.009950
9	Ø12	258.00	530.00	-434.78	-0.009950
10	Ø12	258.00	424.00	-434.78	-0.009950
11	Ø12	258.00	318.00	-434.78	-0.009950
12	Ø12	258.00	212.00	-434.78	-0.009950
13	Ø12	258.00	106.00	-434.78	-0.009950
14	Ø12	258.00	0.00	-434.78	-0.009950
15	Ø12	258.00	-106.00	-434.78	-0.009950
16	Ø12	258.00	-212.00	-434.78	-0.009950
17	Ø12	258.00	-318.00	-434.78	-0.009950
18	Ø12	258.00	-424.00	-434.78	-0.009950
19	Ø12	258.00	-530.00	-434.78	-0.009950
20	Ø12	258.00	-636.00	-434.78	-0.009950
21	Ø12	258.00	-742.00	-434.78	-0.009950
22	Ø12	258.00	-848.00	-434.78	-0.009950
23	Ø20	254.00	-954.00	-434.78	-0.009868
24	Ø12	127.00	-958.00	-434.78	-0.007272
25	Ø12	0.00	-958.00	-434.78	-0.004677
26	Ø12	-127.00	-958.00	-416.14	-0.002081
27	Ø20	-254.00	-954.00	+103.02	+0.000515
28	Ø12	-258.00	-848.00	+119.38	+0.000597
29	Ø12	-258.00	-742.00	+119.38	+0.000597
30	Ø12	-258.00	-636.00	+119.38	+0.000597
31	Ø12	-258.00	-530.00	+119.38	+0.000597
32	Ø12	-258.00	-424.00	+119.38	+0.000597
33	Ø12	-258.00	-318.00	+119.38	+0.000597

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
34	Ø12	-258.00	-212.00	+119.38	+0.000597
35	Ø12	-258.00	-106.00	+119.38	+0.000597
36	Ø12	-258.00	0.00	+119.38	+0.000597
37	Ø12	-258.00	106.00	+119.38	+0.000597
38	Ø12	-258.00	212.00	+119.38	+0.000597
39	Ø12	-258.00	318.00	+119.38	+0.000597
40	Ø12	-258.00	424.00	+119.38	+0.000597
41	Ø12	-258.00	530.00	+119.38	+0.000597
42	Ø12	-258.00	636.00	+119.38	+0.000597
43	Ø12	-258.00	742.00	+119.38	+0.000597
44	Ø12	-258.00	848.00	+119.38	+0.000597

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1569.78	-274.37	0.00
Cs	294.26	-257.12	0.00
T	1399.97	204.01	0.00

$$N_{Rd} : \underline{464.07} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-791.95} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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.

e_{cmax}: Deformação da fibra mais comprimida de betão.

e_{smax}: Deformação do varão de aço mais traccionado.

s_{cmax}: Tensão da fibra mais comprimida de betão.

s_{smax}: Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{1569.78} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{294.26} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1399.97} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-274.37} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-257.12} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{204.01} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0015}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$s_{cmax} : \underline{18.52} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Pilar do Meio

Dados do pilar	
	Geometria
	Dimensões : 60x200 cm
	Tramo : 0.000/5.000 m
	Altura livre : 5.00 m
	Recobrimento : 3.0 cm
Tamanho máximo do inerte : 15 mm	
Materiais	Comprimento de encurvadura
Betão : C30/37	Plano ZX : 10.00 m
Aço : S-500	Plano ZY : 10.00 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø12	Armaduras transversais : 5eØ6+Y1rØ6
Face X : 2Ø12	Separação : 15 cm
Face Y : 16Ø12	
Quantidade : 0.21 %	

Disposições relativas às armaduras (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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):

$$2000 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

h: Dimensão maior da secção do pilar.

$$h : \underline{2000.00} \text{ mm}$$

b: Dimensão menor da secção do pilar.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

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)):

$$201 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Sendo:

\varnothing_{max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

$$\varnothing_{max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Dimensão máxima do agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 8 mm (Artigo 9.5.2(1)):

$$12 \text{ mm} \geq 8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Em que:

\varnothing_{min} : Menor diâmetro dos varões longitudinais.

$$\varnothing_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

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)):

144 mm ³ 20 mm ✓

Em que:

s_{\min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

s_{\min} : 20 mm

s_1 : 6 mm

s_2 : 20 mm

s_3 : 20 mm

Sendo:

\varnothing_{\max} : Maior diâmetro dos varões transversais.

\varnothing_{\max} : 6 mm

d_g : Dimensão máxima do agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá ser superior $s_{cl,tmax}$ (Artigo 9.5.3(3)):

150 mm £ 240 mm ✓

Em que:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{cl,tmax}$: 240 mm

s_1 : 240 mm

s_2 : 600 mm

s_3 : 400 mm

Sendo:

\varnothing_{\min} : Menor diâmetro dos varões longitudinais.

\varnothing_{\min} : 12 mm

B_{\min} : Dimensão mínima da secção.

B_{\min} : 600 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 mm ³ 6 mm ✓

Em que:

- \varnothing_{\max} : Maior diâmetro dos varões longitudinais.

\varnothing_{\max} : 12 mm

Armadura mínima e máxima (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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)):

24.88 cm² ³ 24.00 cm² ✓

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

A_s : 24.88 cm²

$A_{s,min}$: 24.00 cm²

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 9.5.2(3)):

$$24.88 \text{ cm}^2 \leq 480.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{24.88} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} : \underline{480.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A'_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 9.5.2(2)):

$$24.88 \text{ cm}^2 \geq 1.43 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Em que:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{24.88} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{620.75} \text{ kN}$$

f_{yd} : Limite elástico da armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado limite de resistência face ao esforço transverso (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Pontos 6.2.2, 6.2.3 e 9.2.2)

Deve satisfazer:

$$h : \underline{0.029} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{26.52} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{144.15} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$: Esforço transverso resistente por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{6110.45} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{5056.45} \text{ kN}$$

$$h : \underline{0.583} \quad \checkmark$$

Em que:

V_{Ed} : Esforço transverso efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{26.52} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{144.15} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esforço transverso resistente por tracção na alma.

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{407.68} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{248.93} \text{ kN}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP1+Pré-esforço+1.5·V1".

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 transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, obtém-se de acordo com (Artigo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{6110.45} \text{ kN}$$

Em que:

a_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

s_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$s_{cp} : \underline{-0.25} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{196.64} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{11.31} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{2000.00} \text{ mm}$$

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

$$z : \underline{509.20} \text{ mm}$$

η : Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$\eta : \underline{0.600}$$

α : Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

q : Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

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)):

$$V_{Rd,max} : \underline{5056.45} \text{ kN}$$

Em que:

a_{cw} : Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

Sendo:

s_{cp} : Tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

$$s_{cp} : \underline{-0.74} \text{ MPa}$$

Em que:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{196.64} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{24.88} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

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

$$z : \underline{1404.57} \text{ mm}$$

n₁: Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

a: Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga.

$$a : \underline{90.0} \text{ graus}$$

q: Ângulo entre a escora comprimida de betão e o eixo da peça.

$$q : \underline{45.0} \text{ graus}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação "PP+RP1+1.35·Pré-esforço+0.9·T1+0.9·T2+1.5·V1".

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)):

$$V_{Rd,s} : \underline{316.57} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{407.68} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

g_c: Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.623}$$

n: Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$n_1 : \underline{0.001}$$

Sendo:

A_{sl}: Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento ³ (l_{bd}+d) para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{13.57} \text{ cm}^2$$

f_{ck}: Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

s_{cp}: Tensão média de compressão.

$$s_{cp} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed}: Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{-5.07} \text{ kN}$$

A_c: Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

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.

$$b_w : \underline{2000.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

$$d : \underline{515.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.40} \text{ MPa}$$

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)):

$$V_{Rd,s} : \underline{248.93} \text{ kN}$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,s} : \underline{238.69} \text{ kN}$$

Em que:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Sendo:

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.399}$$

η : Quantidade geométrica da armadura longitudinal principal de tracção.

$$\eta_1 : \underline{0.003}$$

Sendo:

A_{sl} : Área da armadura de tracção prolongada de um comprimento³ ($l_{bd}+d$) para além da secção considerada. Artigo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{19.23} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensão média de compressão.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{Ed} : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{-5.07} \text{ kN}$$

A_c : Área total da secção de betão.

$$A_c : \underline{12000.00} \text{ cm}^2$$

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.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da secção em mm referente à armadura longitudinal de flexão.

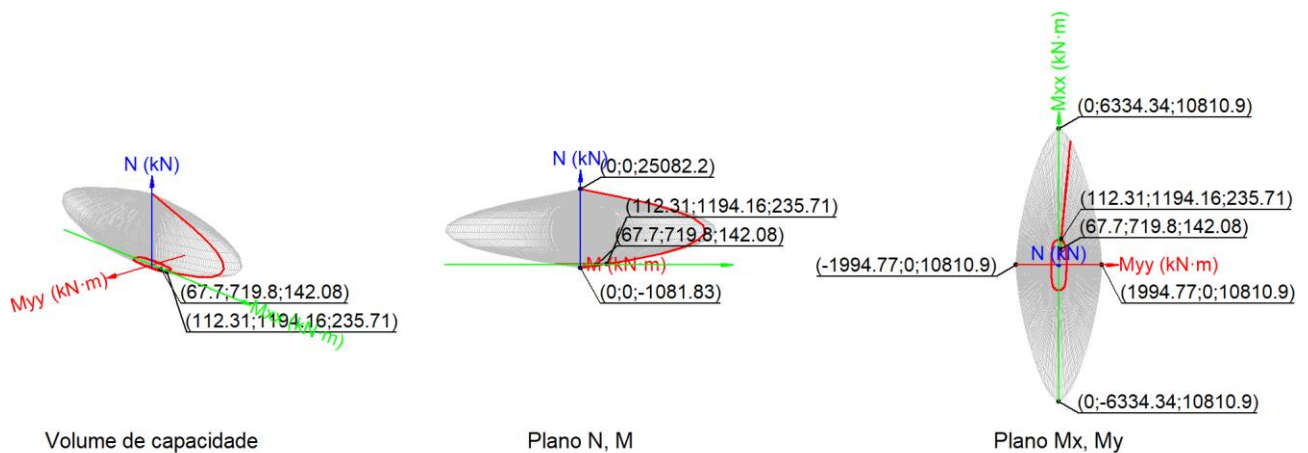
$$d : \underline{1256.72} \text{ mm}$$

Estado limite de resistência face a solicitações normais (combinações não sísmicas) (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, 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+RP1+1.35·Pré-esforço+0.9·T1+0.9·T2+1.5·V1".

Deve satisfazer:

$$h : \underline{0.603} \checkmark$$



Verificação de resistência da secção (h_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.

$$N_{Ed} : \frac{142.08}{1} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \frac{719.80}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \frac{67.70}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$N_{Rd} : \frac{235.71}{1} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{1194.16}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

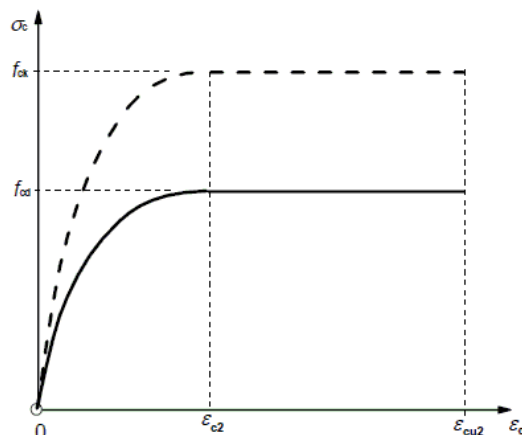
$$M_{Rd,y} : \frac{112.31}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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.



e_{cu2} : Extensão última, de acordo com Tabela 3.1.

$e_{cu2} : \underline{0.0035}$

e_{c2} : Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com Tabela 3.1.

$e_{c2} : \underline{0.0020}$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do betão.

$f_{cd} : \underline{20.00}$ MPa

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 longa duração.

$a_{cc} : \underline{1.00}$

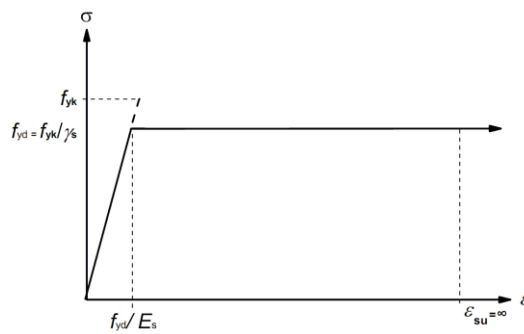
f_{ck} : Resistência característica à compressão do betão.

$f_{ck} : \underline{30.00}$ MPa

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o betão.

$g_c : \underline{1.5}$

(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.

$f_{yd} : \underline{434.78}$ MPa

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

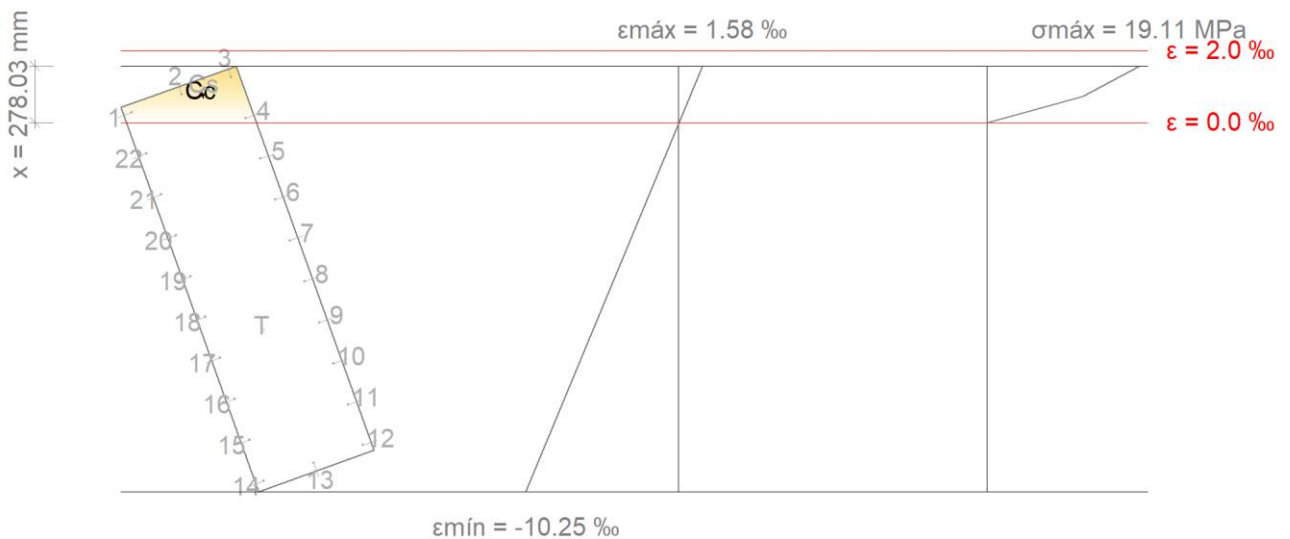
$f_{yk} : \underline{500.00}$ MPa

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$g_s : \underline{1.15}$

(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:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-258.00	958.00	+57.10	+0.000286

Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	ε
2	Ø12	0.00	958.00	+155.85	+0.000779
3	Ø12	258.00	958.00	+254.59	+0.001273
4	Ø12	258.00	745.11	+27.13	+0.000136
5	Ø12	258.00	532.22	-200.33	-0.001002
6	Ø12	258.00	319.33	-427.78	-0.002139
7	Ø12	258.00	106.44	-434.78	-0.003276
8	Ø12	258.00	-106.44	-434.78	-0.004413
9	Ø12	258.00	-319.33	-434.78	-0.005551
10	Ø12	258.00	-532.22	-434.78	-0.006688
11	Ø12	258.00	-745.11	-434.78	-0.007825
12	Ø12	258.00	-958.00	-434.78	-0.008963
13	Ø12	0.00	-958.00	-434.78	-0.009456
14	Ø12	-258.00	-958.00	-434.78	-0.009950
15	Ø12	-258.00	-745.11	-434.78	-0.008813
16	Ø12	-258.00	-532.22	-434.78	-0.007675
17	Ø12	-258.00	-319.33	-434.78	-0.006538
18	Ø12	-258.00	-106.44	-434.78	-0.005401
19	Ø12	-258.00	106.44	-434.78	-0.004264
20	Ø12	-258.00	319.33	-434.78	-0.003126
21	Ø12	-258.00	532.22	-397.81	-0.001989
22	Ø12	-258.00	745.11	-170.35	-0.000852

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1003.50	94.49	921.15
C _s	55.95	117.15	946.32
T	823.73	-13.28	-263.24

$$N_{Rd} : \underline{235.71} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{1194.1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{112.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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.

$$C_c : \underline{1003.5} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{55.95} \text{ kN}$$

$$T : \underline{823.73} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{94.49} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{921.15} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{117.15} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{946.32} \text{ mm}$$

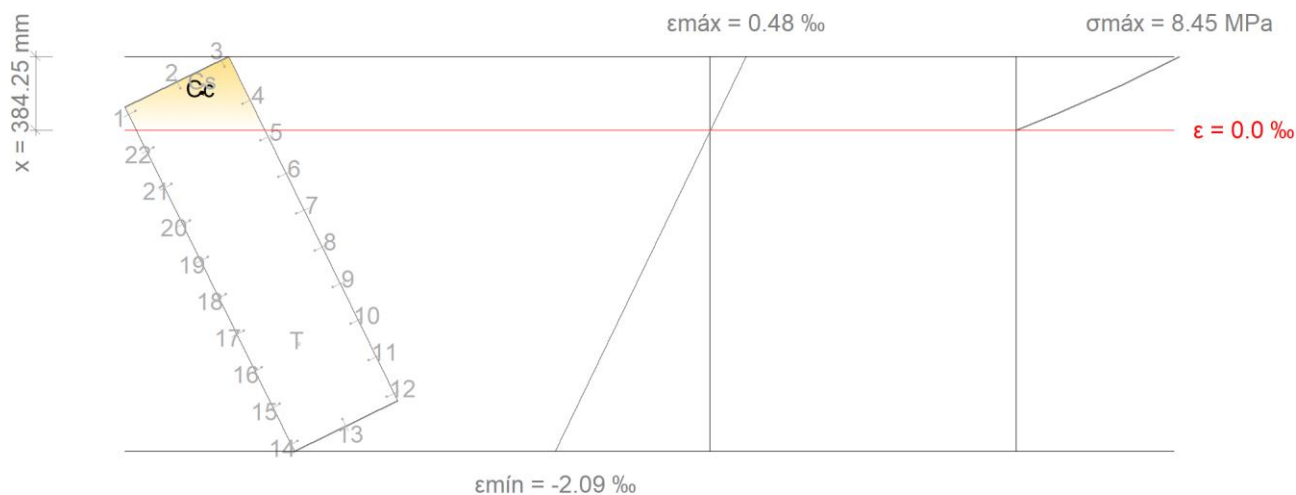
$$e_{t,x} : \underline{-13.28} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-263.24} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.
 e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.
 s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.
 s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

e_{cmax} : $\frac{0.0016}{}$
 e_{smax} : $\frac{0.0100}{}$
 s_{cmax} : $\frac{19.11}{}$ MPa
 s_{smax} : $\frac{434.78}{}$ MPa

Equilíbrio da secção para os esforços actuantes de cálculo desfavoráveis:



Varão	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-258.00	958.00	+25.11	+0.000126
2	Ø12	0.00	958.00	+53.56	+0.000268
3	Ø12	258.00	958.00	+82.02	+0.000410
4	Ø12	258.00	745.11	+34.25	+0.000171
5	Ø12	258.00	532.22	-13.52	-0.000068
6	Ø12	258.00	319.33	-61.30	-0.000306
7	Ø12	258.00	106.44	-109.07	-0.000545
8	Ø12	258.00	-106.44	-156.84	-0.000784
9	Ø12	258.00	-319.33	-204.61	-0.001023
10	Ø12	258.00	-532.22	-252.38	-0.001262
11	Ø12	258.00	-745.11	-300.15	-0.001501
12	Ø12	258.00	-958.00	-347.92	-0.001740
13	Ø12	0.00	-958.00	-376.38	-0.001882
14	Ø12	-258.00	-958.00	-404.83	-0.002024
15	Ø12	-258.00	-745.11	-357.06	-0.001785
16	Ø12	-258.00	-532.22	-309.29	-0.001546
17	Ø12	-258.00	-319.33	-261.52	-0.001308
18	Ø12	-258.00	-106.44	-213.75	-0.001069
19	Ø12	-258.00	106.44	-165.97	-0.000830
20	Ø12	-258.00	319.33	-118.20	-0.000591
21	Ø12	-258.00	532.22	-70.43	-0.000352
22	Ø12	-258.00	745.11	-22.66	-0.000113

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	543.69	93.98	889.16
Cs	22.05	120.64	920.60

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
T	423.66	-32.92	-510.02

$$N_{Ed} : \underline{142.08} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{719.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{67.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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.

e_{cmax} : Deformação da fibra mais comprimida de betão.

e_{smax} : Deformação do varão de aço mais traccionado.

s_{cmax} : Tensão da fibra mais comprimida de betão.

s_{smax} : Tensão do varão de aço mais traccionado.

$$C_c : \underline{543.69} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{22.05} \text{ kN}$$

$$T : \underline{423.66} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{93.98} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{889.16} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{120.64} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{920.60} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-32.92} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-510.02} \text{ mm}$$

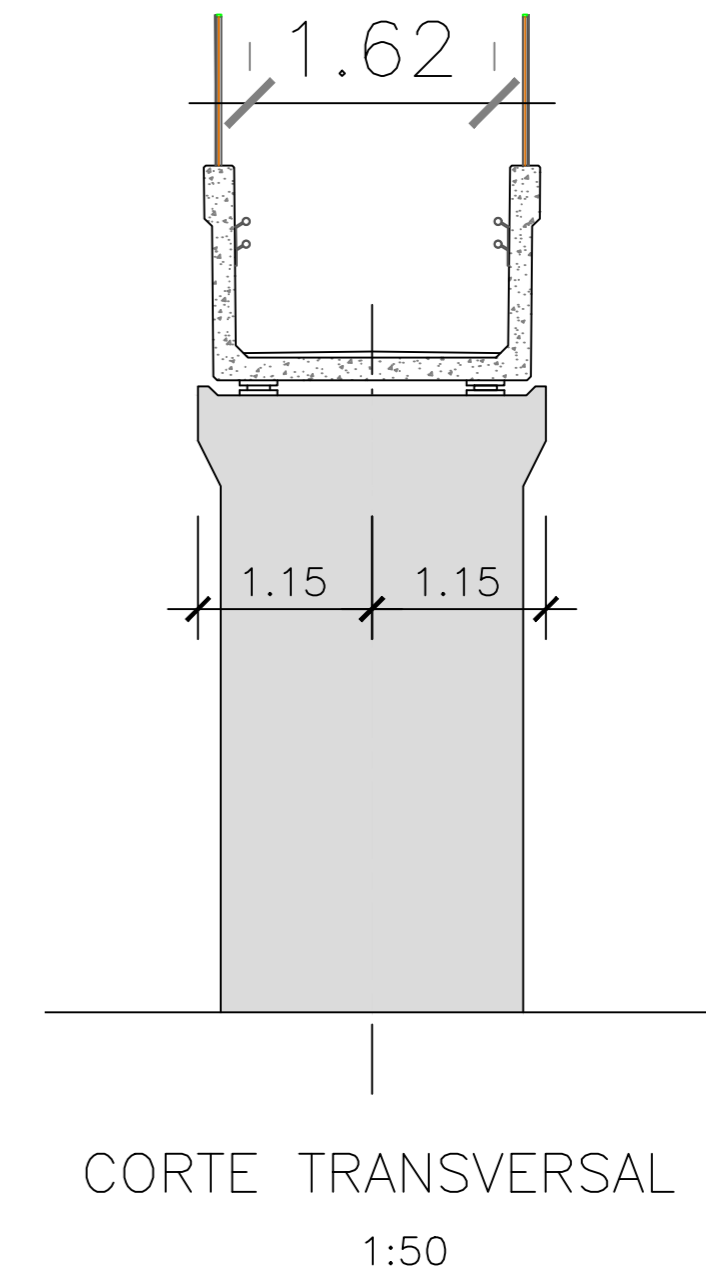
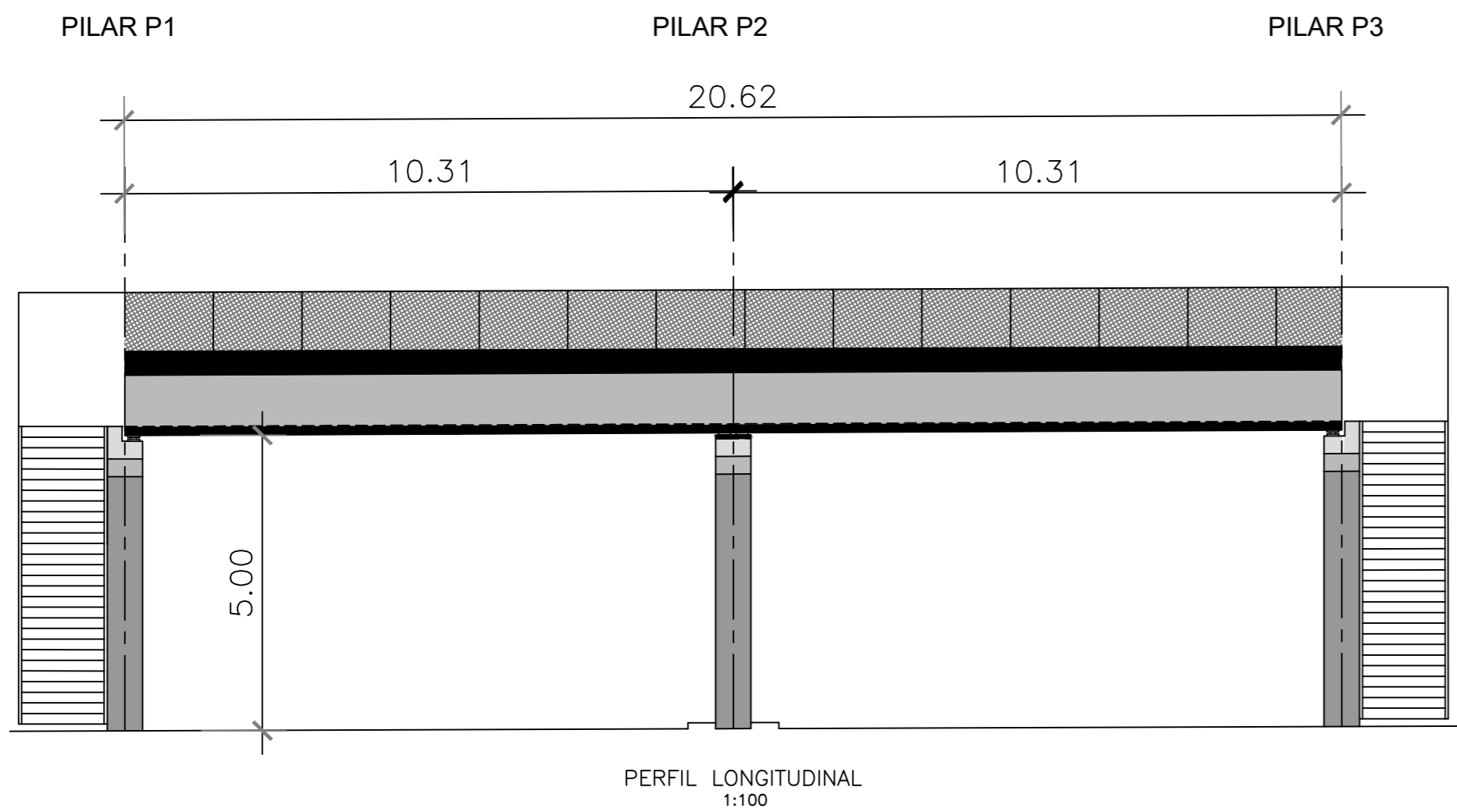
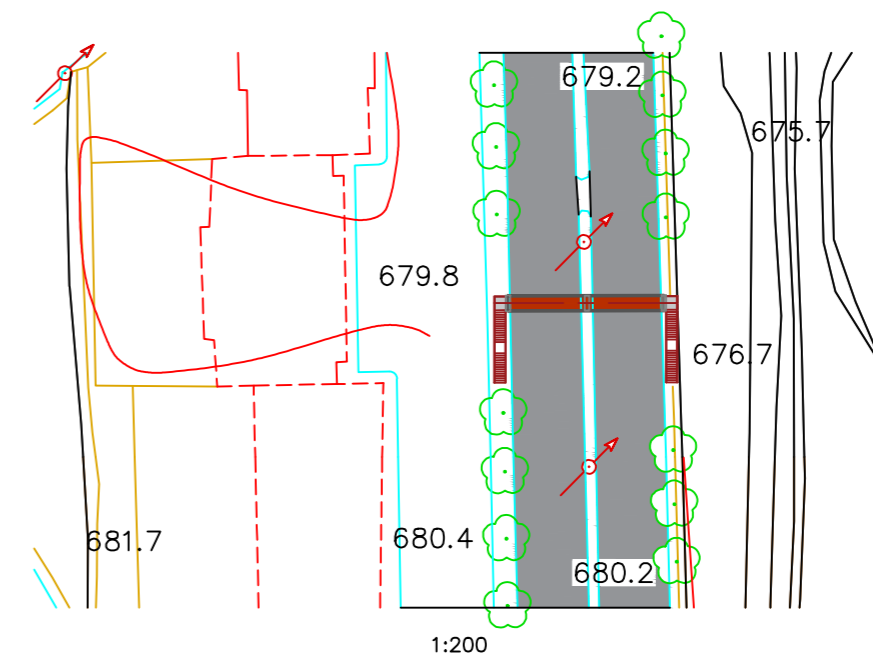
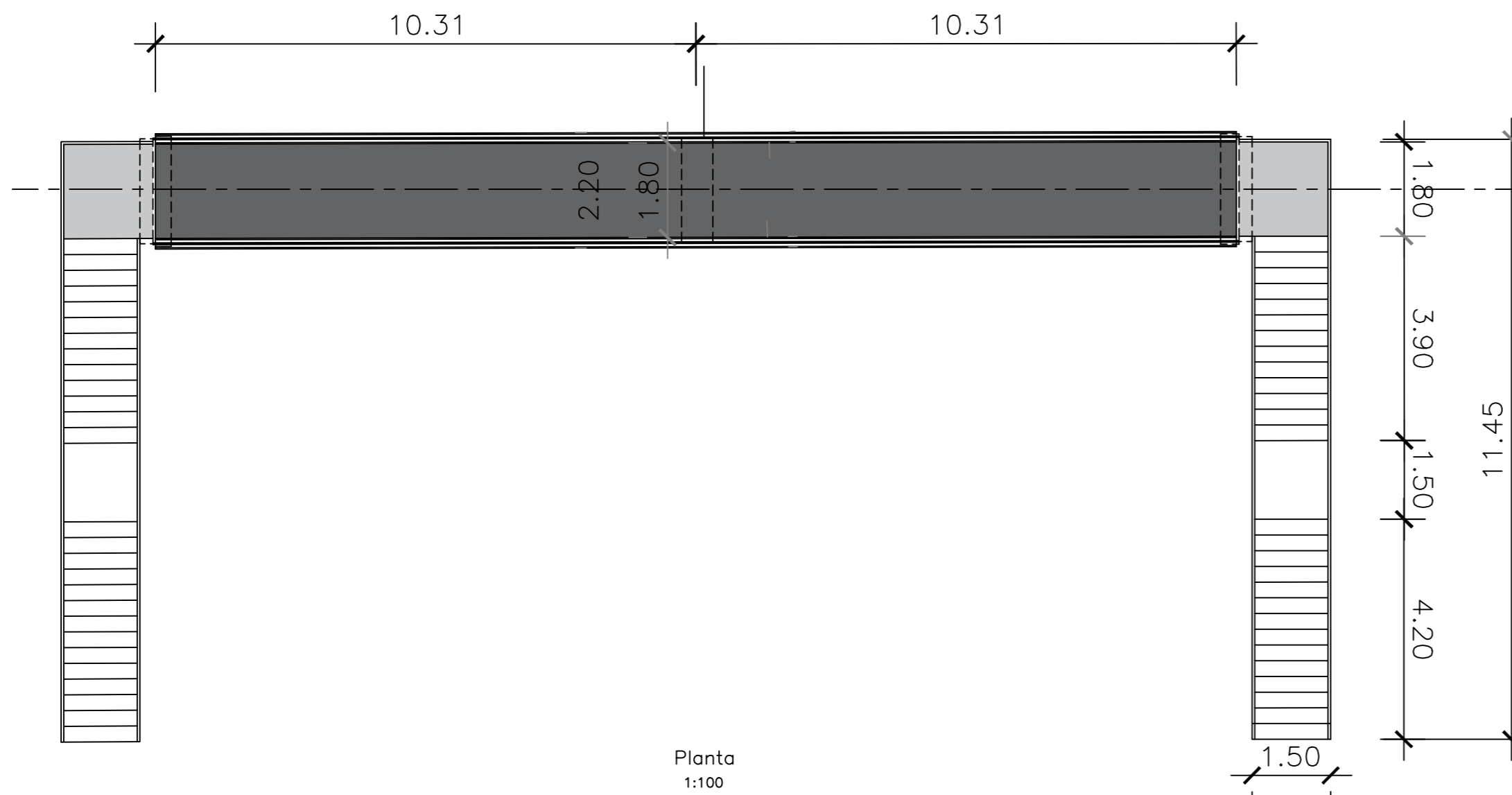
$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

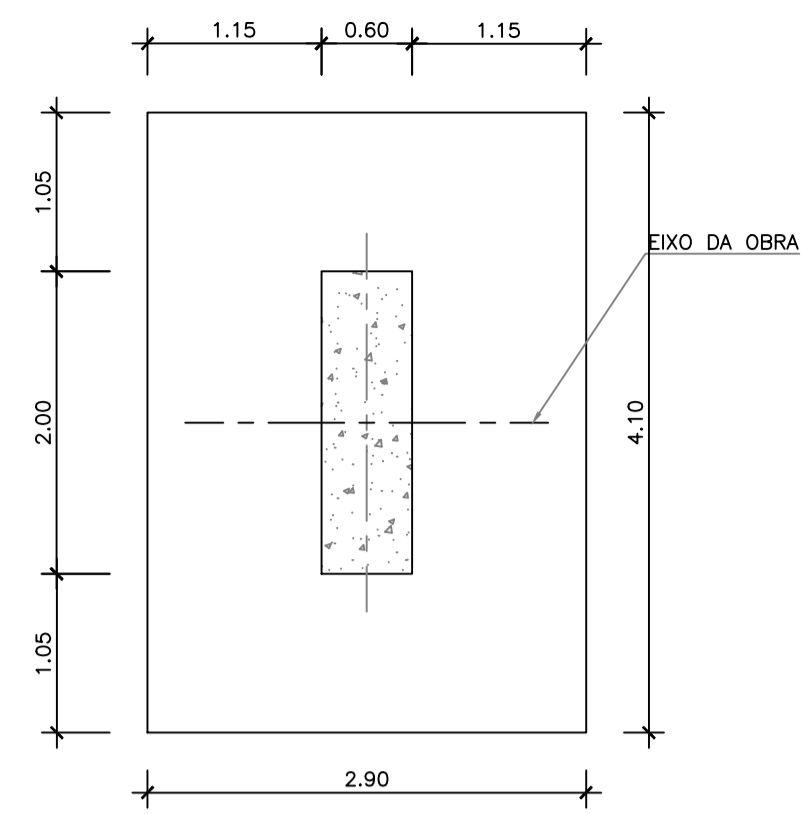
$$s_{cmax} : \underline{8.45} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{404.83} \text{ MPa}$$

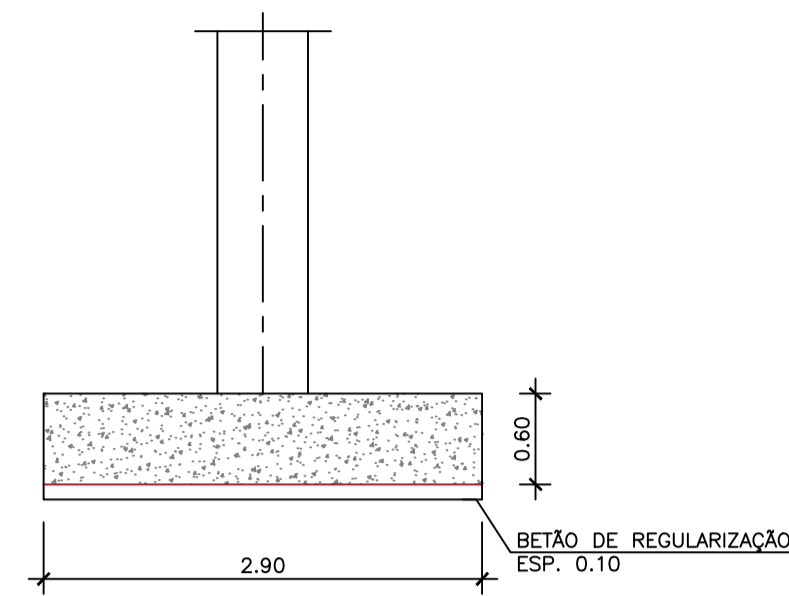
Peças Desenhadas



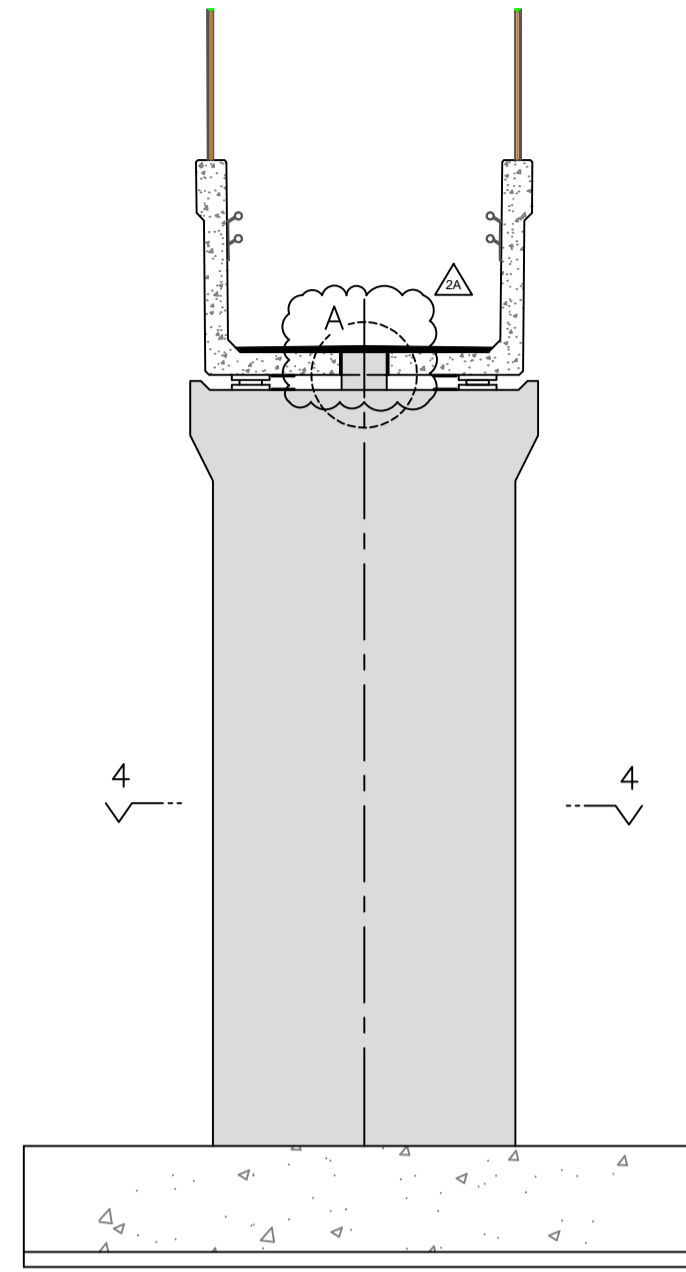
QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		Tempo de vida útil: 50 anos
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20	--	--	Classe de estrutural: S4
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS Armaduras ordinárias: A500 NR Aço do Pré-esforço: Y 1860 s7
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	



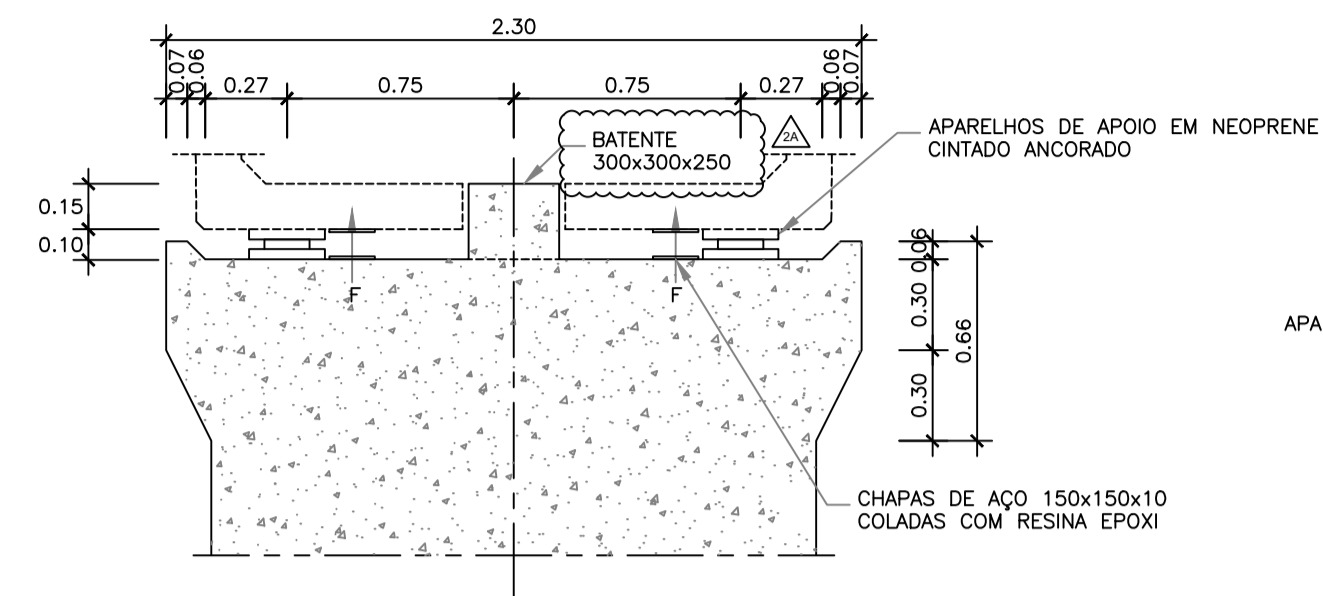
SAPATA S1
PLANTA
1:50



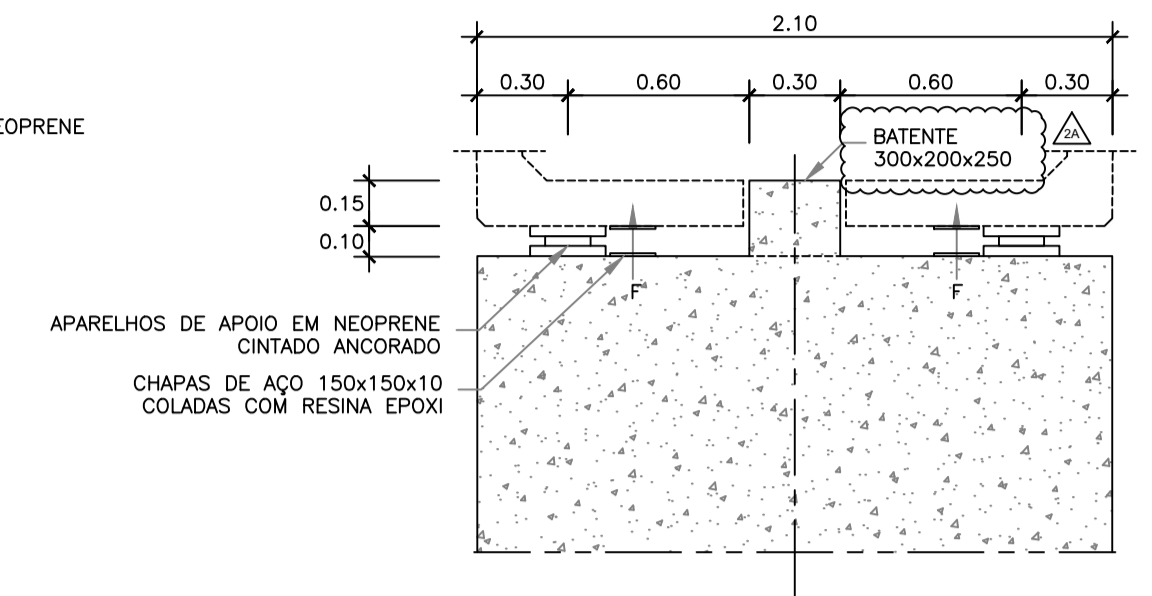
SAPATA S1
CORTE LONGITUDINAL
1:50



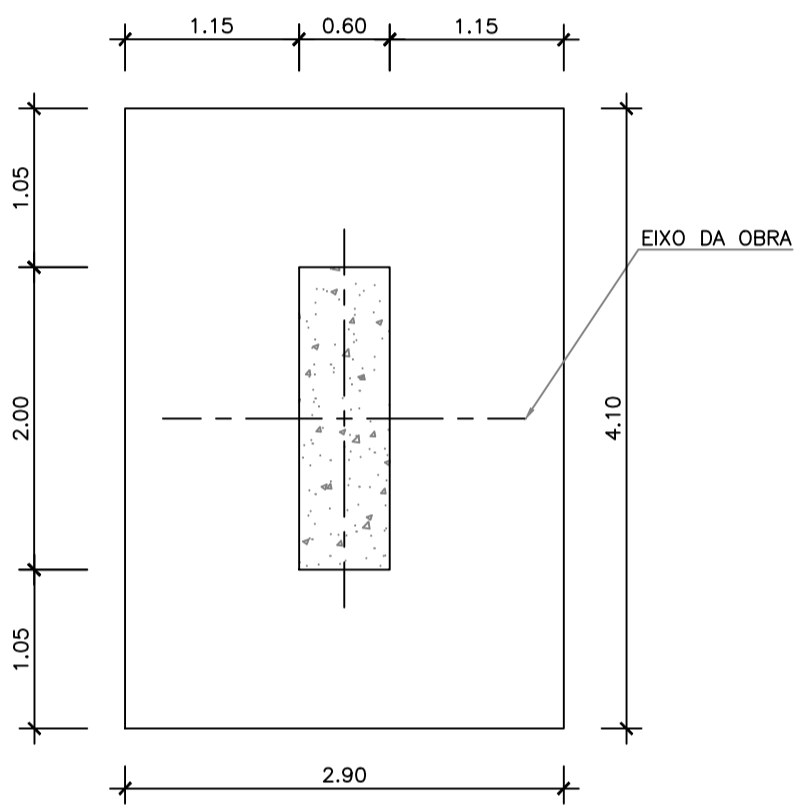
CORTE TRANSVERSAL
1:50



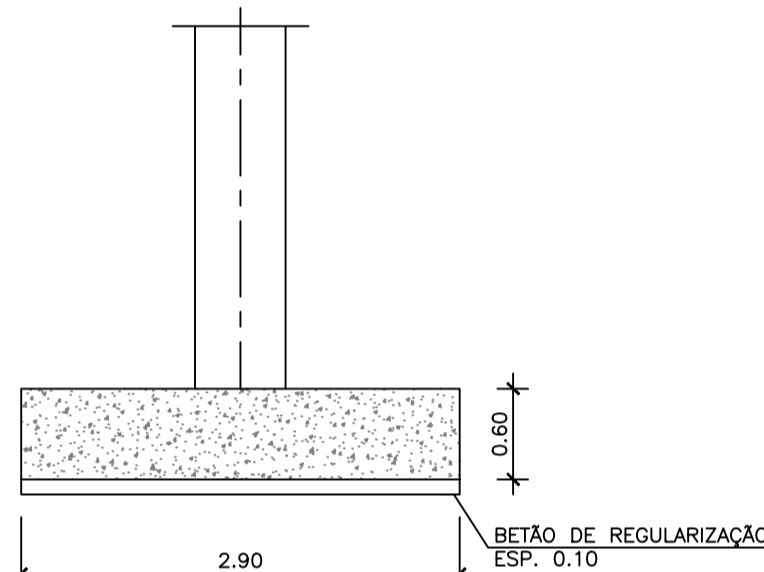
SECÇÃO TRANSVERSAL
TRAVESSA DOS PILARES
1:25



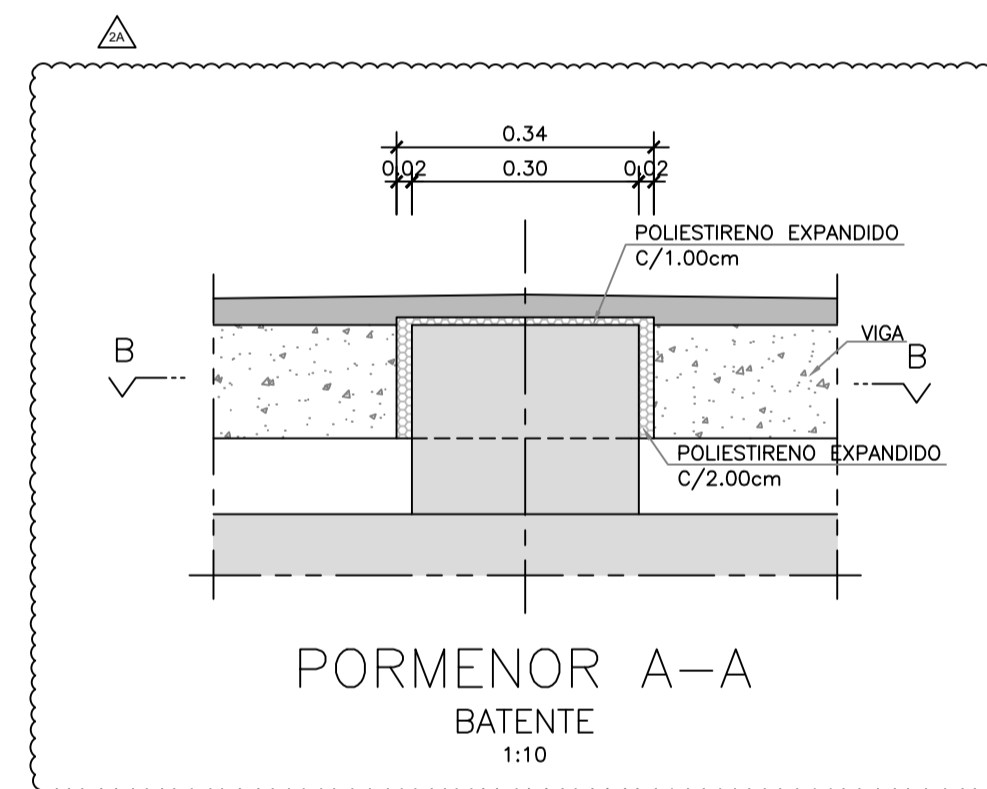
SECÇÃO TRANSVERSAL
MESA DOS ENCONTROS
1:25



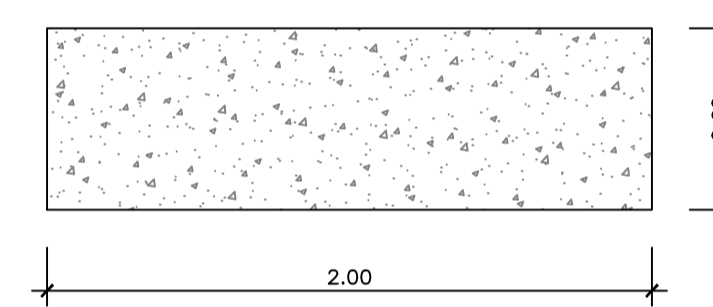
SAPATA S3
PLANTA
1:50



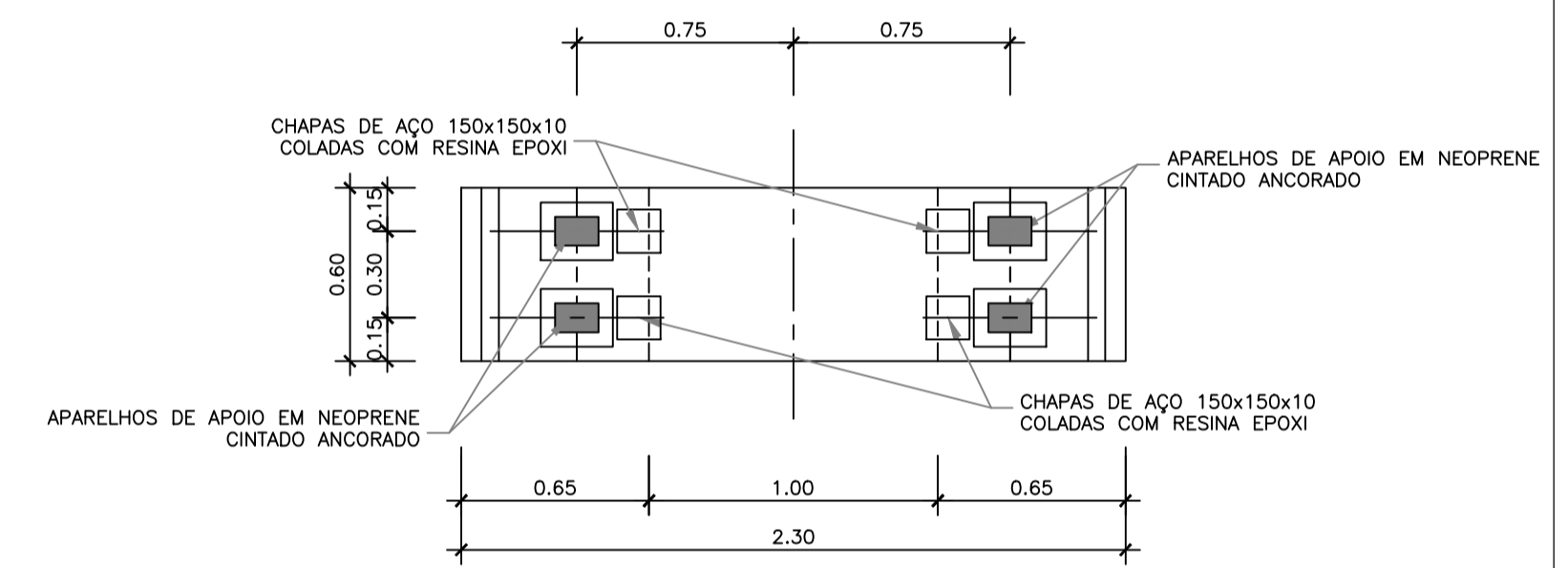
SAPATA S3
CORTE LONGITUDINAL
1:50



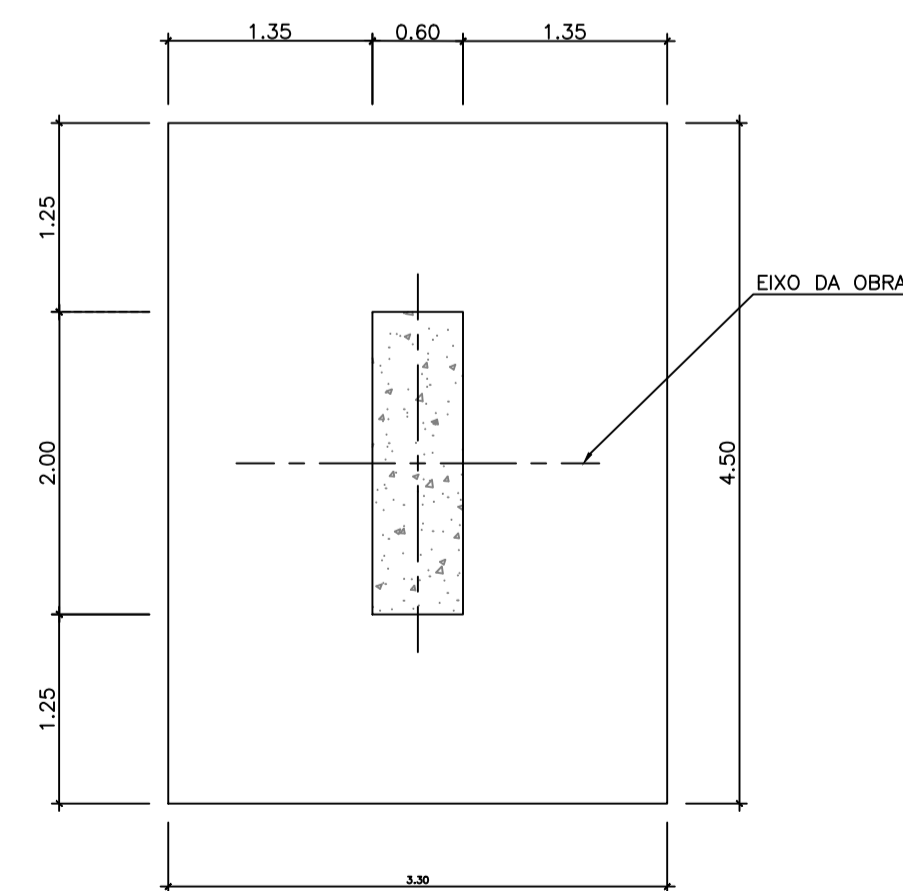
PORMENOR A-A
BATENTE
1:10



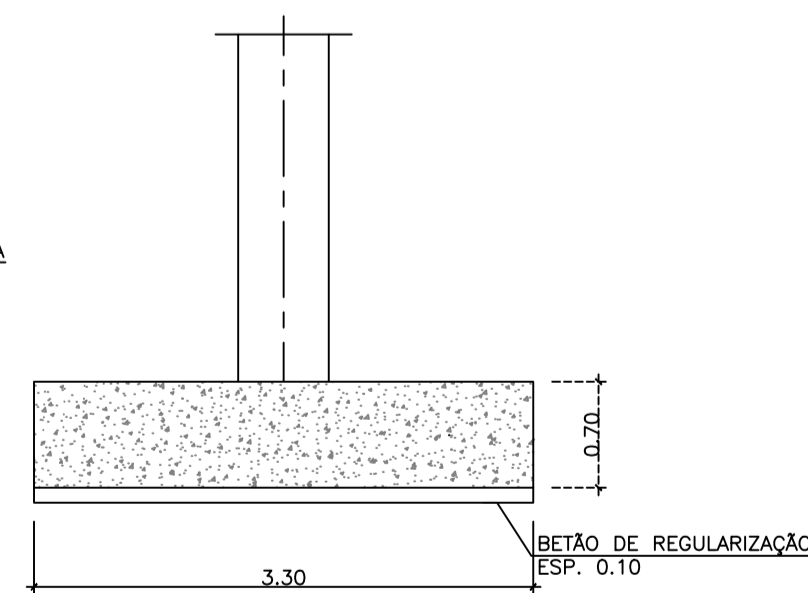
SECÇÃO 4-4
1:25



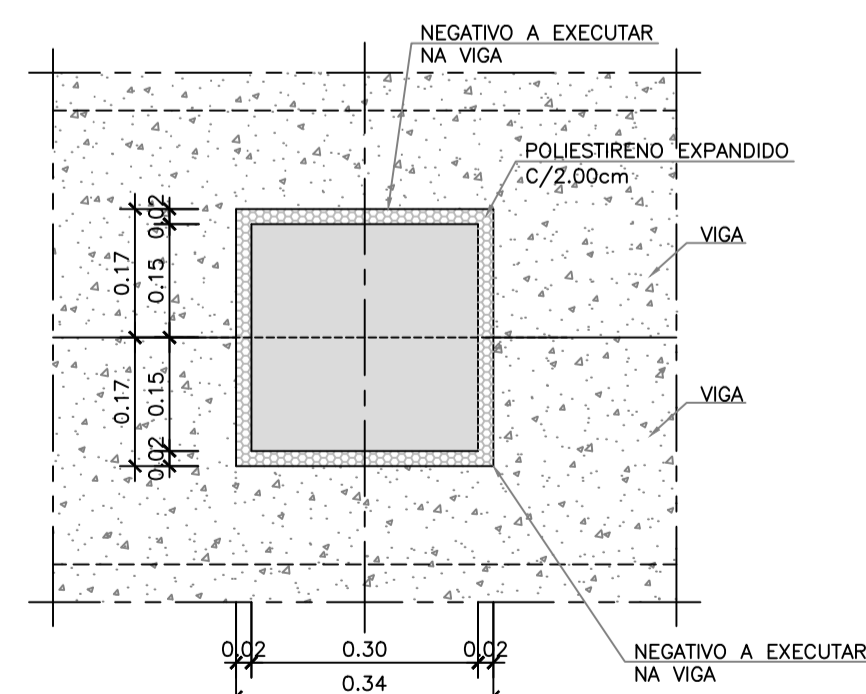
PLANTA
TRAVESSA DOS PILARES
1:25



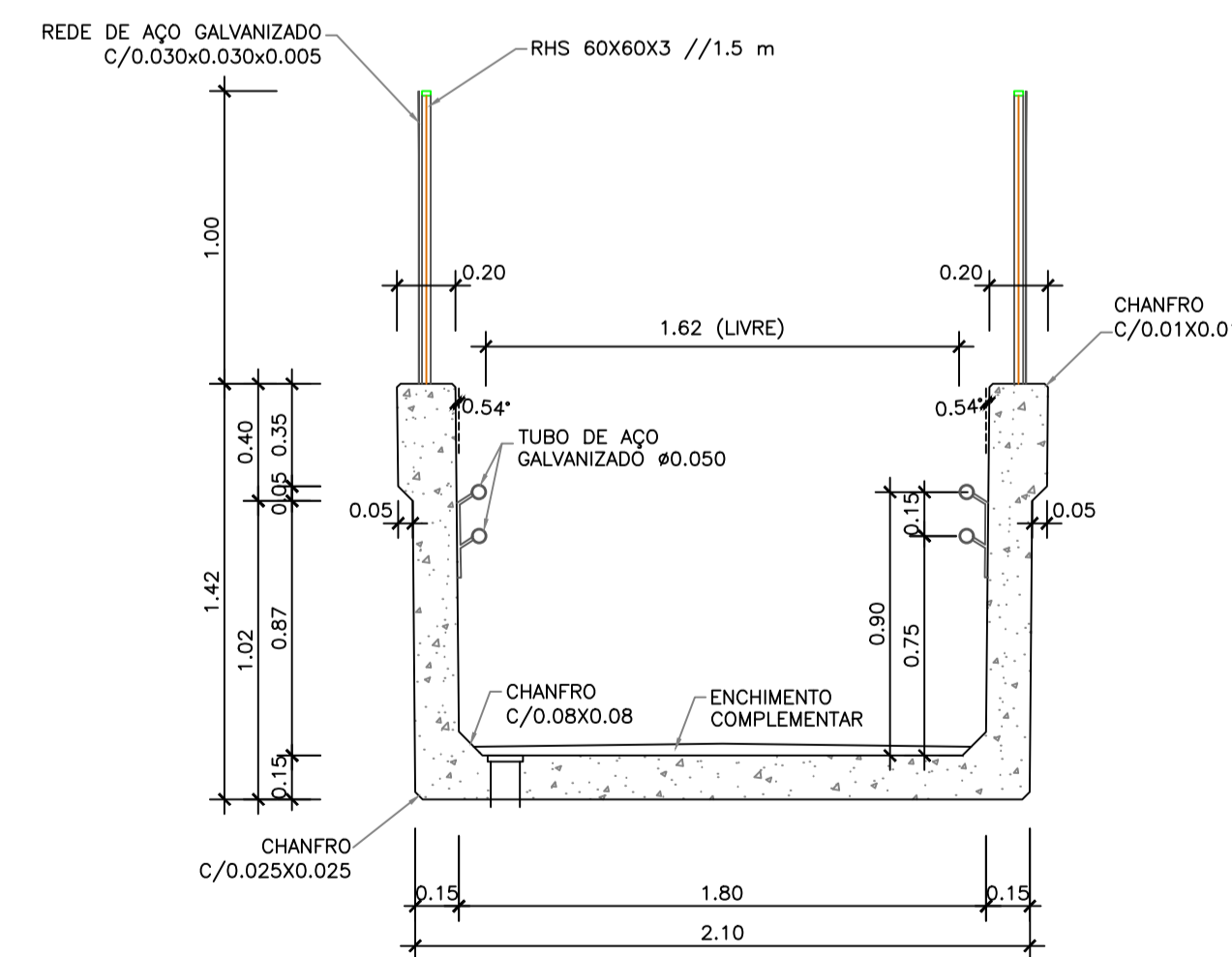
SAPATA S2



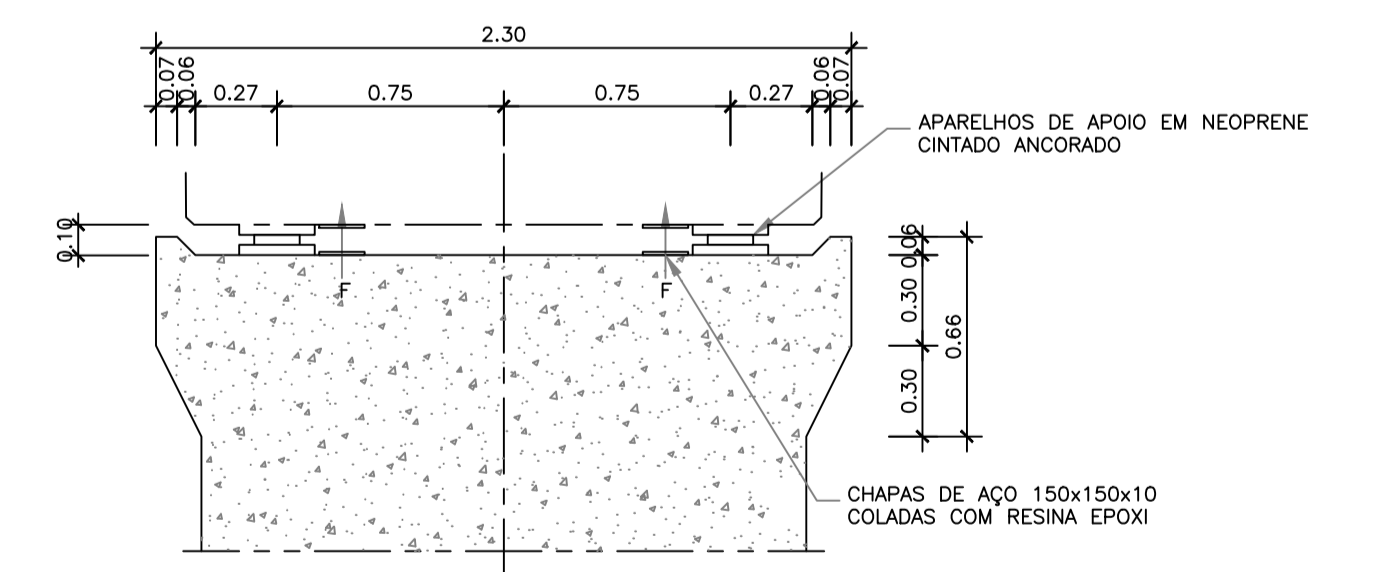
SAPATA S2
CORTE LONGITUDINAL
1:50



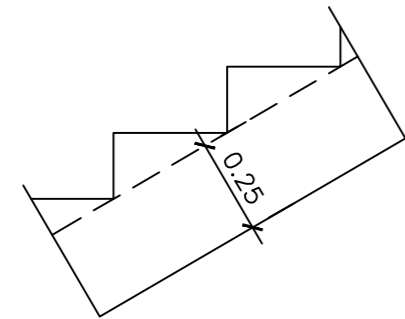
CORTE B-B
NEGATIVOS VIGAS SOBRE OS PILARES
1:10



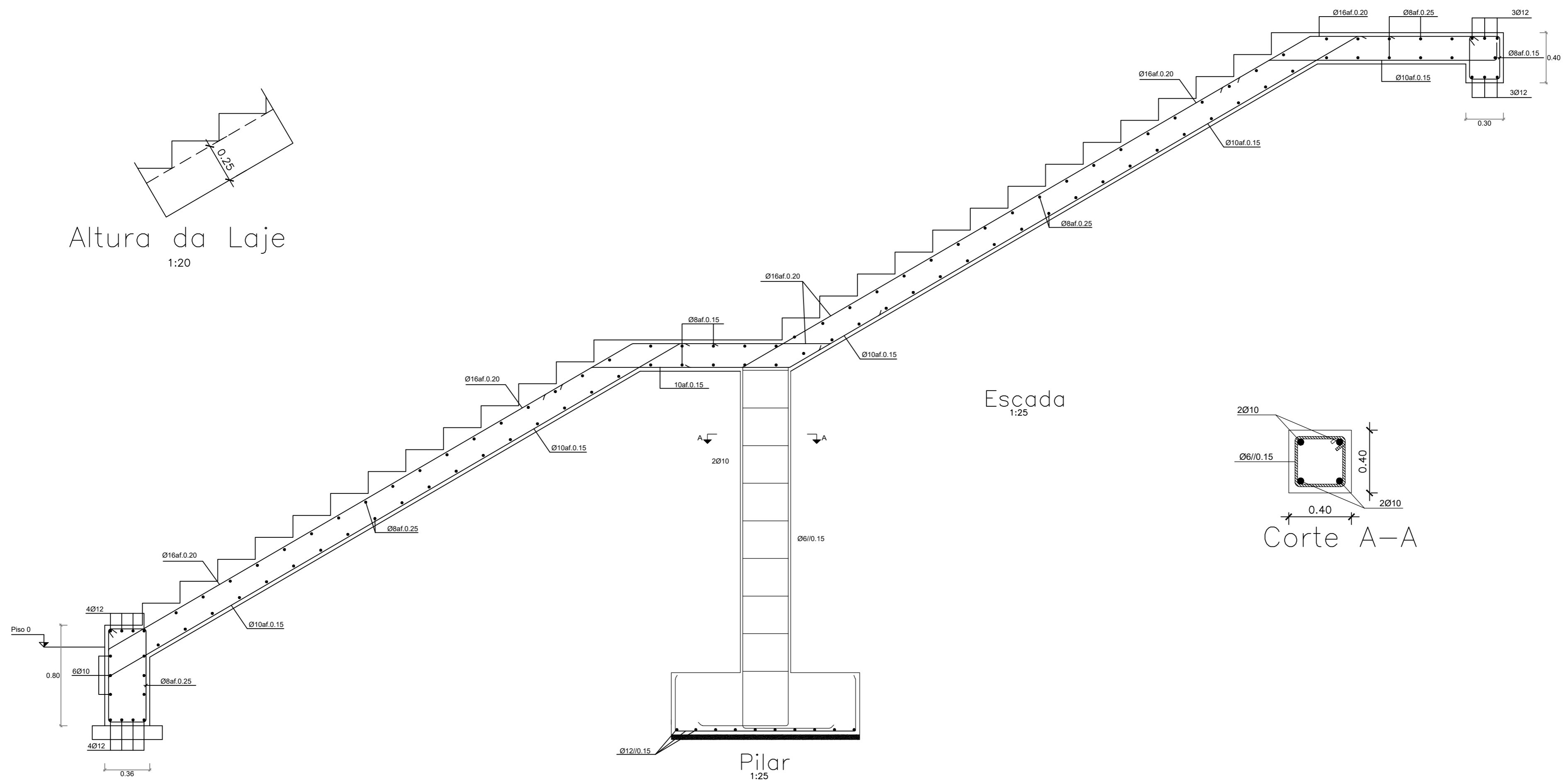
SECÇÃO TRANSVERSAL
TABULEIRO
1:25



SECÇÃO TRANSVERSAL
TRAVESSA DOS PILARES
1:25

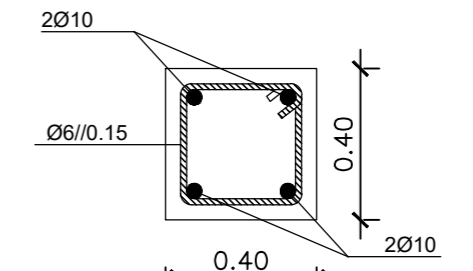


Altura da Laje
1:20

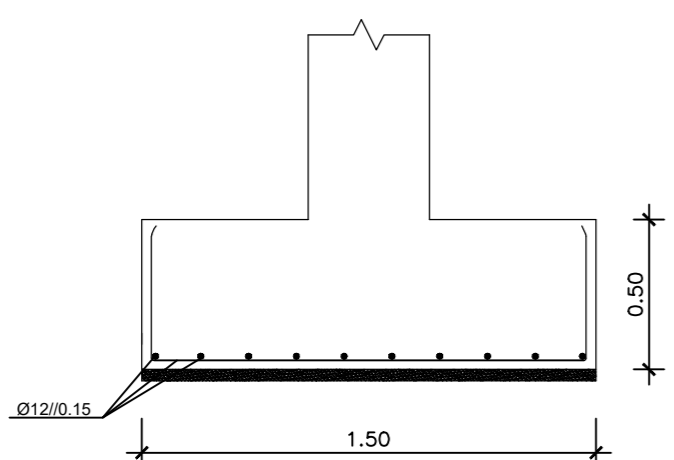
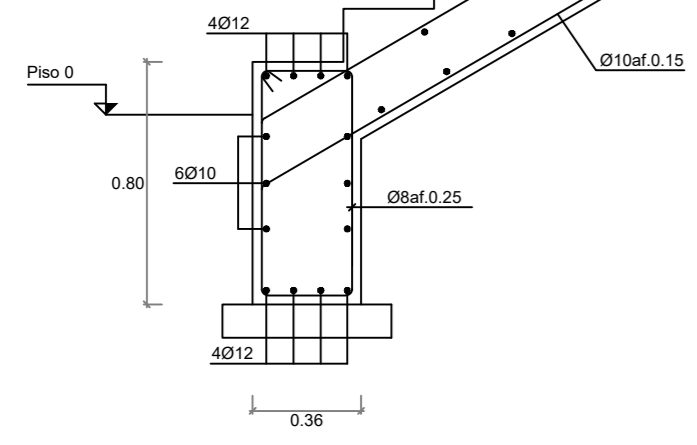


Escada
1:25

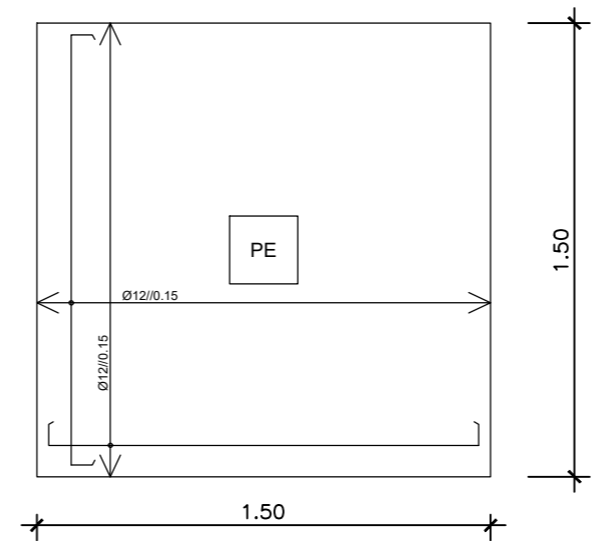
Pilar
1:25



Corte A-A

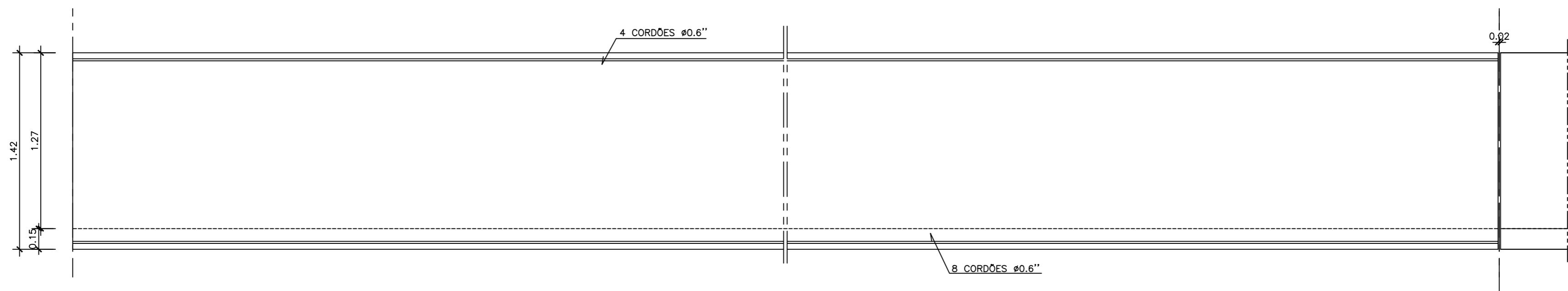


Sapata Escada
1:25



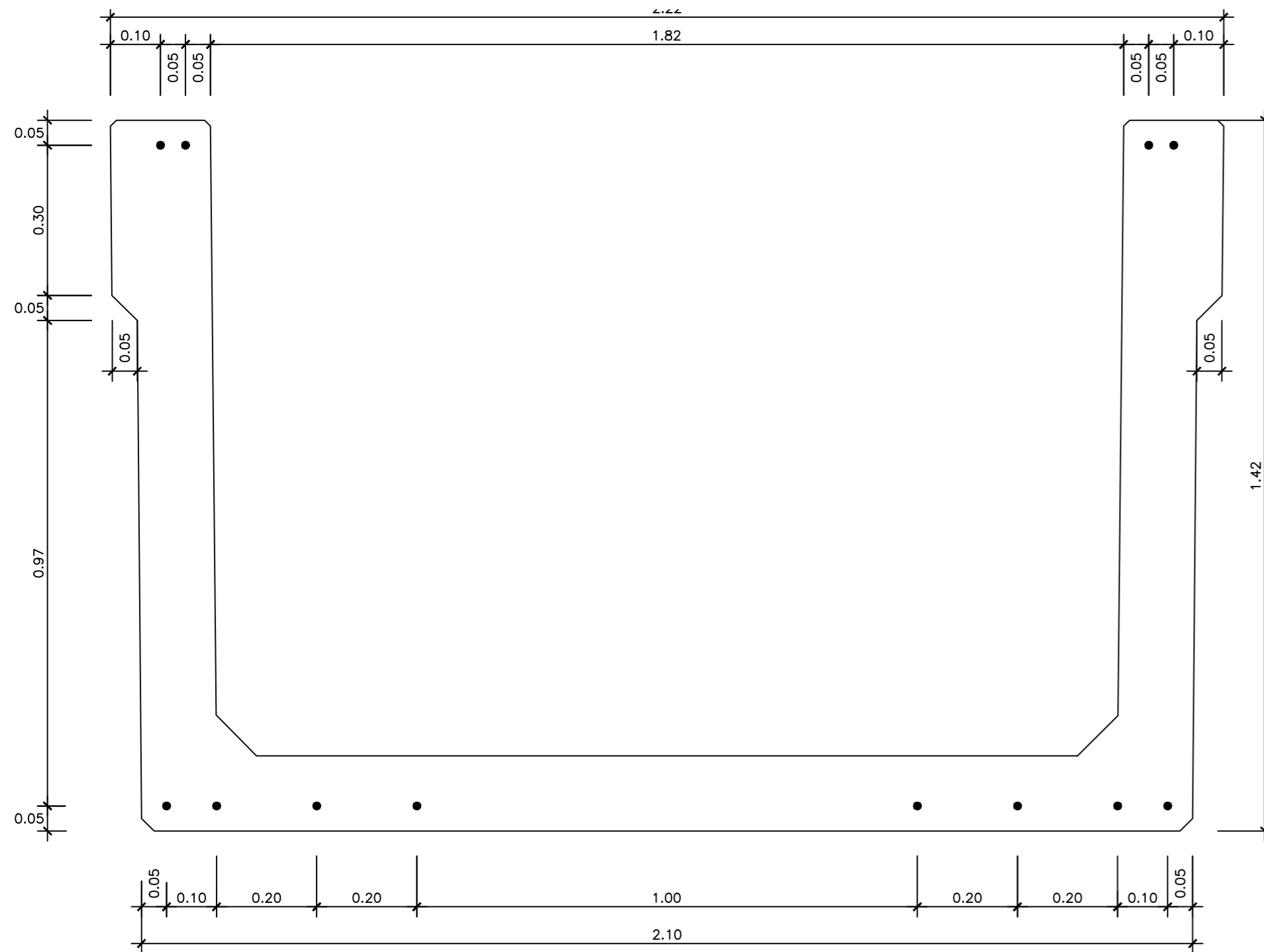
Malha da Sapata
1:25

QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		Tempo de vida útil: 50 anos
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20	--	--	Classe de estrutural: S4
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	Armaduras ordinárias: A500 NR
					Aço do Pré-esforço: Y 1860 s7



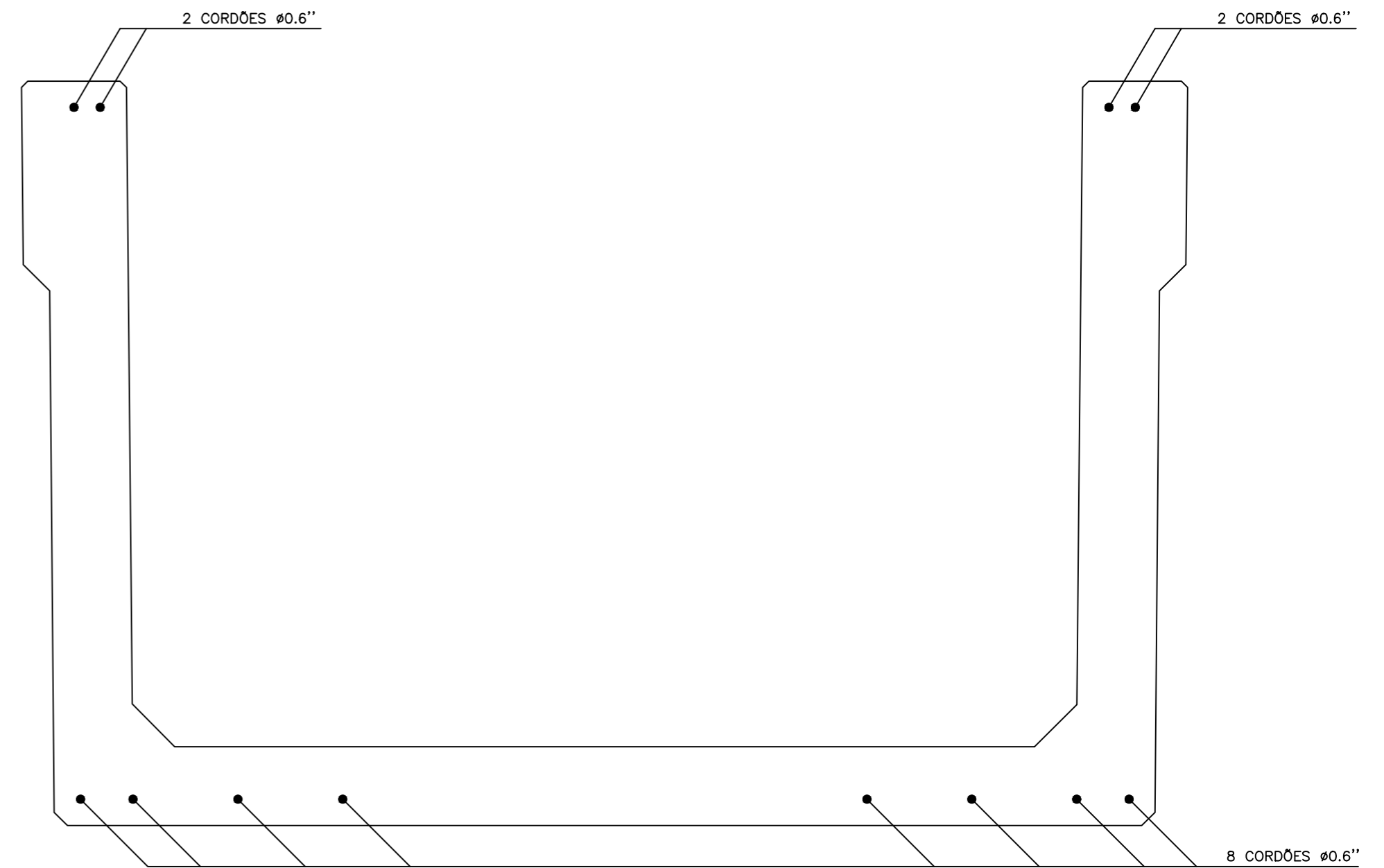
PLANO DE PRÉ-ESFORÇO

1:25



SECÇÃO TRANSVERSAL

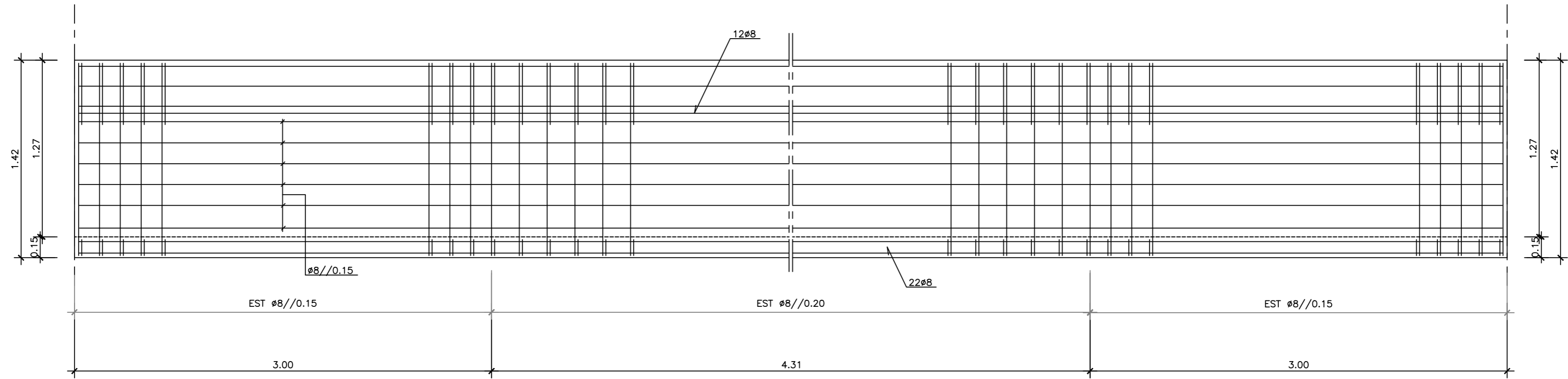
POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS ACTIVAS
1:15



SECÇÃO TRANSVERSAL

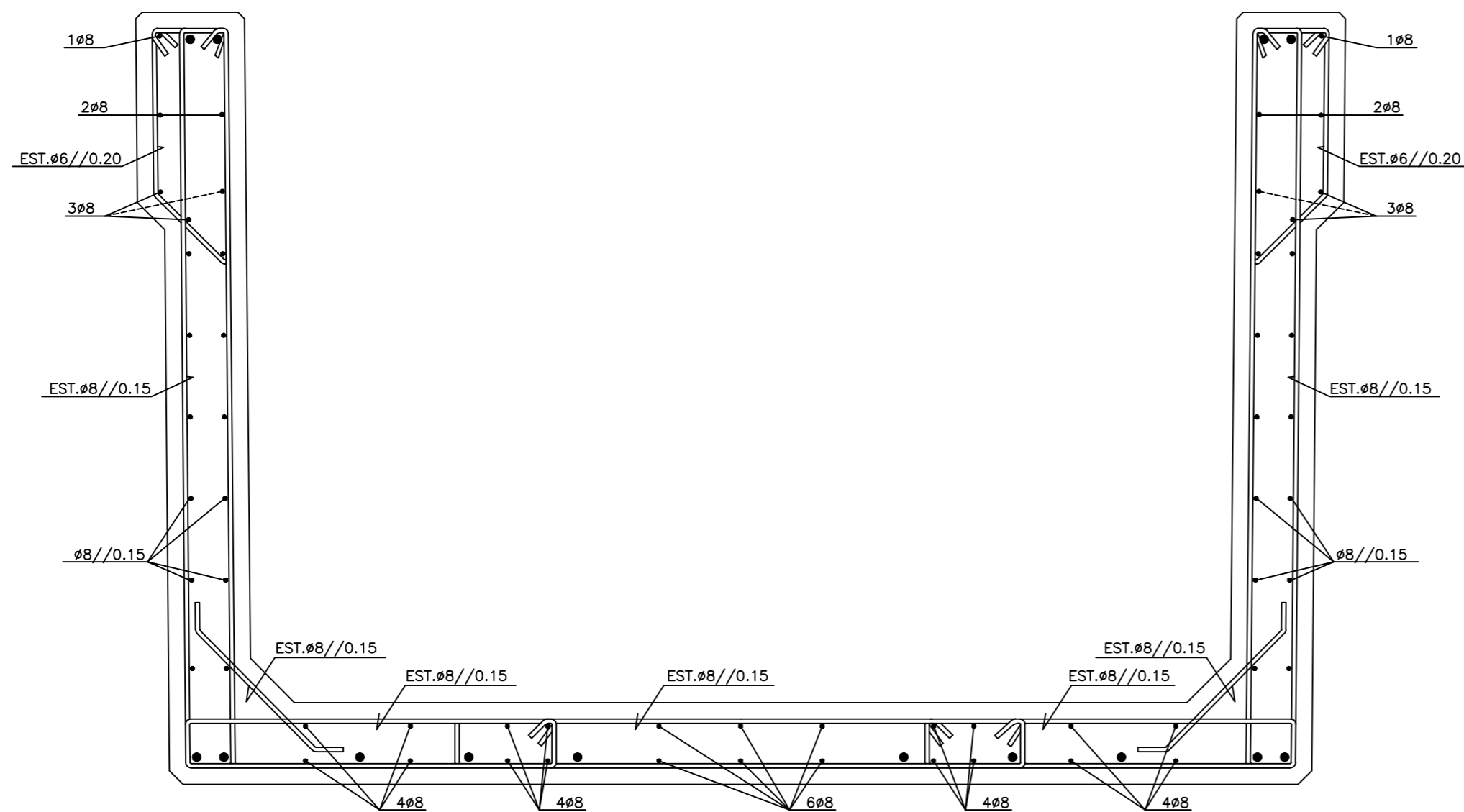
ARMADURAS ACTIVAS
1:15

QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20	--	--	. Tempo de vida útil: <input type="text" value="50 anos"/> . Classe de estrutural: <input type="text" value="S4"/>
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS Armaduras ordinárias: A500 NR Aço do Pré-esforço: Y 1860 s7
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	



ALÇADO LONGITUDINAL

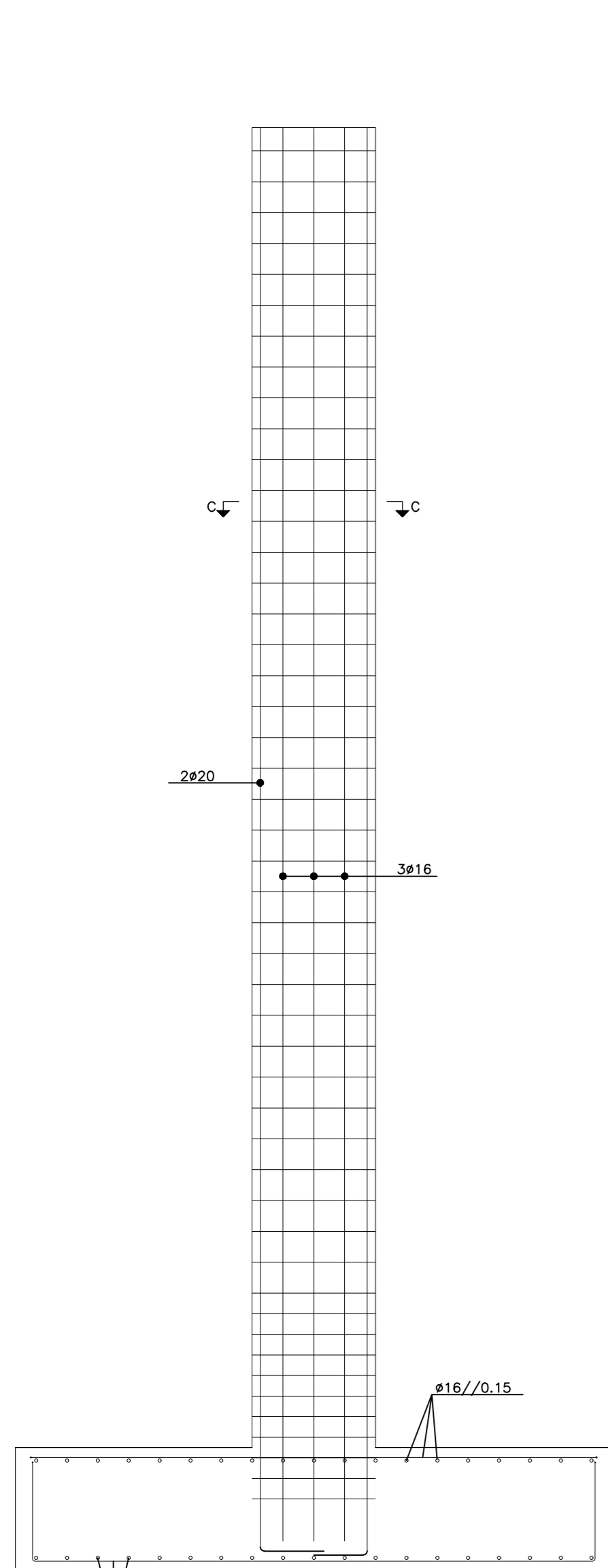
VIA 1
1:25



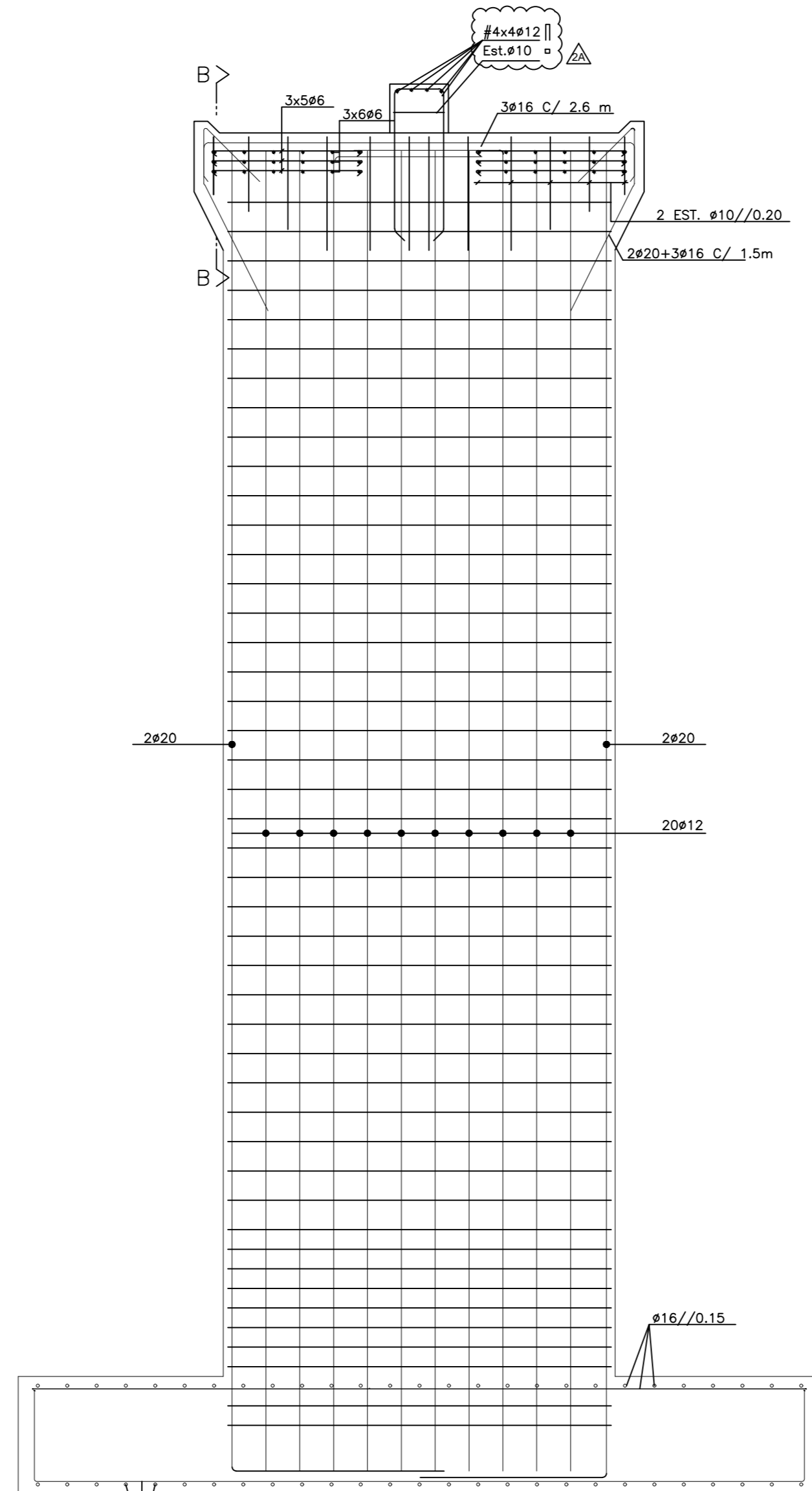
CORTE TRANSVERSAL NOS APOIOS

1:10

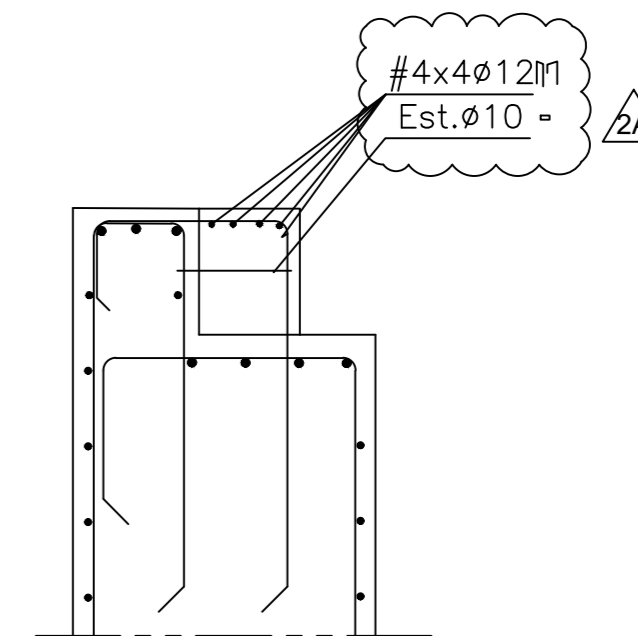
QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20	--	--	Tempo de vida útil: 50 anos
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	Classe de estrutural: S4
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	Armaduras ordinárias: A500 NR
					Aço do Pré-esforço: Y 1860 s7



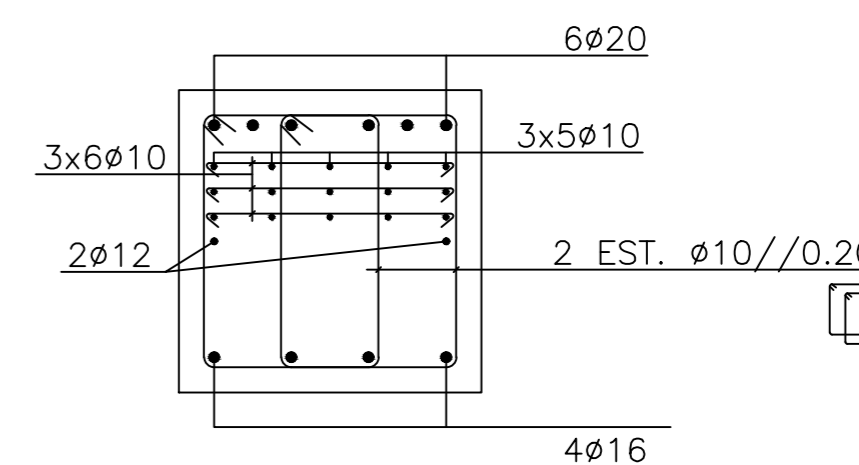
PILARES P1 e P3
Plano XX
1:25



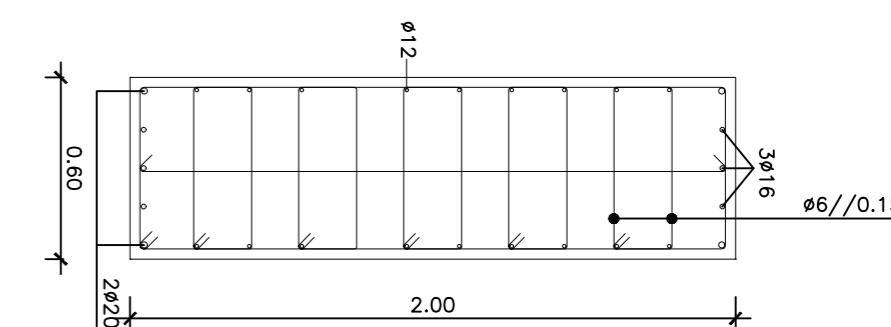
PILARES P1 e P3
Plano YY
1:25



CORTE F-F
1:15

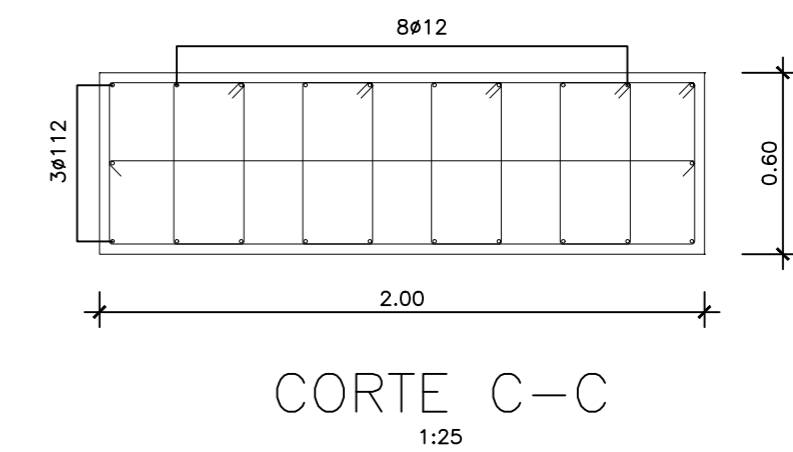
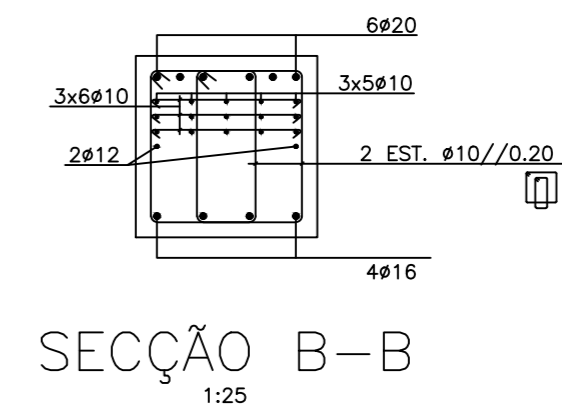
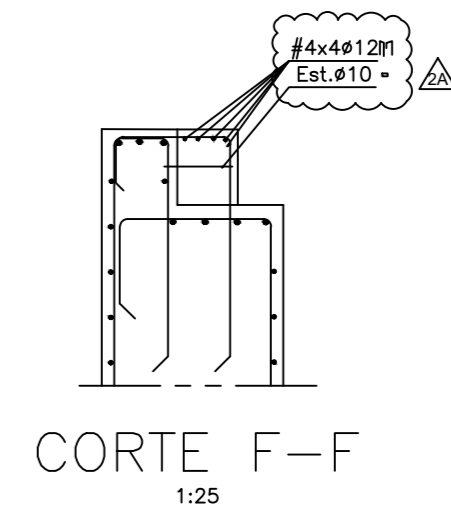
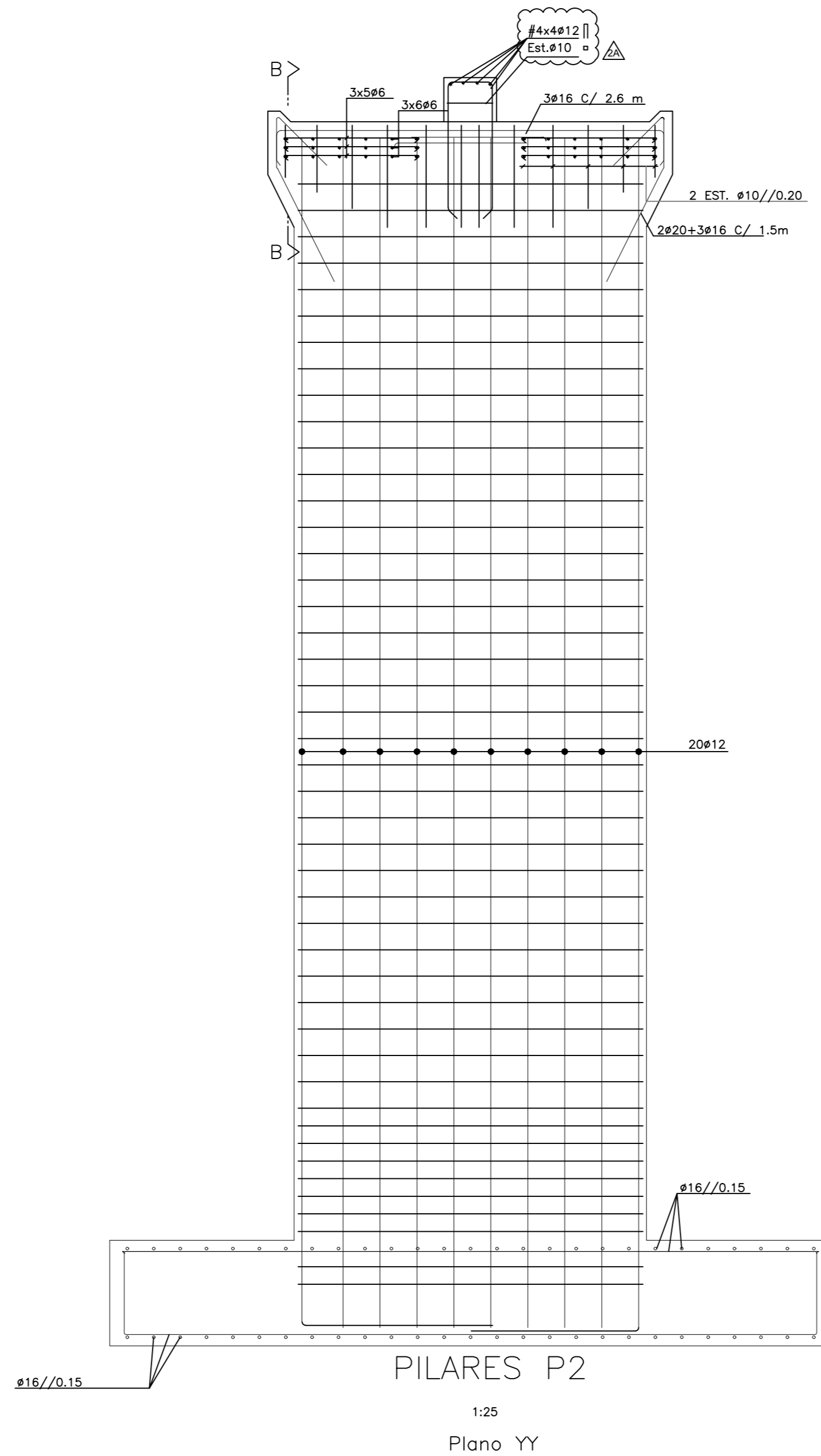
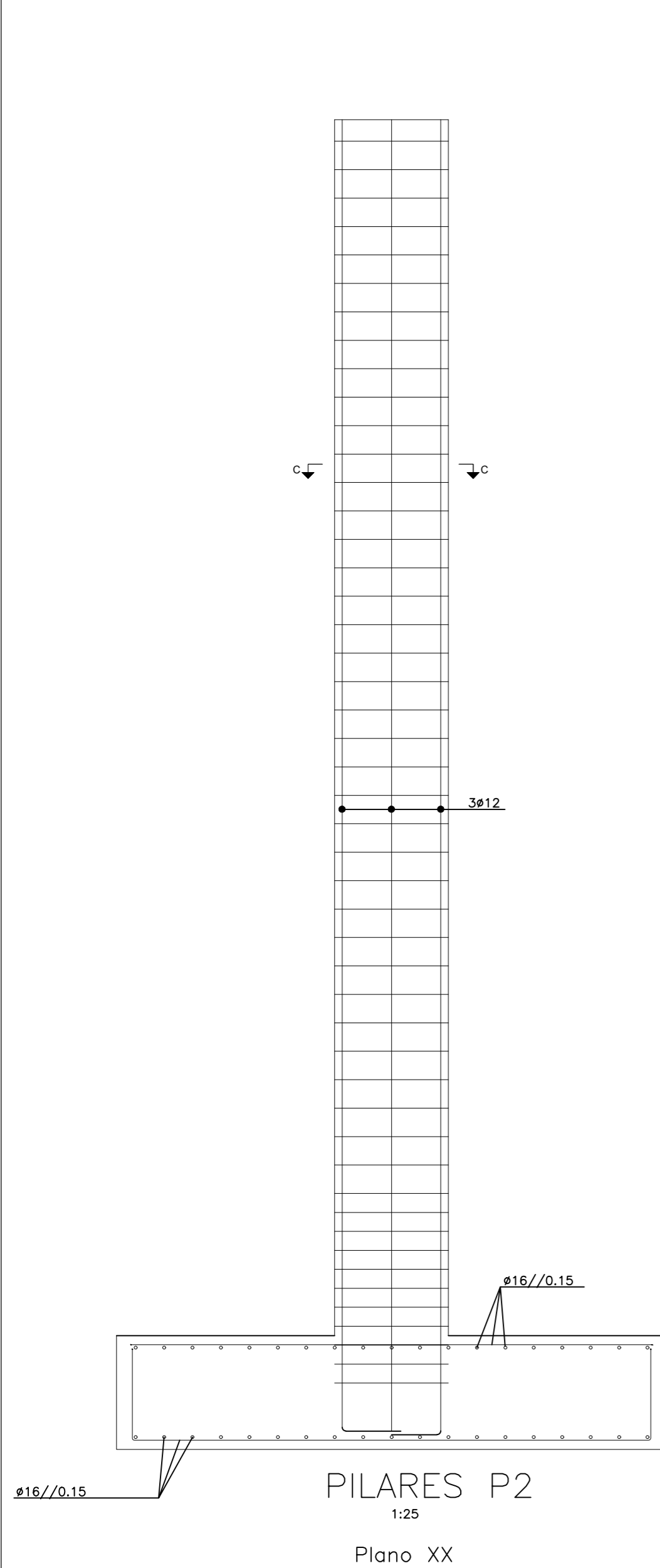


SECÇÃO B-B
1:15

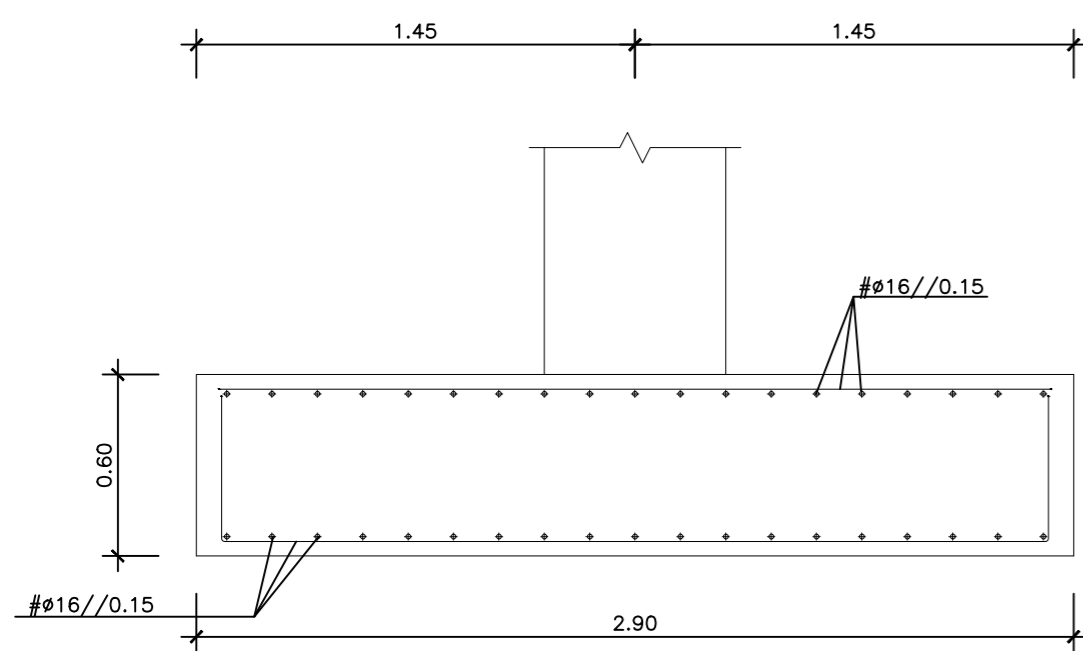


CORTE C-C
1:25

QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20	--	--	Tempo de vida útil: 50 anos
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	Classe de estrutural: S4
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	Armaduras ordinárias: A500 NR
					Aço do Pré-esforço: Y 1860 s7



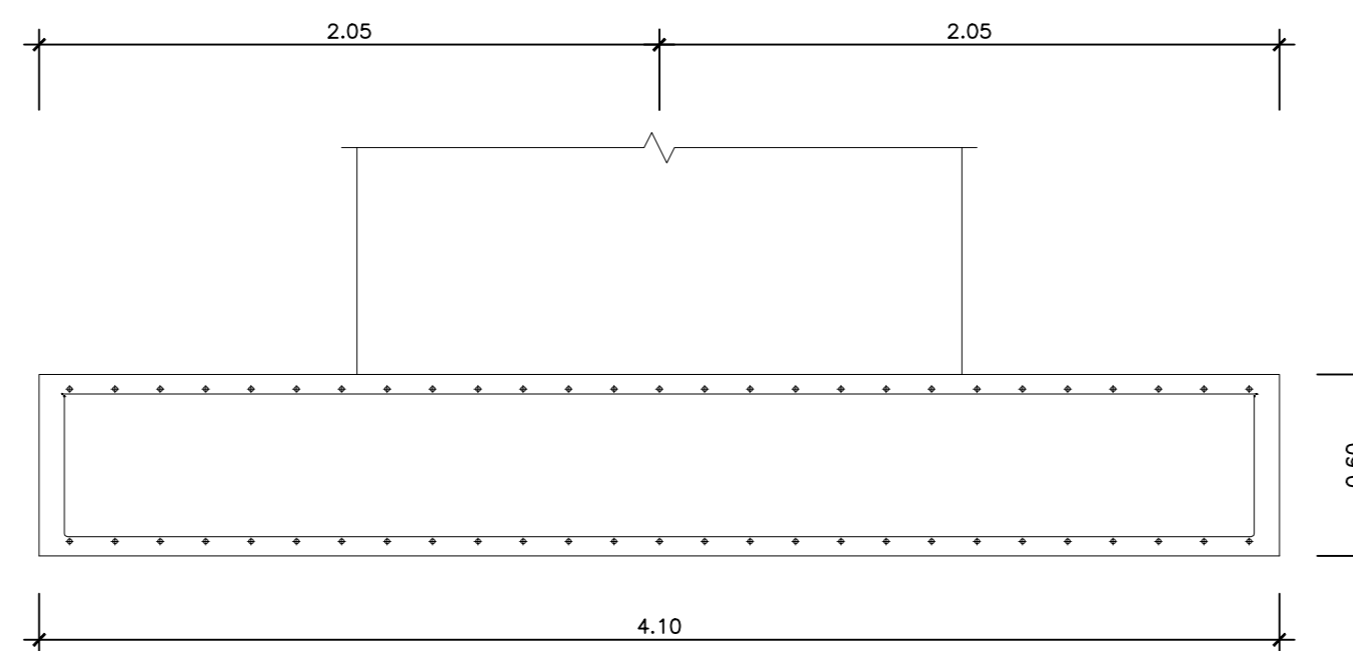
QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		Tempo de vida útil: 50 anos
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20	--	--	Classe de estrutural: S4
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	Armaduras ordinárias A500 NR
					Aço do Pré-esforço Y 1860 s7



Sapata S1 e S3

1:25

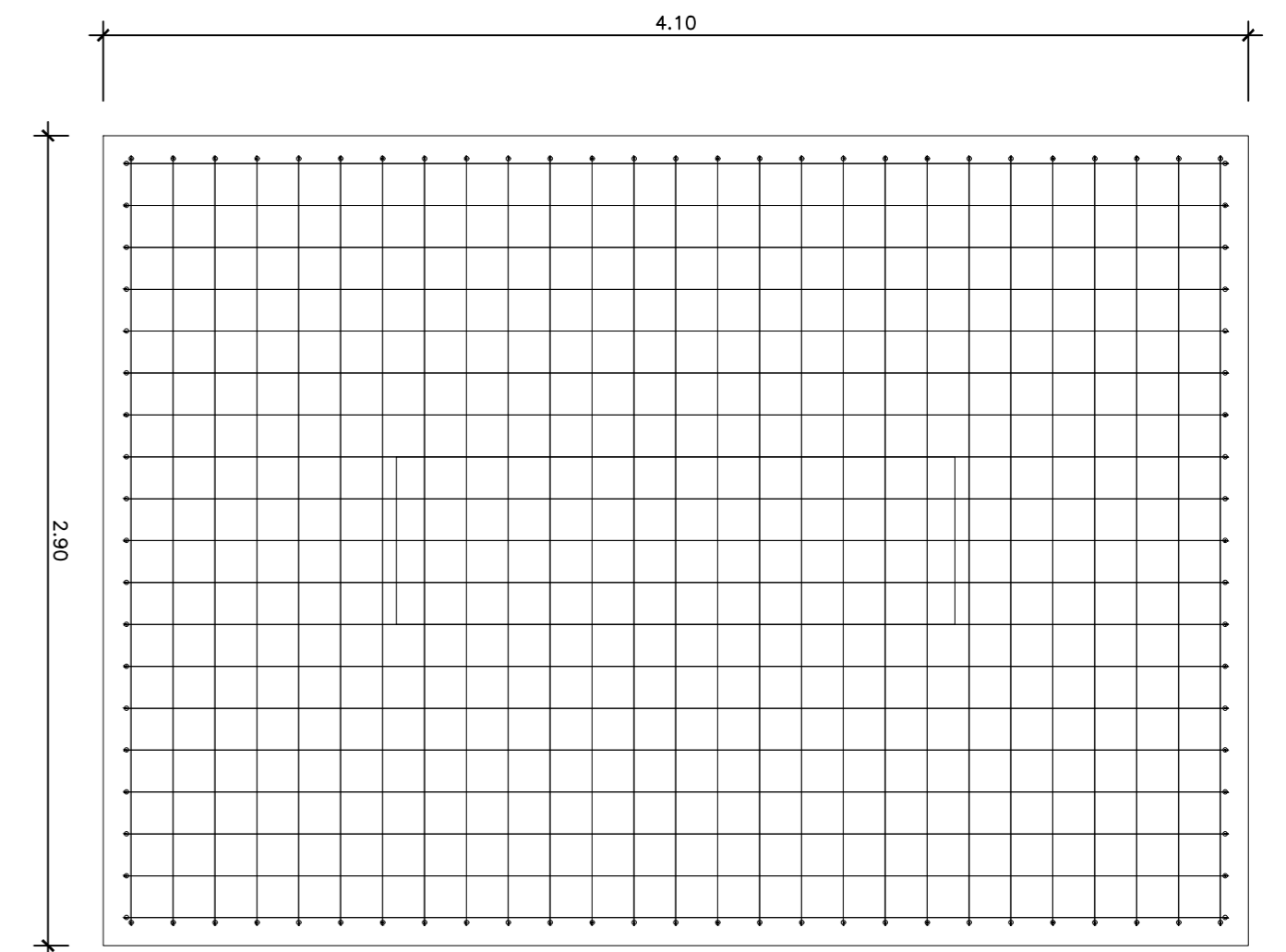
Corte Plano XX



Sapata S1 e S3

1:25

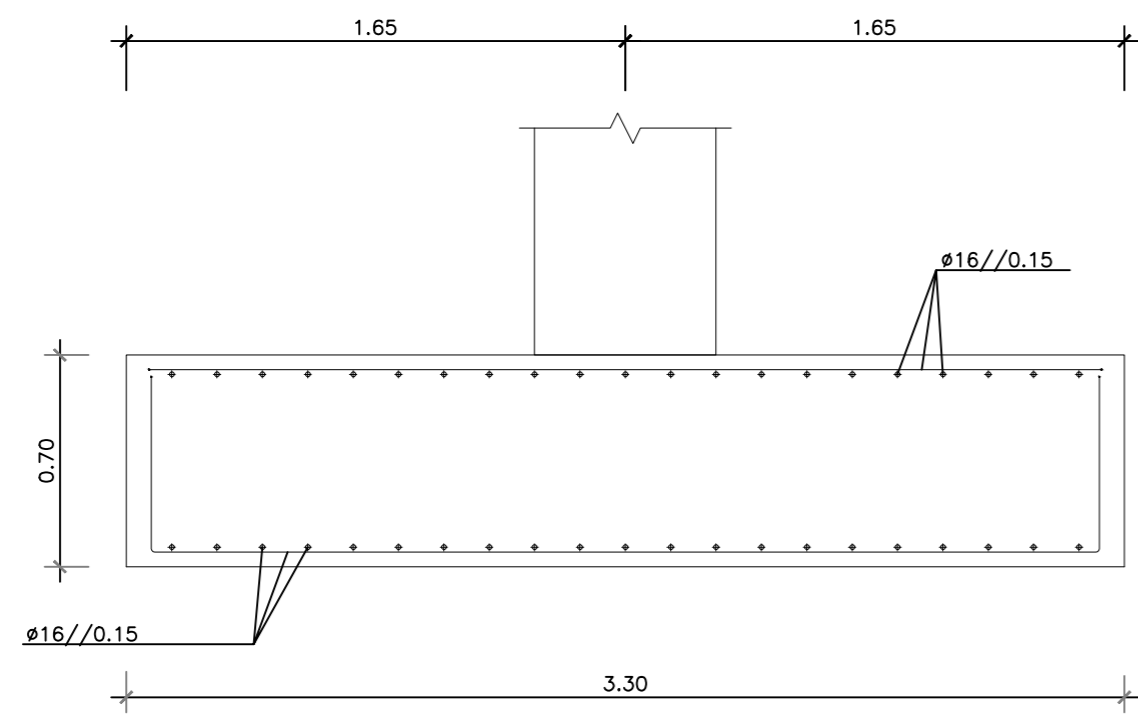
Corte Plano XX



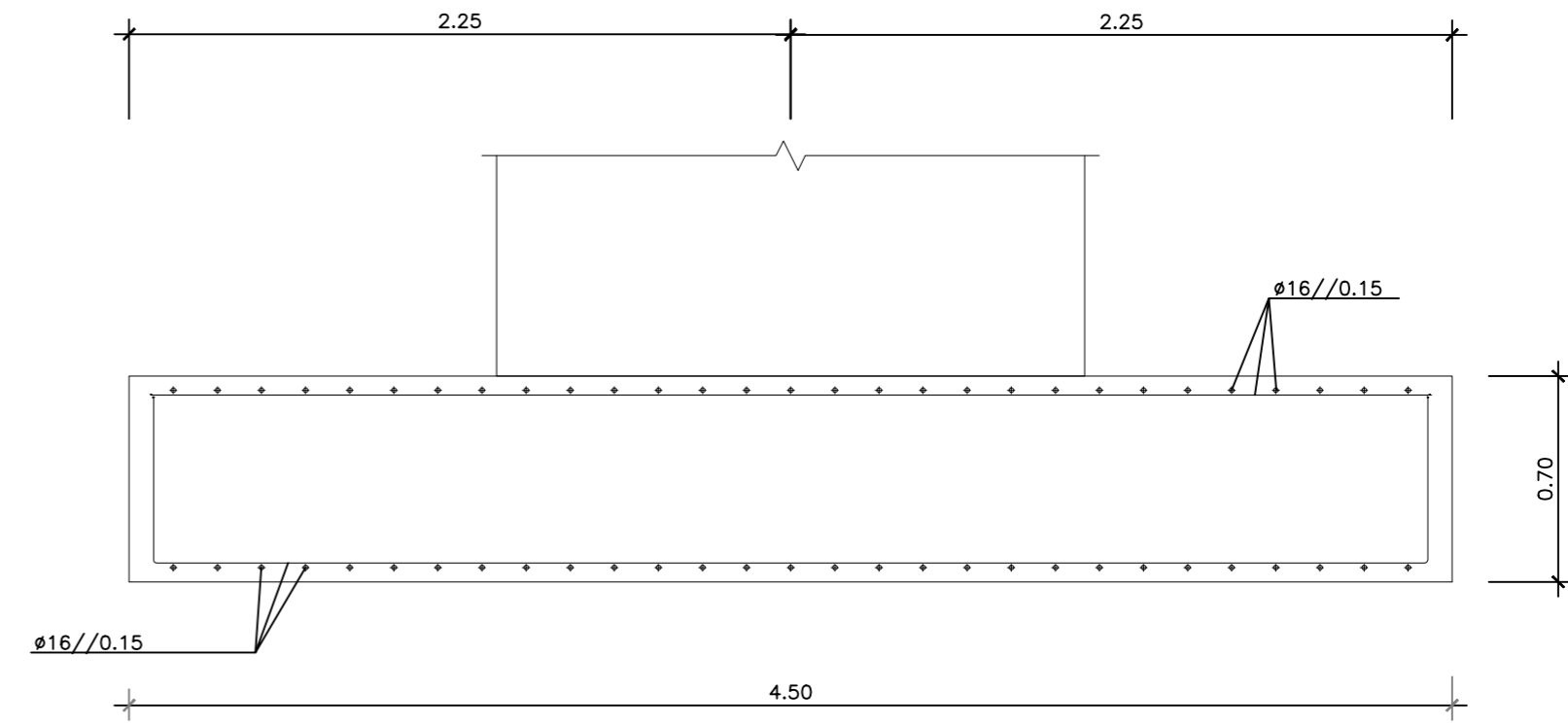
Malha da Sapata S1 e S3

1:25

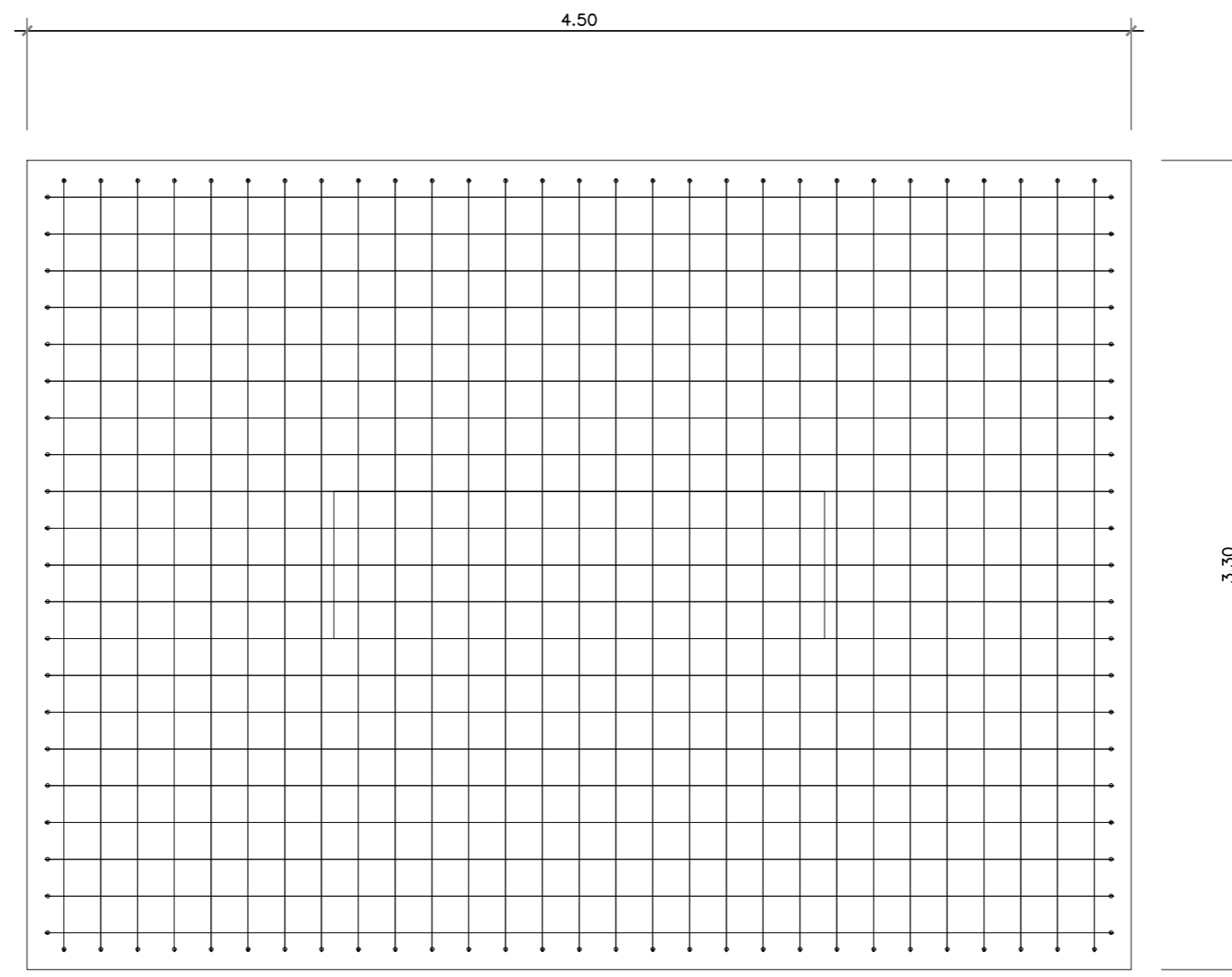
QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		Tempo de vida útil: <input type="text" value="50 anos"/>
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20		--	Classe de estrutural: <input type="text" value="S4"/>
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	Armaduras ordinárias: A500 NR
					Aço do Pré-esforço: Y 1860 s7



Sapata S2
Plano XX
1:25



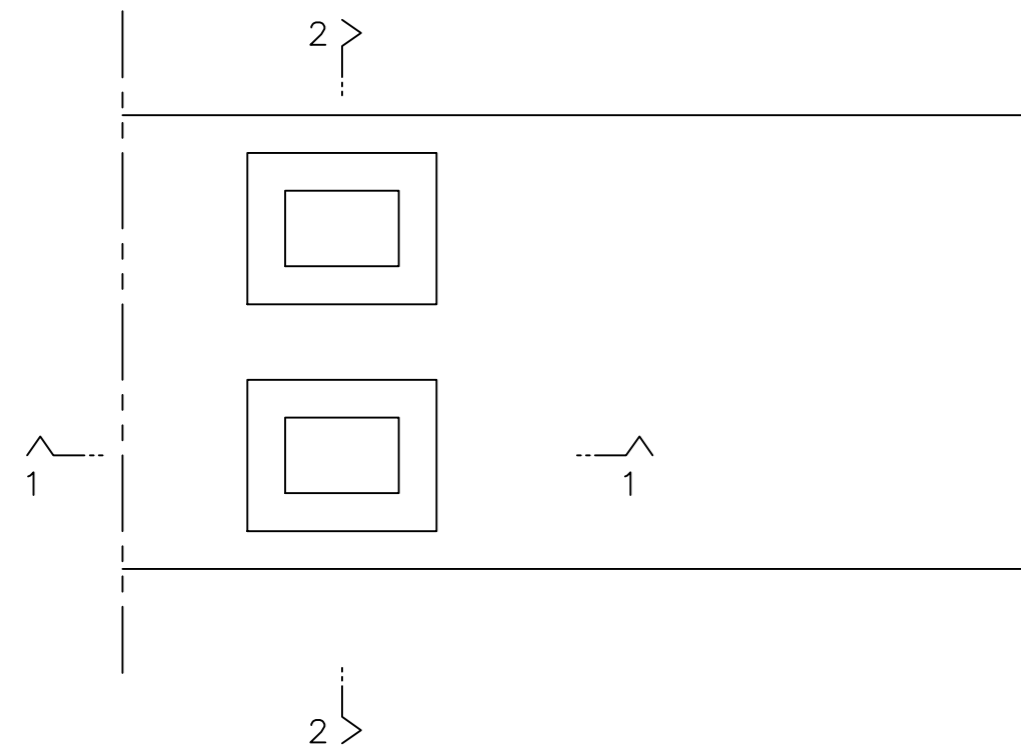
Sapata S2
Plano XX
1:25



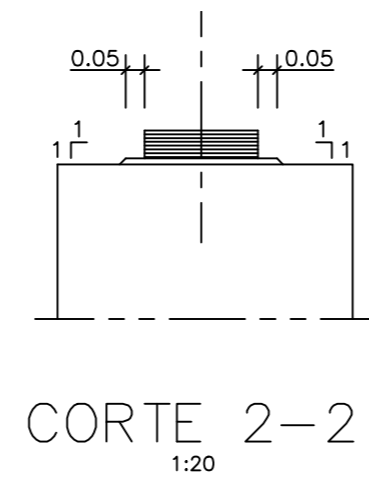
Malha da Sapata S2
1:25

QUADRO DE MATERIAIS					
Elemento estrutural	Classe de exposição ambiental	Classe de resistência	Recobrimento nominal (mm)		Tempo de vida útil: 50 anos
			Armaduras passivas	Armaduras pré-esforço	
Betão de Limpeza	X0	C16/20	--	--	Classe de estrutural: S4
Betão em sapatas	XC2	C25/30	50	--	
Betão em Fuste de pilar	XC4	C30/37	45	--	AÇOS
Betão em vigas Pré-esforçadas	XC4	C40/50	35	--	Armaduras ordinárias: A500 NR
					Aço do Pré-esforço: Y 1860 s7

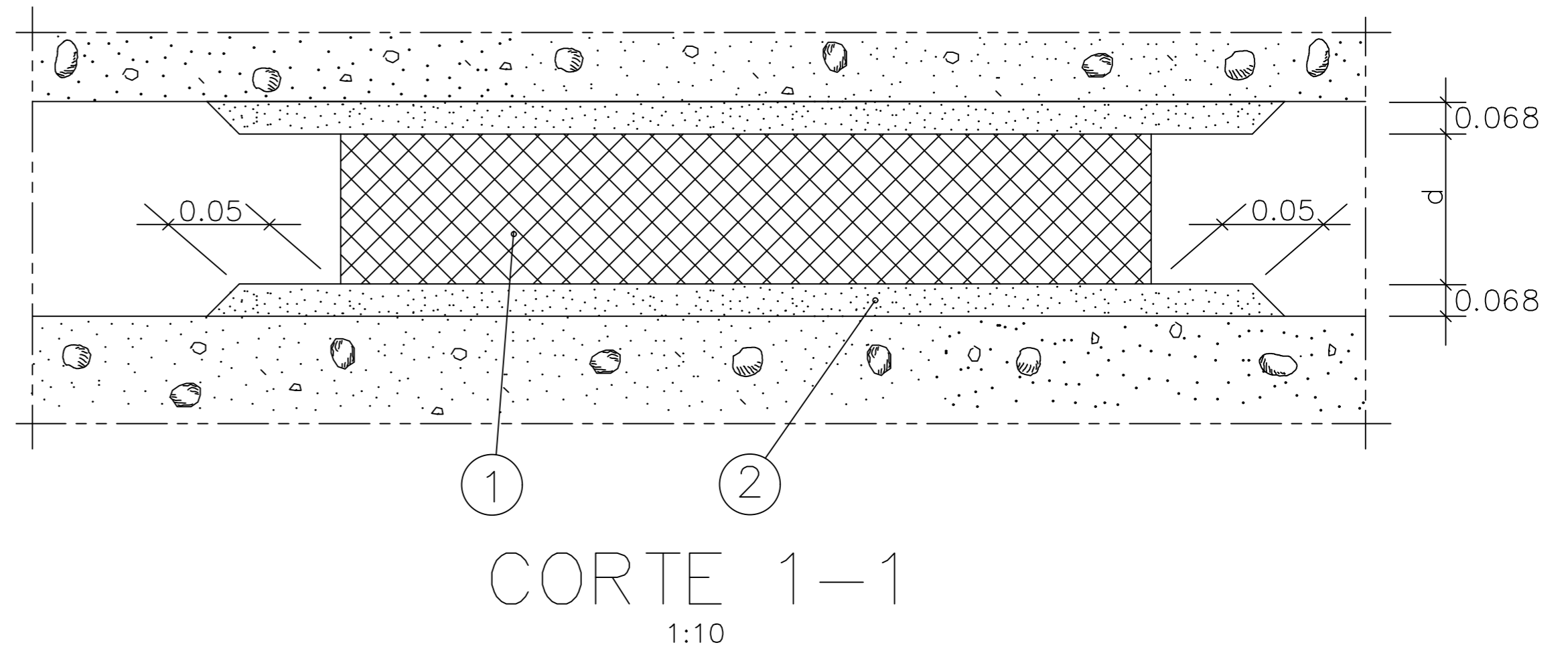
APARELHOS DE APOIO EM NEOPRENE CINTADO



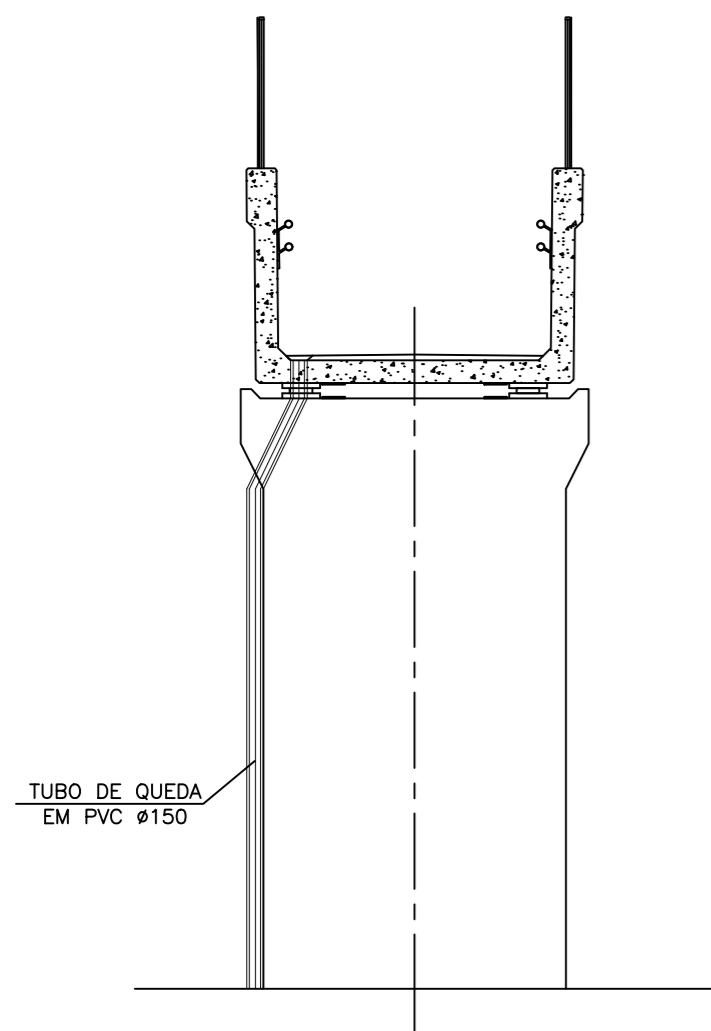
PLANTA



CORTE 2-2
1:20

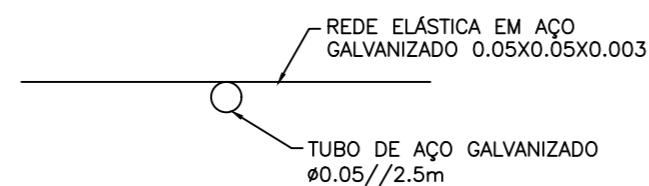


CORTE 1-1
1:10

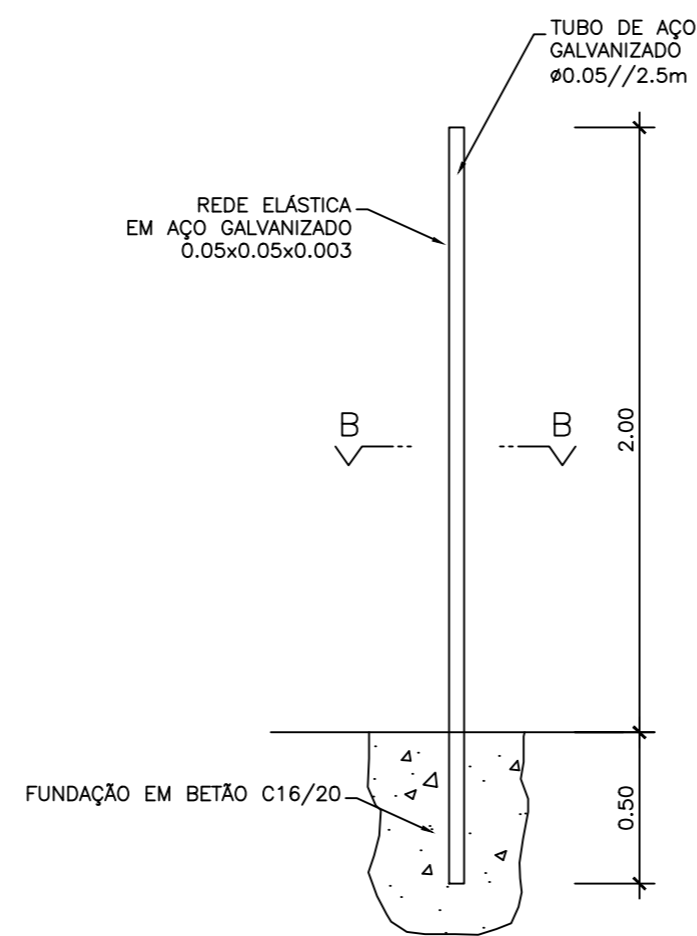


SECÇÃO TRANSVERSAL

TUBOS DE QUEDA
1:50

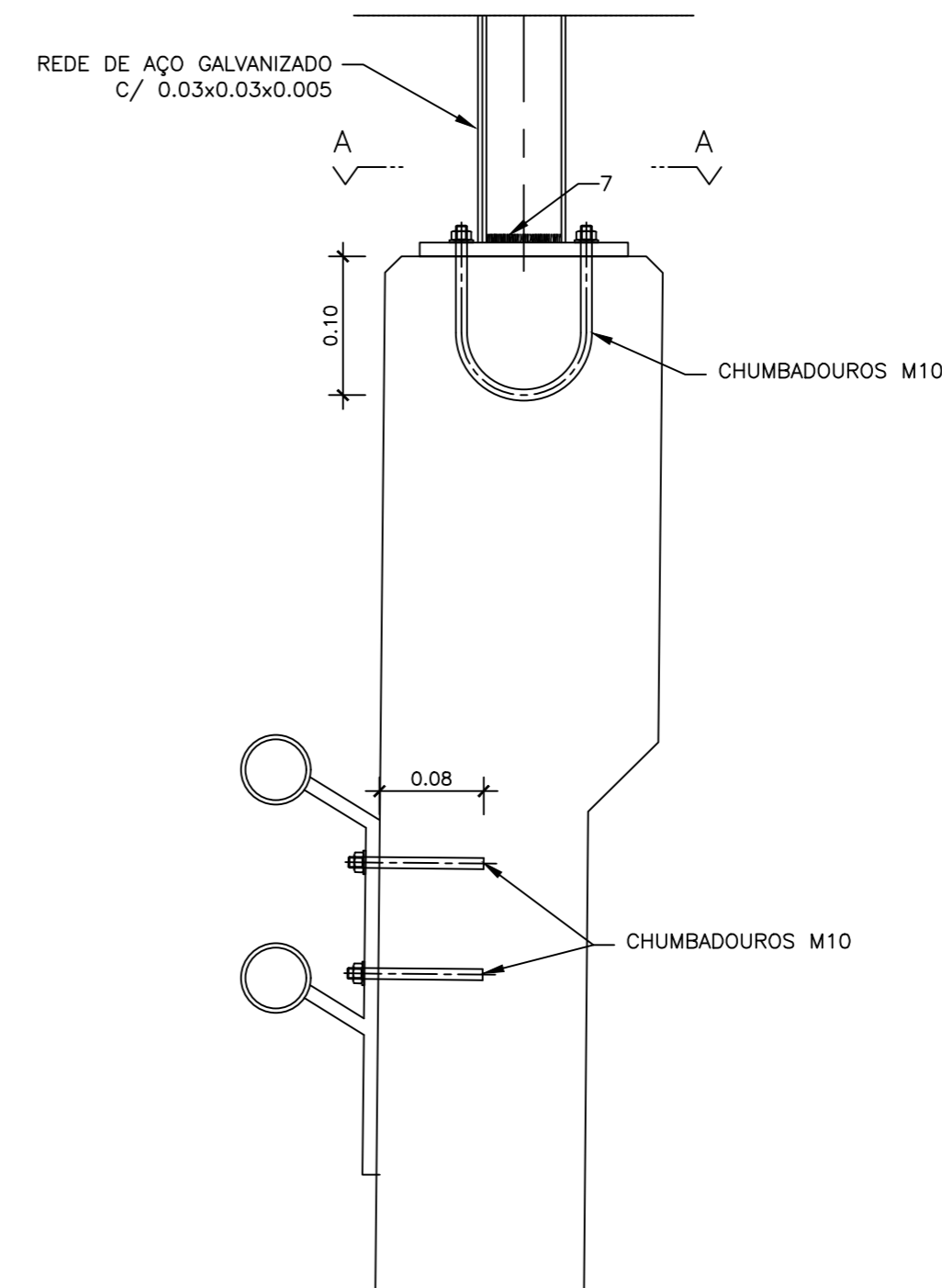


CORTE B-B
1:5

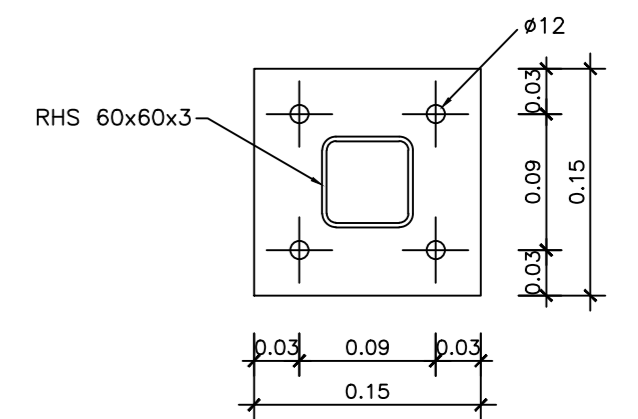


REDE DE PROTECÇÃO
1:25

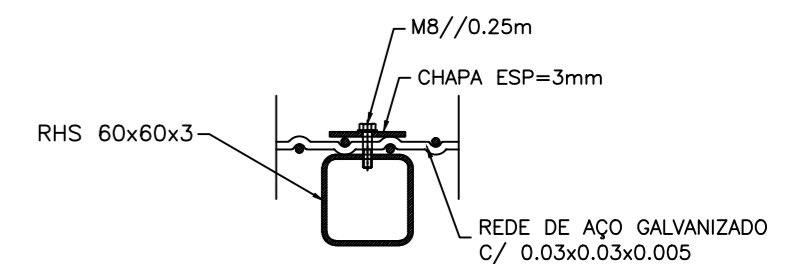
MATERIAIS	
AÇO	
AÇO EM VARÃO	A500NR
CHUMBADOUROS	A235NL
CHAPAS, TUBOS E PERFIS.....	Fe430



FIXAÇÕES DO CORRIMÃO
E REDE DE PROTECÇÃO
1:5



CORTE A-A
1:5



CORTE A-A
FIXAÇÃO DA REDE
1:5

- ①- BLOCO DE ELASTÓMERO NEOPRENE, COM A SEGUINTE COMPOSIÇÃO:
ELASTÓMERO ARMADO COM AÇO DE 5mm INCLUINDO UMA EM CADA TOPO.
- ②- PLINTO DE ARGAMASSA NÃO RECTRÁCTIL TIPO "PAGEL V1" OU EQUIVALENTE